

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'études

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil



Option : Structure métallique et mixte

Thème :

**Etude d'un bâtiment administratif en
charpente métallique (R+5+ sous-sol)
contreventé par portiques et palées de stabilité**

Présenté par :

- **ACHOUR Aymen Abdelillah**
- **BEN DOUMIA Aymen Abd Elalim**

Devant les membres du jury :

| | | |
|--------------------------------------|----------------------|-------------------|
| M ^r . KERFOUF. H | U. Saad Dahleb-Blida | Président |
| M ^r . BENYAHIA. A | U. Saad Dahleb-Blida | Examineur |
| M ^{me} M.Berediafe Bourahla | U. Saad Dahleb-Blida | Promotrice |

Juillet 2023

Résumé

Ce projet de fin d'études consiste à étudier un bâtiment (R+5 + sous-sol) en charpente métallique ou sa stabilité est assurée par portiques et palées de stabilité en V. Il est implanté dans la wilaya de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le **RPA 99 version 2003**.

L'étude dynamique a été faite sur le logiciel **ETABS 20**.

Le dimensionnement des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements :

(RPA 99 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91).

L'étude de fondation a conduit à des semelles filantes.

Mots clés : Charpente métallique, plancher mixtes, séisme, assemblage.

Abstract

This project consists of the study of a building (Ground floor + 5 floors + basement) in steel frame where its stability is ensured by gantries and V-shaped stability brackets.

It is located in the wilaya of Blida which is classified as a high seismicity zone (Zone III) according to the RPA 99 version 2003.

The seismic analysis of the structure was carried out by calculation software ETABS 20.

The dimensioning of the resistant elements was carried out according to the regulations: (RPA 99 2003, CCM97, EC3 and BAEL 91).

The foundation study led to strip foundations.

Key words: Steel frame, composite floor, seismic, assembly.

ملخص

يتكون مشروع نهاية الدراسة هذا من دراسة مبنى (R + 5 + بدروم) في إطار معدني حيث يتم ضمان ثباته بواسطة جسور متحركة وثبات ثبات على شكل V يقع في ولاية البلدية المصنفة كمنطقة ذات الزلازل العالية (المنطقة الثالثة) وفقاً لـ **RPA 99 إصدار 2003**. تم إجراء الدراسة الديناميكية على برنامج **ETABS 20**.

تم تنفيذ أبعاد العناصر المقاومة وفقاً للوائح (**RPA 99 2003 و CCM97 و EC3 و BAEL 91**).

أدت الدراسة التأسيسية إلى الأساسات المستمرة

الكلمات الرئيسية: إطار فولاذي ، أرضية مركبة ، زلزال ، تجميع.

Remerciements

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Au terme de ce modeste travail, nous voudrions exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à :

Notre promotrice *M^{me} Berediafe M.* Pour ses précieuses orientations et conseils qu'il a su nous prodiguer lors de la réalisation de ce travail.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation en génie civil.

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réussite de ce noble travail, que ce mémoire soit pour eux l'expression de notre profonde gratitude.

Dédicace

Pour chaque début il y a une fin, et ce qu'est beau dans toute fin c'est la Réussite et l'atteinte du but.

C'est avec toute l'ardeur de mes sentiments que je dédie le fruit de ce modeste travail comme un geste de gratitude .

À Ma famille

A mes parents, qui m'ont doté d'une éducation digne, leur amour fait de moi ce que je suis aujourd'hui, qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

Chers frères et sœurs que je leurs souhaite pleins de succès et de réussites dans la vie.

A mes amis :

Je dédie ce travail par la même occasion à mes chers amis (e) qui ont partagé avec moi les moments d'émotions et de joie lors de mon parcours scolaire Hakim ,Abd-elkadir ,Hanane et Farida

A mon binôme:

Aymen x (Achour + Ben doumia)

Liste des Tableaux

| | |
|--|----|
| Tableau I.1 : Caractéristiques des nuances d'acier..... | 9 |
| Tableau II.1 : Charge permanente et d'exploitation du plancher terrasse..... | 14 |
| Tableau II.2 : Charge permanente et d'exploitation d'un plancher étage courant..... | 14 |
| Tableau II.3 : Caractéristique de la tôle..... | 14 |
| Tableau II.4 : Caractéristique du profilé IPE 140..... | 15 |
| Tableau II.5 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage terrasse..... | 18 |
| Tableau II.6 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage terrasse..... | 19 |
| Tableau II.7 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage courant..... | 20 |
| Tableau II.8 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage courant..... | 21 |
| Tableau II.9 : Caractéristique du profilé IPE240..... | 23 |
| Tableau II.10 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage terrasse..... | 25 |
| Tableau II.11 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage terrasse..... | 27 |
| Tableau II.12 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage courant..... | 28 |
| Tableau II.13 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage courant..... | 28 |
| Tableau II.14 : Charge d'exploitation cumulée..... | 29 |
| Tableau II.15 : Choix des sections des profilés..... | 29 |
| Tableau II.16 : Choix final des sections des profilés..... | 39 |
| | |
| Tableau III.1 : Caractéristique du profilé UPN 200..... | 36 |
| Tableau III.2 : Les vérifications de l'acrotère à l'ELS..... | 41 |
| | |
| Tableau IV.1 : Valeurs de la période caractéristique | 45 |
| Tableau IV.2 : Choix de la période de calcul..... | 46 |
| Tableau IV.3 : Valeur du facteur de qualité..... | 47 |
| Tableau IV.4 : Caractéristique de la force sismique..... | 47 |
| Tableau IV.5 : Participation massique du modèle initiale..... | 50 |
| Tableau IV.6 : Participation massique du 2ème modèle..... | 52 |
| Tableau IV.7 : Vérifications des déplacements inter étage pour le 2ème modèle..... | 54 |
| Tableau IV.8 : Participation massique du modèle final..... | 56 |
| Tableau IV.9 : Vérification des déplacement inter étage pour modèle final..... | 58 |
| Tableau IV.10 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant pour chaque étage..... | 59 |
| Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P- Δ | 59 |
| | |
| Tableau V.1 : Efforts internes des poteaux sous Nmax pour chaque niveau..... | 64 |
| Tableau V.2 : Vérification au flambement par flexion pour Nmax..... | 65 |
| Tableau V.3 : Efforts internes des poteaux sous Msdymax pour chaque niveau..... | 65 |
| Tableau V.4 : Vérification au flambement par flexion pour Msdymax..... | 66 |
| Tableau V.5 : Efforts internes des poteaux sous Msdzmax pour chaque niveau..... | 66 |
| Tableau V.6 : Vérification au flambement par flexion pour Msdzmax..... | 67 |
| Tableau V.7 : Vérification du déversement (Poteaux). Sous N MAX | 68 |
| Tableau V.8 : Vérification du déversement (Poteaux). Sous Msdy MAX..... | 68 |
| Tableau V.9 : Vérification du déversement (Poteaux). Sous Msdz MAX..... | 69 |
| | |
| Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier..... | 75 |
| Tableau VI.2 : Caractéristiques géométriques des boulons..... | 76 |

| | |
|--|-----|
| Tableau VI.3: Caractéristiques géométriques des profilés..... | 81 |
| Tableau VII.1 : Calcule de moment a ELU..... | 98 |
| Tableau VII.2 : Calcule de moment a ELS | 98 |
| Tableau VII.3 : Ferrailage du panneau le plus sollicité dalle pleine..... | 98 |
| Tableau VII.4 : Vérification des contraintes de la dalle pleine a ELS | 99 |
| Tableau VII.5 : Vitrification de la flèche de dalle pleine..... | 100 |
| Tableau VII.6 : Ferrailage de poutre a ELU..... | 102 |
| Tableau VII.7 : Choix des armatures de la poutre..... | 102 |
| Tableau VII.8 : Vérification de la condition de non fragilité..... | 102 |
| Tableau VII.9 : Vérification de poutre à l'ELS..... | 103 |
| Tableau VII.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement..... | 104 |
| Tableau VII.11 : Vitrification de la flèche de poutre..... | 104 |
| Tableau VII.12 : sections des semelles filantes..... | 111 |
| Tableau VII.13 : vérification de la contrainte a ELS | 115 |
| Tableau VII.14 : ferrailage pour les semelles..... | 116 |
| Tableau VII.15 : calcul des charges..... | 116 |
| Tableau VII.16 : ferrailage de voile périphérique..... | 122 |
| Tableau VII.17 : vérification des contraintes à ELS | 123 |

Liste des figures

| | |
|--|----|
| Figure I.1: Vue en plan du bâtiment | 6 |
| Figure I.2: Vue en élévation..... | 6 |
| Figure I.3: Conception du plancher collaborant..... | 7 |
| Figure I.4: Goujon soudé..... | 8 |
| Figure I.5: Escalier en charpente métallique..... | 8 |
| | |
| Figure II.1 : La solive la plus sollicitée | 15 |
| Figure II.2 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée..... | 15 |
| Figure II.3 : Largeur effective de la dalle..... | 18 |
| Figure II.4 : Schéma statique de la poutre..... | 23 |
| Figure II.5 : Largeur effective de la dalle | 26 |
| Figure II.6 : Position de l'axe neutre élastique..... | 26 |
| | |
| Figure III.1 : Schéma illustrant des escaliers | 34 |
| Figure III.2 : Vue en plan de l'escalier | 35 |
| Figure III.3: Schéma statique de l'escalier..... | 36 |
| Figure III.4 : Schéma statique de la poutre palière | 38 |
| Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère..... | 41 |
| | |
| Figure IV.1: Spectre de réponse..... | 48 |
| Figure IV.2 : Modèle initial « Vue en 3D » | 49 |
| Figure IV.3 : Disposition des contreventements pour 1 ^{er} modelé | 49 |
| Figure IV.4 : La déformée pour les modes du 1 ^{er} modèle..... | 50 |
| Figure IV.5 : 2 ^{ème} modèle vue en 3D | 51 |
| Figure IV.6 : Disposition des contreventements pour 2 ^{ème} modelé | 51 |
| Figure IV.7 : La déformée pour les modes du 2 ^{ème} modèle..... | 52 |
| Figure IV.8 : Modèle final « Vue en 3D » | 54 |
| Figure IV.9 : Disposition des contreventements pour 3 ^{ème} modelé | 55 |
| Figure IV.10 : La déformée pour les modes du 3 ^{ème} modèle..... | 56 |
| | |
| Figure V.1 : Le flambement..... | 61 |
| Figure V.2 : Le déversement..... | 61 |
| Figure V.3 : La rigidité des poteaux..... | 62 |
| | |
| Figure VI.1 : Schéma de l'assemblage poutre solive | 77 |
| Figure VI.2 : Disposition constructive de l'assemblage poutre solive..... | 78 |
| Figure VI.3 : Vue d'assemblage poteau poutre..... | 80 |
| Figure VI.4 : Assemblage poutre platine..... | 81 |
| Figure VI.5 : Assemblage soudé poutre platine | 82 |
| Figure VI.6 : Disposition constructive de l'assemblage poutre poteau..... | 84 |
| Figure VI.7 : Vue d'assemblage pied de poteau..... | 86 |
| Figure VI.8 : Disposition constructive de l'assemblage pied de poteau..... | 86 |
| Figure VI.9 : Vue d'assemblage continuité de poteau..... | 87 |
| Figure VI.10 : Disposition constructive de l'assemblage continuité de poteau..... | 90 |

| | |
|---|-----|
| Figure VI.11 : Assemblage poutre contreventement..... | 90 |
| Figure VI.12 : Disposition constructive de l'assemblage poutre contreventement | 91 |
| Figure VI.13 : Vérification de la déformation..... | 91 |
| Figure VI.14 : Contrainte équivalent..... | 91 |
| Figure VI.15 : Assemblage poutre poteau contreventement..... | 92 |
| Figure VI.16 : Disposition constructive de l'assemblage poutre poteau contreventement..... | 92 |
| Figure VI.17 : Vérification de la déformation..... | 93 |
| Figure VI.18 : Contrainte équivalent..... | 93 |
| | |
| Figure VII.1 : Ferrailage de la dalle pleine..... | 100 |
| Figure VII.2 : Ferrailage de poutre | 105 |
| Figure VII.3 : Ferrailage de poteau..... | 107 |
| Figure VII.4 : Semelle isolée | 108 |
| Figure VII.5 : Semelle fillante..... | 110 |
| Figure VII.6 : Schéma des semelles filantes..... | 111 |
| Figure VII.7 : Ferrailage des nervures..... | 119 |
| Figure VII.8 : Ferrailage longitudinale de semelle filante..... | 119 |
| Figure VII.9 : Voile périphérique..... | 120 |
| Figure VII.10 : Ferrailage de voile périphérique | 123 |

Liste des symboles

| | |
|------------------|---|
| A : | Coefficient d'accélération de zone. |
| A_s : | Aire d'une section d'acier. |
| φ : | Angle de frottement. |
| Q : | Charge d'exploitation. |
| γ_s : | Coefficient de sécurité dans l'acier. |
| γ_b : | Coefficient de sécurité dans le béton. |
| σ_s : | Contrainte de traction de l'acier. |
| σ_{bc} : | Contrainte de compression du béton. |
| σ_s : | Contrainte de traction admissible de l'acier. |
| σ_{bc} : | Contrainte de compression admissible du béton. |
| τ_u : | Contrainte ultime de cisaillement. |
| τ : | Contrainte tangentielle. |
| β : | Coefficient de pondération. |
| σ_{sol} : | Contrainte du sol. |
| σ_m : | Contrainte moyenne. |
| G : | Charge permanente. |
| ξ : | Déformation relative. |
| V_0 : | Effort tranchant a la base. |
| $E.L.U$: | Etat limite ultime. |
| $E.L.S$: | Etat limite service |
| N_u : | Effort normal pondéré aux états limites ultime. |
| T_u : | Effort tranchant ultime. |
| T : | Période. |
| S_t : | Espacement. |
| λ : | Elancement. |
| F : | Force concentrée. |
| f : | Flèche. |

| | |
|-----------------|--|
| f_{adm} : | Flèche admissible. |
| L : | Longueur ou portée. |
| L_f : | Longueur de flambement. |
| F_e : | Limite d'élasticité de l'acier. |
| M_u : | Moment à l'état limite ultime. |
| M_{ser} : | Moment à l'état limite de service. |
| M_t : | Moment en travée. |
| M_a : | Moment sur appuis. |
| M_0 : | Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base. |
| I : | Moment d'inertie. |
| M : | Moment, Masse. |
| E_{ij} : | Module d'élasticité instantané. |
| E_{vj} : | Module d'élasticité différé. |
| E_s : | Module d'élasticité de l'acier. |
| f_{c28} : | Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age. |
| f_{t28} : | Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age. |
| F_{cj} : | Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age. |
| K : | Coefficient de raideur de sol. |
| δ_{ek} : | Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion). |
| E : | Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000$ MPa). |
| G : | Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\ 000$ MPa). |
| F_p : | Effort de précontrainte dans les boulons. |
| M : | Moment sollicitant, en générale. |
| M_{cr} : | Moment critique élastique de déversement. |
| M_{el} : | Moment élastique. |
| M_{pl} : | Moment plastique. |
| M_R : | Moment résistant. |
| N_{pl} | Effort normal de plastification. |
| f_u : | Contrainte de rupture d'une pièce. |
| f_{ub} : | Contrainte de rupture d'un boulon. |
| f_y : | Limite d'élasticité d'une pièce. |
| K : | Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre. |
| k_s : | Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon. |

| | |
|----------------|--|
| k_y | Coefficient de flambement –flexion. |
| m | Nombre de plans de cisaillement ou de frottement. |
| n | Nombre de boulons. |
| β_M | Facteur de moment uniforme équivalent (flambement). |
| β_w | Facteur de corrélation (soudure). |
| ε | Coefficient de réduction élastique de l'acier. |
| η | Facteur de distribution de rigidité (flambement). |
| λ | Elancement. |
| λ_k | Elancement eulérien. |
| λ | Elancement réduit. |
| λ_{LT} | Elancement de déversement. |
| μ | Coefficient de frottement. |
| χ | Coefficient de réduction de flambement. |
| χ_{LT} | Coefficient de réduction de déversement. |
| A_{net} | Section nette d'une pièce. |
| A_s | Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet. |
| I_t | Moment d'inertie de torsion. |
| I_y | Moment d'inertie de flexion maximale. |
| I_z | Moment d'inertie de flexion minimale. |
| W_{eff} | Module de résistance efficace. |
| W_{el} | Module de résistance élastique. |
| W_{pl} | Module de résistance plastique. |
| b | Largeur d'une semelle de poutre. |
| D | Diamètre nominale des tiges des boulons |
| d_0 | Diamètre de perçage des trous de boulonnage. |
| i | Rayon de giration d'une section. |
| l | Largeur d'une poutre. |
| t | Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle. |
| t_f | Epaisseur d'une semelle de poutre. |
| t_w | Epaisseur d'une âme de poutre. |
| v_s | Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section. |
| v_i | Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section. |
| α | Angle en général. |

- γ_{Mb} Résistance des boulons au cisaillement.
- γ_{Mb} Résistance des boulons au à la traction.
- F_V : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
- F_B : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
- F_T : Résistance des boulons en traction.
- α : Facteur d'imperfection (flambement).
- β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
- F_y : Limite d'élasticité.
- $F_{t,Rd}$: Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

Sommaire

Résumé

Dédicace

Remerciements

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Les plans d'architecture

| | |
|---|----|
| Introduction générale | 1 |
| Chapitre I : Généralités | 4 |
| I.1. Introduction..... | 5 |
| I.2. Présentation de l'ouvrage..... | 5 |
| I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage..... | 5 |
| I.2.2. Éléments de l'ouvrage..... | 7 |
| I.3. Ossature de la structure..... | 7 |
| I.3.1. Les plancher..... | 7 |
| I.3.2. Les escaliers..... | 8 |
| I.3.3. Maçonneries..... | 9 |
| I.3.4. Infrastructure..... | 9 |
| I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux..... | 9 |
| I.4.1. Acier..... | 9 |
| I.4.2. Béton..... | 10 |
| Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments | 12 |
| II.1. Introduction..... | 13 |
| II.2. Pré-dimensionnement des planchers..... | 13 |
| II.3. Evaluation des charges et surcharges..... | 13 |
| II.3.1. Plancher terrasse inaccessible..... | 14 |
| II.3.2. Plancher étage courant..... | 14 |
| II.3.3. Caractéristique de la tôle..... | 14 |
| II.4. Calcul des solives..... | 15 |
| II.4.1. Pré-dimensionnement des solives | 15 |
| II.4.2. Etude de la solive plancher terrasse..... | 16 |
| II.4.2.1. Phase de construction | 16 |
| II.4.2.2. Phase finale | 18 |
| II.4.3. Etude de la solive plancher étage courant | 20 |
| II.4.3.1. Phase de construction | 20 |
| II.4.3.2. Phase finale | 20 |
| II.4.3.3. Etude des connecteurs | 21 |
| II.5. Etude des poutres | 22 |
| II.5.1. Pré-dimensionnement des poutres | 22 |
| II.5.2. Etude de la poutre du plancher terrasse | 23 |
| II.5.2.1. Phase de construction..... | 23 |
| II.5.2.2. Phase finale | 25 |

| | |
|---|-----------|
| II.5.3. Etude de la poutre du plancher étage courant..... | 27 |
| II.5.3.1. Phase de construction | 27 |
| II.5.3.2. Phase finale | 27 |
| II.6. Etude des poteaux | 28 |
| II.6.1. La charge d'exploitation | 28 |
| II.6.2. Calcul des poteaux | 29 |
| II.6.3. Vérification des poteaux au flambement..... | 30 |
| | |
| Chapitre III : Etude des éléments secondaires | 33 |
| III.1. Introduction | 34 |
| III.2. Etude des escaliers | 34 |
| III.2.1. Introduction | 34 |
| III.2.2. Choix des dimensions | 34 |
| III.2.3. Dimensionnement des limons..... | 35 |
| III.2.4. Dimensionnement de la cornière de marche..... | 37 |
| III.2.5. Dimensionnement de la poutre palière..... | 38 |
| III.3. Etude de l'acrotère..... | 39 |
| III.3.1. Evaluation de charge..... | 40 |
| III.3.2. Ferrailage de l'acrotère..... | 40 |
| III.3.3. Vérification du ferrailage de l'acrotère..... | 41 |
| III.3.4. Vérification à l'ELS..... | 41 |
| III.3.5. Vérification de l'effort tranchant..... | 41 |
| | |
| Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique | 42 |
| IV.1. Introduction | 43 |
| IV.2. Objectif de l'étude sismique | 43 |
| IV.3. Classification selon RPA99v2003 | 44 |
| IV.4. Méthode de calcul | 44 |
| IV.4.1. Modélisation de la structure..... | 45 |
| IV.4.2. La méthode modale spectrale..... | 45 |
| IV.5. Procédure de calculs | 50 |
| IV.5.1. Modèle initial | 50 |
| IV.5.2.1. Caractéristique dynamique propre du modèle initial | 51 |
| IV.5.2. 2 ^{ème} Modèle | 52 |
| IV.5.2.1. Caractéristique dynamique propre du 2 ^{ème} modèle | 54 |
| IV.5.2.2. Choix de la période fondamentale de la structure | 55 |
| IV.5.2.3. Calcul du facteur d'amplification dynamique D | 55 |
| IV.5.2.4. Vérification de l'effort tranchant à la base | 55 |
| IV.5.2.5. Vérification des déplacements inter étage | 55 |
| IV.5.3. Modèle final | 56 |
| IV.5.3.1. Caractéristique dynamique propre du modèle final | 56 |
| IV.5.3.2. Choix de la période fondamentale de la structure | 57 |
| IV.5.3.3. Calcul du facteur d'amplification dynamique D | 57 |
| IV.5.3.4. Vérification de l'effort tranchant à la base | 57 |
| IV.5.3.5. Vérification des déplacements inter étages | 57 |
| IV.5.3.6. Vérification du coefficient de comportement | 58 |
| IV.5.3.7. Vérification de l'effet P- Δ | 59 |

| | |
|--|-----|
| Chapitre V : Vérification des éléments de l'ossature | 60 |
| V.1. Introduction | 61 |
| V.2. Vérification des poteaux | 62 |
| V.2.1. Vérification de la stabilité des poteaux au flambement composé | 62 |
| V.2.1.1. Exemple de calcul | 64 |
| V.2.1.2. Vérification des autres poteaux | 64 |
| V.2.2. Vérification de la stabilité des poteaux vis-à-vis du déversement | 67 |
| V.2.2.1. Exemple de calcul..... | 67 |
| V.2.2.2. Vérification des autres poteaux | 68 |
| V.3. Vérification des poutres | 69 |
| V.3.1. Vérification de la poutre principale | 69 |
| V.3.2. Vérification de la poutre secondaire | 70 |
| V.4. Vérification des palées de stabilité | 72 |
| V.4.1. Suivant la direction Y-Y Z-Z | 72 |
| | |
| Chapitre VI: Les assemblages | 74 |
| VI.1. Introduction | 75 |
| VI.2. Les différents modes d'assemblages | 75 |
| VI.2.1. Assemblage par boulonnage | 75 |
| VI.2.1.1. Fonctionnement des assemblages | 76 |
| VI.2.2. Assemblage par soudure | 76 |
| VI.3. Vérifications des assemblages | 76 |
| VI.3.1. Vérification de l'assemblage poutre-solive | 77 |
| VI.3.1.1. Vérification de la solive | 78 |
| VI.3.2. Vérification de l'assemblage poteau-poutre..... | 81 |
| VI.3.3. Vérification de l'assemblage pied de poteau | 86 |
| VI.3.4. Vérification de l'assemblage poutre contreventement | 87 |
| VI.3.5. Vérification de l'assemblage Poteau poutre contreventement | 92 |
| | |
| Chapitre VII : Etude de l'infrastructure | 94 |
| VII.1. Introduction..... | 95 |
| VII.2. Etude sous sol | 95 |
| VII.2.1. Pré dimensionnement les éléments de sous-sol..... | 95 |
| VII.2.1.1. Pré dimensionnement Des dalles plains | 95 |
| VII.2.1.2. Pré dimensionnement des poutres | 96 |
| VII.2.1.3. Pré dimensionnement de poteau | 96 |
| VII.2.2. Ferrailage les éléments de sous-sol..... | 96 |
| VII.2.2.1. Ferrailage des dalles..... | 96 |
| VII.2.2.2. Ferrailage des poutres | 100 |
| VII.2.2.3. Ferrailage de poteau | 105 |
| VII.3. Etude fondation | 108 |
| VII.3.1. Introduction | 108 |
| VII.3.2. Choix types des fondations..... | 108 |
| VII.3.3. Verification des semelles isolées | 108 |
| VII.3.3.1. Predimensionnement de la semelle | 109 |
| VII.3.3.2. Verification des linterférence entre deux semelles..... | 109 |
| VII.3.3.3. Verification de la contrainte..... | 110 |
| VII.3.4. Verification de la semelle filante | 110 |

| | |
|--|------------|
| VII.3.4.1. Predimensionnement de semelle | 111 |
| VII.3.4.2. Predimensionnement de nervure..... | 112 |
| VII.3.4.3. Caracteristiques géométrique des semelles filantes..... | 113 |
| VII.3.4.4. Verification de stabilité au renversement | 114 |
| VII.3.4.5. Verification la contrainte sous la foundation | 115 |
| VII.3.4.6.1. Clcule de ferrailage de la semelle | 116 |
| VII.3.4.6.2. Ferrailage de la nervure..... | 116 |
| VII.4. Etude de voile périphérique..... | 120 |
| VII.4.1. Introduction | 120 |
| VII.4.2. Pre dimensionnement de voile périphérique..... | 120 |
| VII.4.3. Evaluation des charges | 121 |
| VII.4.4. Ferrailage de voile périphérique..... | 121 |
| VII.4.5. Verification de contrainte..... | 123 |
| Conclusion générale | 124 |
| Références bibliographiques | |
| Annexes | |

Introduction générale

Introduction générale

Le développement urbain dans les grands pays privilégie la construction verticale dont l'objectif est d'économiser l'espace, notamment dans les grandes villes où la densité de la population est plus élevée.

Le rôle de l'ingénieur en génie civil est d'assurer la stabilité de ces constructions. Celle-ci doit être assurée par des solutions d'ingénierie adéquates. Il existe de nombreuses solutions, la mission de l'ingénieur consiste à trouver la solution appropriée.

La conception d'une structure doit être fondée sur des exigences esthétiques et sécuritaires imposées par les règlements selon l'importance du projet, sans oublier l'aspect économique.

De ce fait, pour bien faire l'étude d'une structure, l'objectif principal pour un ingénieur n'est pas simplement d'appliquer les règlements mais de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis des différents phénomènes affectant cette dernière afin de protéger les personnes et leurs biens.

Le présent travail s'inscrit dans cette démarche, et consiste à faire une étude et une conception d'un bâtiment (RDC et 5 étages avec s/sol) réalisé en charpente métallique, implanté dans la wilaya de Blida. L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment sera menée selon les étapes principales suivantes :

1^{er} chapitre : Présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

2^{ème} chapitre : Le pré dimensionnement des éléments de la structure, telles que les poteaux, poutres et les solives.

3^{ème} chapitre : L'étude des éléments secondaires tels que les escaliers et l'acrotère.

4^{ème} chapitre : L'étude dynamique en zone sismique, qui va être faite en introduisant un spectre de réponse au logiciel **ETABS 20** pour déterminer les efforts dans les éléments.

5^{ème} chapitre : La vérification des différents éléments de la structure tels que poteaux, poutres, contreventements.

6^{ème} chapitre : La conception et l'étude des assemblages des différents éléments.

7^{ème} chapitre : L'étude de l'infrastructure.

Enfin nous achevons notre étude par une conclusion générale qui résume l'essentiel de notre travail et les constatations auxquelles nous sommes arrivés.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction :

L'étude architecturale d'un projet de bâtiment se base sur les aspects fonctionnels, structuraux et formels de ce dernier, l'ingénieur en génie civil doit élaborer ses études en tenant compte des paramètres suivants :

- L'usage de la structure.
- La résistance.
- Les exigences esthétiques de l'architecte.
- L'aspect économique.

Cette étude comportera deux parties fondamentales :

- La conception des éléments : tel que les poteaux, les poutres, les planchers les fondations.
- L'étude dynamique de la structure : cette dernière permet d'évaluer le comportement de la structure en cas de séisme.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment administratif composé d'un rez-de-chaussé + 5 étages plus un sous-sol (à usage d'archive), implanté à la wilaya de **BLIDA**, classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/V.2003**) comme une zone de sismicité élevée (**zone III**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m.

I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**➤ Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale (sans acrotère) : 18.36 m
- Hauteur rez-de-chaussé : 3.06 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m

➤ Dimensions en plan :

- Longueur totale (sens longitudinale) : 56.53 m
- Largeur totale (sens transversale) : 45 m

I.2.2. Elément de l'ouvrage :

I.2.2.1. Ossature de la structure :

En se référant aux RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 17m en zone III, contreventement composé de palées-portiques ou bien contreventé totalement par des palées triangulées.

I.2.2.2. Les planchers :

Le type de plancher utilisé dans notre structure en charpente est un plancher collaborant d'épaisseur $e = 12\text{cm}$, qui est constitué d'un bac d'acier **HB55**, de treillis soudé et des goujons. Cette dalle en béton est reliée aux poutres pour l'intermédiaire des connecteurs (goujons).

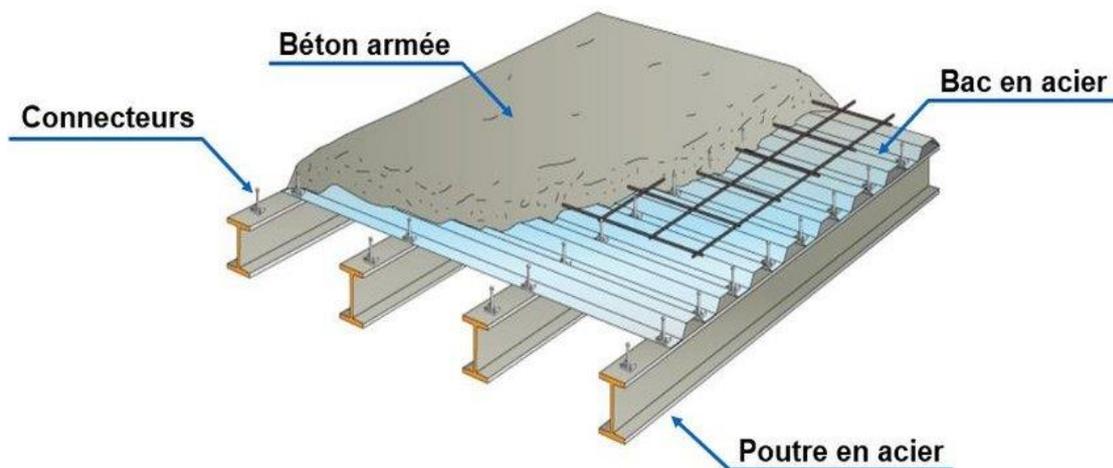


Figure I.3 : Conception du plancher collaborant.

➤ Bac d'acier :

Le bac d'acier est de type **HB 55**, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

➤ Les connecteurs :

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :

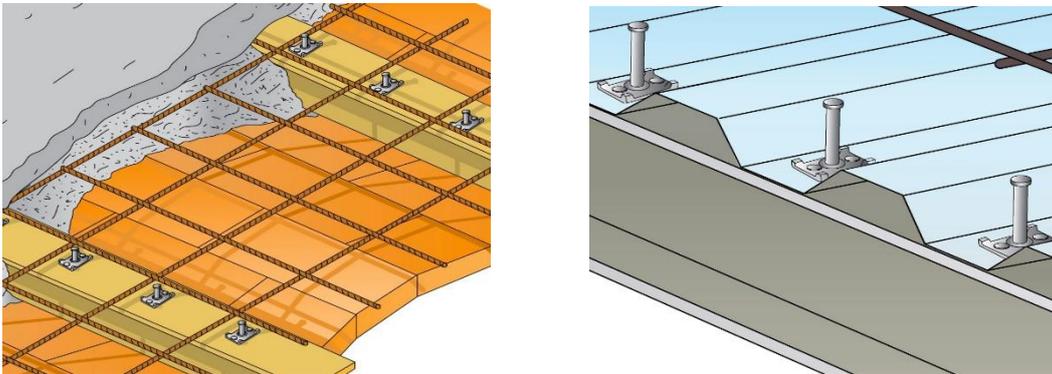


Figure I.4 : Goujon soudé.

I.2.2.3. Les 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.

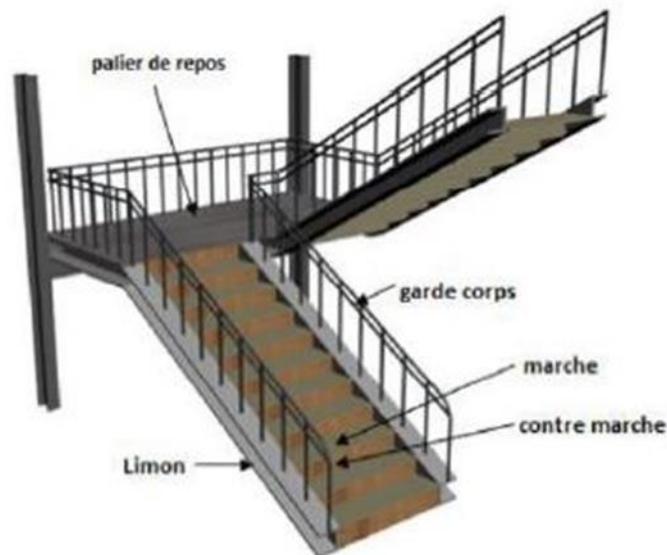


Figure I.5 : Escalier en charpente métallique.

I.2.2.4. Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

Murs extérieurs : ils seront constitués d'une double cloison de 25cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

Murs intérieurs : ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

I.2.2.5. Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé, 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.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en charpente métallique (**EUROCODE 3 ; 4**), **BAEL 91**.

I.3.1. Acier :

Les caractéristiques différentes mécaniques de l'acier sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
- Module de cisaillement : $G_a = \frac{E}{2(1+\nu_a)}$
- Coefficient de poisson : $\nu_a = 0,3$
- Masse volumique : $\rho_a = 78,5 \text{ KN/m}^3$

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Tableau I.1 : Caractéristiques des nuances d'acier.

| Nuance nominale de l'acier | Epaisseur t (mm) | | | |
|----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|--|-------------------------------|
| | $t \leq 40 \text{ mm}$ | | $40 \text{ mm} \leq t \leq 100 \text{ mm}$ | |
| | $f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$ | $f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$ | $f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$ | $f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |
| Fe 360 | 235 | 360 | 215 | 340 |
| Fe 430 | 275 | 430 | 255 | 460 |
| Fe 510 | 355 | 510 | 335 | 490 |

I.3.2. Béton :**➤ Caractéristique du béton :**

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

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPa)

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

➤ Module de déformation longitudinal du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinale, il est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

- Module de déformation instantané (courte durée) :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; on trouve : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$.

- Module de déformation différé (longue durée) :

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

$$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$.

➤ Coefficient de poisson :

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

$$\nu = \frac{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}{\text{allongement relatif du coté de la section}}$$

- $\nu = 0$: pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0.2$: pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré-dimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR2.2, EC3, EC4**.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

➤ Méthode de calcul :

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases : phase de construction et phase finale.

• Phase de construction :

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

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

• Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton.
- Surcharge d'exploitation.
- Finition.

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

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

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :**Tableau II.1:** Charge permanente et d'exploitation du plancher terrasse.

| Matériau | Epaisseur (cm) | Poids (kN/m ²) |
|------------------------|----------------|----------------------------|
| Gravier | 5 | 0.85 |
| Etanchéité multicouche | 5 | 0.12 |
| Béton de pente | 10 | 2.5 |
| Isolation thermique | 4 | 0.16 |
| Dalle en béton armé | 12 | 2.33 |
| Bac d'acier HB55 | 0.75 | 0.093 |
| Faux plafond | - | 0.3 |
| | ΣG | 6.353 |
| | ΣQ | 1 |

II.3.2. Plancher étage courant**Tableau II.2 :** Charge permanente et d'exploitation d'un plancher étage courant.

| Matériau | Epaisseur (cm) | Poids (kN/m ²) |
|---------------------|----------------|----------------------------|
| Grés cérame | 1.2 | 0.28 |
| Mortier de pose | 2 | 0.4 |
| Dalle en béton armé | 12 | 2.33 |
| Bac d'acier HB55 | 0.75 | 0.093 |
| Faux plafond | - | 0.3 |
| Cloisons légères | - | 1 |
| | ΣG | 4.403 |
| | ΣQ | 2.5 |

II.3.3. Caractéristique de la tôle :**Tableau II.3 :** Caractéristique de la tôle.

| Nom | Epaisseur (mm) | Degrés coupe- feu (min) | Poids du béton seul (DaN/m ²) | Poids de la tôle (DaN/m ²) |
|------|----------------|-------------------------|---|--|
| HB55 | 7.5 | 60 | 233 | 9.30 |

II.4. Etude des solives :

Les solives sont des poutrelles métalliques, généralement **IPE** ou **IPN**, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.

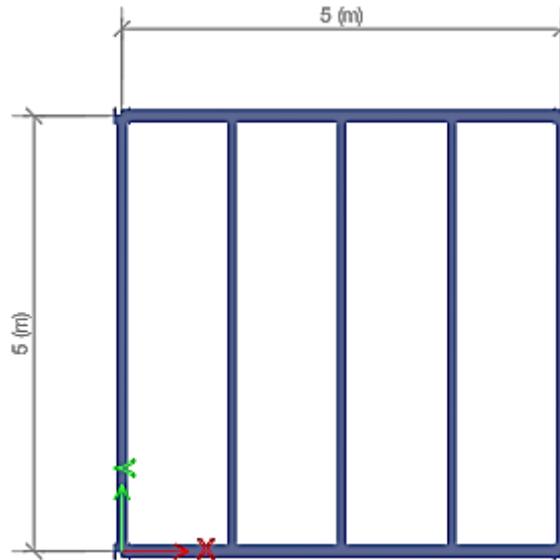


Figure II.1 : La solive la plus sollicitée.

II.4.1. Pré-dimensionnement des solives :

Le prédimensionnement se fait par la formule simplifiée avec $L = 5$ m et d'espacement entre les solives de 1.25 m.

Le prédimensionnement se fait par le tâtonnement on a opté pour IPE140.

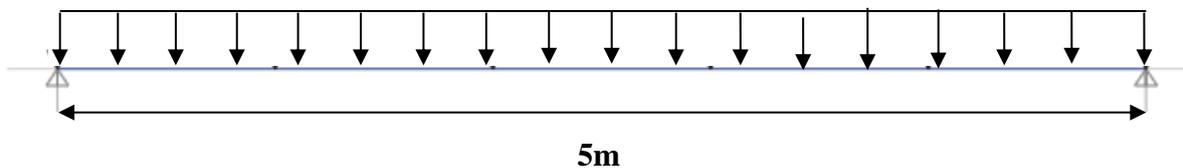


Figure II.2 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée.

Tableau II.4 : Caractéristique du profilé IPE 140.

| Profilé | Poids | Section | Caractéristiques | | | | | | | | |
|---------|-----------|----------------------|------------------|--------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------|---------------------|------------------------|
| | G (DaN/m) | A (mm ²) | h (mm) | b (mm) | I _y (cm ⁴) | I _z (cm ⁴) | W _{ply} (cm ³) | W _{plz} (cm ³) | i _y (cm) | i _z (cm) | Avz (cm ²) |
| IPE140 | 12.9 | 1643 | 140 | 73 | 541.2 | 44.92 | 88.34 | 19.25 | 5.74 | 1.65 | 7.64 |

II.4.2. Etude de la solive plancher terrasse :**II.4.2.1. Phase de construction :****- Evaluation des charges :**

Poids propre du profilé IPE140 : $G_p = 0.129 \text{ Kn/ml}$

Poids du bac d'acier HB55 : $G_A = 0.093 \text{ Kn/m}^2$

Poids du béton frais : $G_b = 2.33 \text{ Kn/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 0.75 \text{ Kn/m}^2$

- Les combinaisons des charges :

ELU : $q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 1.25 \times (G_A + G_b) + 1.5 \times 1.25 \times Q$

$\rightarrow q_u = 5.67 \text{ kN/m}$

ELS : $q_{ser} = G_p + 1.25 \times (G_A + G_b) + 1.25 \times Q$

$\rightarrow q_{ser} = 4.095 \text{ kN/m}$

- Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{5.67 \times 5^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 17.71 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{88.34 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = 22.085 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 17.71 \text{ Kn.m} < M_{pl,rd} = 20.085 \text{ Kn.m}$ Condition vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{5.67 \times 5}{2} \rightarrow V_{sd} = 14.175 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{7.64 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 110.27 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 14.175 \text{ Kn} < V_{pl,rd} = 110.27 \text{ Kn}$ Condition vérifiée

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 110.27 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 55.135 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 14.175 \text{ Kn} < 0.5 V_{pl,rd} = 55.135 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification de la flèche :**

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{4.095 \times 5000^4}{2.1 \times 10^5 \times 541.2 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 29.32 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{\text{adm}} = \frac{5000}{250} \Rightarrow f_{\text{adm}} = 20 \text{ mm}$$

$f_{\max} = 29.32 \text{ mm} > f_{\text{adm}} = 20 \text{ mm}$ Condition non vérifiée

On doit ajouter un étaieement à $L/2 = 2.05 \text{ m}$ pour diminuer la flèche.

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{4.095 \times 2050^4}{2.1 \times 10^5 \times 541.2 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 1.83 \text{ mm}$$

$f_{\max} = 1.83 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 20 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

- **Vérification du déversement :**

La vérification de déversement n'est pas nécessaire car la semelle supérieure est maintenue par le HB55.

Tableau II.5 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage terrasse

| Vérification du profilé en phase de construction | | |
|--|--------------------------------|------------------------------|
| Moment fléchissant | Effort tranchant | La flèche |
| $M_{sd} = 17.71 \text{ KN.m}$ | $V_{sd} = 14.175 \text{ KN}$ | $f_{\max} = 1.83 \text{ mm}$ |
| $M_{pl,rd} = 22.085 \text{ kN.m}$ | $V_{pl,rd} = 110.2 \text{ kN}$ | $f_{adm} = 20 \text{ mm}$ |
| Condition vérifiée | Condition vérifiée | Condition vérifiée |
| 88.18% | 12.85% | 9.15% |

II.4.2.2. Phase finale :

- **Evaluation des charges :**

Poids total de la dalle : $G_T = 6.353 \text{ KN/m}^2$

Poids du profilé IPE140 : $G_P = 0.129 \text{ KN/m}$

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

- **Les combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 1.25 \times (G_T) + 1.5 \times 1.25 \times Q$

$\rightarrow q_u = 12.769 \text{ Kn/m}$

ELS : $q_{ser} = G_p + 1.25 \times (G_T) + 1.25 \times Q$

$\rightarrow q_{ser} = 9.32 \text{ Kn/m}$

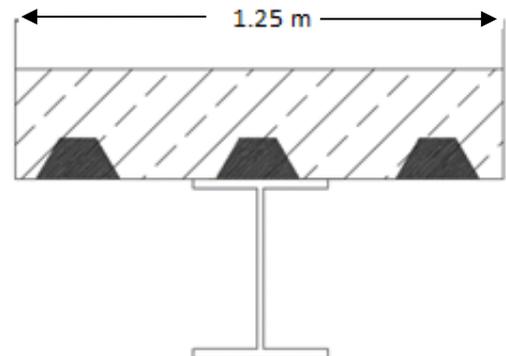


Figure II.3 : Largeur effective de la dalle.

- **La largeur effective de la dalle :**

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} L_0/4 = 1.25 \text{ m} \\ b = 1.25 \text{ m} \end{cases} \rightarrow b_{\text{eff}} = 1.25 \text{ m}$$

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

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{ck} \rightarrow R_{\text{béton}} = 0.57 \times 1250 \times 65 \times 25 \rightarrow R_{\text{béton}} = 1157.81 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A \rightarrow R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 1643 \rightarrow R_{\text{acier}} = 429.233 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} = 1157.81 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 429.233 \text{ KN}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{\text{pl,rd}} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$\rightarrow M_{\text{pl,rd}} = 429.233 \times 10^3 \left[\frac{140}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{429.233}{1157.81} \times \frac{65}{2} \right) \right] \rightarrow M_{\text{pl,rd}} = 76.382 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{\text{sd}} = \frac{12.769 \times 5^2}{8} \rightarrow M_{\text{sd}} = 39.90 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{\text{sd}} = \frac{12.796 \times 5}{2} \rightarrow V_{\text{sd}} = 31.92 \text{ KN}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{\text{pl,rd}} = \frac{7.64 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{\text{pl,rd}} = 110.27 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 31.92 \text{ KN} < V_{\text{pl,rd}} = 110.27 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5V_{\text{pl,rd}} = 0.5 \times 110.27 \rightarrow 0.5 V_{\text{pl,rd}} = 55.135 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 31.92 \text{ KN} < 0.5V_{\text{pl,rd}} = 55.135 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

- **Vérification de la flèche :**

$$Z_a = 70 \text{ mm}$$

$$Z_b = 140 + 55 + 32.5 = 227.5 \text{ mm}$$

$$Z_{\text{el}} = 190.85 \text{ mm}$$

$$I_c = 541.2 \times 10^4 + \frac{65^3 \times 1250}{12 \times 15} + 1643 \times [70 - 190.85]^2 + \frac{65 \times 1250}{15} - \left[\left(140 + \frac{65 + 110}{2} \right) - 190.85 \right]^2 = 3.859 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 9.32 \times 5000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 3.859 \times 10^7} = 9.359 \text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} = 9.359 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 20 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification du déversement :**

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

Tableau II.6 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage terrasse

| Vérification du profilé en phase de construction | | |
|--|---------------------------------|------------------------------|
| Moment fléchissant | Effort tranchant | La flèche |
| $M_{sd} = 39.90 \text{ KN.m}$ | $V_{sd} = 31.92 \text{ KN}$ | $f_{max} = 9.359 \text{ mm}$ |
| $M_{pl,rd} = 76.382 \text{ kN.m}$ | $V_{pl,rd} = 110.27 \text{ kN}$ | $f_{adm} = 20 \text{ mm}$ |
| Condition vérifiée | Condition vérifiée | Condition vérifiée |
| 52.24% | 28.94% | 47% |

II.4.3. Etude de la solive plancher étage courant :

II.4.3.1. Phase de construction :

- **Combinaisons des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35xG_p + 1.35x1.25x(G_A + G_b) + 1.5x1.25xQ$$

$$\rightarrow q_u = 5.67 \text{ Kn/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G_p + 1.25x(G_A + G_b) + 1.25xQ$$

$$\rightarrow q_{ser} = 4.095 \text{ Kn/m}$$

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.7 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage courant.

| Vérification du profilé en phase de construction | | |
|--|--------------------------------|-----------------------------|
| Moment fléchissant | Effort tranchant | La flèche |
| $M_{sd} = 17.71 \text{ KN.m}$ | $V_{sd} = 14.175 \text{ KN}$ | $f_{max} = 1.83 \text{ mm}$ |
| $M_{pl,rd} = 22.085 \text{ kN.m}$ | $V_{pl,rd} = 110.2 \text{ kN}$ | $f_{adm} = 20 \text{ mm}$ |
| Condition vérifiée | Condition vérifiée | Condition vérifiée |
| 88.18% | 12.85% | 9.15% |

II.4.3.2. Phase finale :

- **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35xG_p + 1.35x1.25x(G_T) + 1.5x1.25xQ$$

$$\rightarrow q_u = 12.29 \text{ Kn/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G_p + 1.25x(G_T) + 1.25xQ$$

$$\rightarrow q_{ser} = 8.75 \text{ Kn/m}$$

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.8 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage courant.

| Vérification du profilé en phase finale | | |
|---|---------------------------------|------------------------------|
| Moment fléchissant | Effort tranchant | La flèche |
| $M_{sd} = 38.40 \text{ KN.m}$ | $V_{sd} = 30.725 \text{ KN}$ | $f_{\max} = 8.78 \text{ mm}$ |
| $M_{pl,rd} = 76.38 \text{ KN.m}$ | $V_{pl,rd} = 110.27 \text{ KN}$ | $f_{adm} = 20 \text{ mm}$ |
| Condition vérifiée | Condition vérifiée | Condition vérifiée |
| 50% | 25% | 44% |

II.4.4. Etude des connecteurs :

Type goujons : $\begin{cases} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{cases}$

- Détermination de (Résistance au cisaillement) :

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

Avec :

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

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

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

$\gamma_v = 1,25$

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

Dans notre cas :

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

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

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

Kt : Coefficient de réduction en 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ H_p = 55 \text{ mm} \\ h_c = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \end{array} \right.$$

$$K_t = 0.7 \times \frac{101}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,77$$

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

$$\text{Prd (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,77 \rightarrow \quad \text{Prd} = 56.86 \text{ KN}$$

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

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}}; R_{\text{Acies}}); R_L = \inf (1157.81; 429.233) \rightarrow R_L = 429.233 \text{ kN}$$

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

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{429.233}{56.58} = 7.55$$

On prend **8 connecteurs** pour le demi portée ; c'est-à-dire **16 connecteurs** sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$e_{\max} = 8h_{sc} = 8 \times 95 = 760 \text{ mm}$$

$$e = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{5000}{16-1} \rightarrow \quad \text{esp} = 333.33 \text{ mm}$$

Donc on prend **16 connecteurs**, avec un espacement de **333.33 mm** on prend un espacement de **300 mm**

II.5. Etude des poutres :

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

II.5.1. Pré-dimensionnement des poutres :

Le pré-dimensionnement se fait par la formule simplifiée avec $L = 5\text{ m}$ et d'espacement entre les poutres de 5 m .

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow 200 \leq h \leq 333 \quad \text{alors on opte pour un IPE240}$$

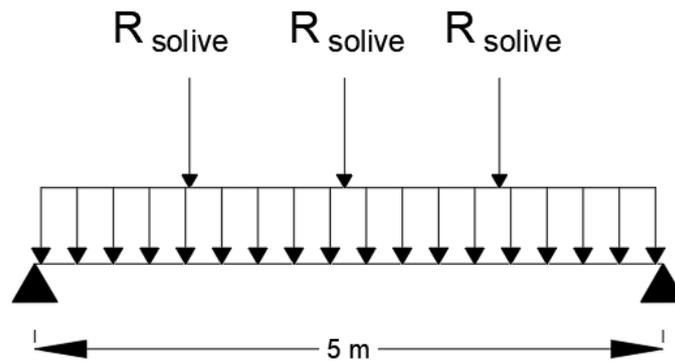


Figure II.4 : Schéma statique de la poutre.

Tableau II.9 : Caractéristique du profilé IPE 240.

| Profilé | Poids | Section | Caractéristiques | | | | | | | | |
|---------|-----------|----------------------|------------------|--------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------|---------------------|------------------------|
| | G (DaN/m) | A (mm ²) | h (mm) | b (mm) | I _y (cm ⁴) | I _z (cm ⁴) | W _{ply} (cm ³) | W _{plz} (cm ³) | i _y (cm) | i _z (cm) | Avz (cm ²) |
| IPE240 | 30.7 | 3912 | 240 | 150 | 3892 | 283.6 | 366.6 | 73.92 | 9.97 | 2.69 | 19.14 |

II.5.2. Etude de la poutre du plancher terrasse :

II.5.2.1. Phase de construction :

- **Evaluation des charges :**

- Poids propre du profilé IPE 240 : $G_p = 0.307\text{ Kn/ml}$
- Poids du bac d'acier HB55 : $G_A = 0.093\text{ Kn/m}^2$
- Poids du béton frais : $G_b = 2.33\text{ Kn/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 0.75\text{ Kn/m}^2$

- **Les combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 0.12 \times (G_A + G_b) + 1.5 \times 0.12 \times Q$

→ $q_u = 0.94\text{ KN/m}$

ELS : $q_{ser} = G_p + 0.12 \times (G_A + G_b) + 0.12 \times Q$

→ $q_{ser} = 0.68\text{ KN/m}$

- **Réaction des solives sur la poutre :**

$$\text{ELU : } q_u = 5.67 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = 4.095 \text{ KN/m}$$

$$R_u = \frac{q_u L_{\text{solive}}}{2} \rightarrow R_u = \frac{5.67 \times 5}{2} + \frac{5.67 \times 5}{2} \rightarrow R_u = 28.35 \text{ KN}$$

$$R_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} L_{\text{solive}}}{2} \rightarrow R_u = \frac{4.095 \times 5}{2} + \frac{4.095 \times 5}{2} \rightarrow R_u = 20.475 \text{ KN}$$

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R_u l}{2} \rightarrow M_{\text{sd}} = \frac{0.94 \times 5^2}{8} + \frac{28.35 \times 5}{2} \rightarrow M_{\text{sd}} = 73.8125 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{pl,rd}} = \frac{W_{\text{ply}} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{\text{pl,rd}} = \frac{366.6 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{\text{pl,rd}} = 91.65 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 73.8125 \text{ Kn.m} < M_{\text{pl,rd}} = 91.65 \text{ Kn.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u L}{2} + \frac{3R_u}{2} \rightarrow V_{\text{sd}} = \frac{0.94 \times 5}{2} + \frac{3 \times 28.35}{2} \rightarrow V_{\text{sd}} = 44.875 \text{ KN}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{A_{\text{vz}} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{\text{pl,rd}} = \frac{19.14 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{\text{pl,rd}} = 276.26 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 44.875 \text{ Kn} < V_{\text{pl,rd}} = 276.26 \text{ Kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5V_{\text{pl,rd}} = 0.5 \times 276.26 \rightarrow 0.5 V_{\text{pl,rd}} = 138.13 \text{ Kn}$$

$$V_{\text{sd}} = 44.875 \text{ Kn} < 0.5V_{\text{pl,rd}} = 138.13 \text{ Kn}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

- **Vérification de la flèche :**

$$f_{\text{max } 1} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} l^4}{EI} \rightarrow f_{\text{max}} = \frac{5}{384} \times \frac{0.68 \times 5000^4}{2.1 \times 10^5 \times 3898 \times 10^4} \rightarrow f_{\text{max}} = 0.676 \text{ mm}$$

$$f_{\text{max } 2} = \frac{19}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} l^3}{EI} \rightarrow f_{\text{max}} = \frac{19}{384} \times \frac{20.475 \times 10^3 \times 5000^3}{2.1 \times 10^5 \times 3898 \times 10^4} \rightarrow f_{\text{max}} = 15.47 \text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} = 0.676 + 15.47 \rightarrow f_{\text{max}} = 16.146 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{\text{adm}} = \frac{5000}{250} \Rightarrow f_{\text{adm}} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} = 16.146 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 20 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification du déversement :**

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

Tableau II.10 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage terrasse

| Vérification du profilé en phase de construction | | |
|--|---------------------------------|-------------------------------|
| Moment fléchissant | Effort tranchant | La flèche |
| $M_{sd} = 73.81 \text{ KN.m}$ | $V_{sd} = 44.875 \text{ KN}$ | $f_{max} = 16.164 \text{ mm}$ |
| $M_{pl,rd} = 91.65 \text{ KN.m}$ | $V_{pl,rd} = 276.26 \text{ KN}$ | $f_{adm} = 20 \text{ mm}$ |
| Condition vérifiée | Condition vérifiée | Condition vérifiée |
| 80.5% | 16.24% | 80.82% |

II.5.2.2. Phase finale :

- **Evaluation des charges :**

Poids total de la dalle : $G_T = 6.353 \text{ KN/m}^2$

Poids du profilé IPE240 : $G_P = 0.307 \text{ KN/m}$

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

- **Les combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 1.35G_p + 1.35 \times 0.12(G_T) + 1.5 \times 0.152Q$

→ $q_u = 1.58 \text{ KN/m}$

ELS : $q_{ser} = G_p + 0.12(G_T) + 0.12Q$

→ $q_{ser} = 1.16 \text{ KN/m}$

- **Réaction des solives sur la poutre :**

ELU : $q_u = 12.769 \text{ KN/m}$

ELS : $q_{ser} = 9.32 \text{ KN/m}$

$$R_u = \frac{q_u L_{solive}}{2} \rightarrow R_u = \frac{12.769 \times 5}{2} + \frac{12.769 \times 5}{2} \rightarrow R_u = 63.845 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = \frac{q_{ser} L_{solive}}{2} \rightarrow R_u = \frac{9.32 \times 5}{2} + \frac{9.32 \times 5}{2} \rightarrow R_u = 44.6 \text{ KN}$$

- La largeur effective de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} L_0/4 = 1.25 \text{ m} \\ b = 5 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow b_{\text{eff}} = 1.25 \text{ m}$$

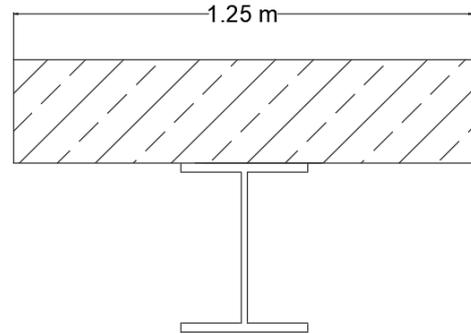


Figure II.5 : Largeur effective de la dalle.

- Position de l'axe neutre :

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{ck} \rightarrow R_{\text{béton}} = 0.57 \times 1250 \times 65 \times 25 \rightarrow R_{\text{béton}} = 1157.812 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A \rightarrow R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 3912 \rightarrow R_{\text{acier}} = 1022.01 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} = 1157.812 \text{ KN} > R_{\text{acier}} = 1022.01 \text{ KN}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

- Vérification du moment fléchissant :

$$M_{\text{pl,rd}} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$\rightarrow M_{\text{pl,rd}} = 1022.01 \times 10^3 \left[\frac{240}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{1022.01}{1157.812} \times \frac{65}{2} \right) \right] \rightarrow M_{\text{pl,rd}} = 215.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R_u l}{2} \rightarrow M_{\text{sd}} = \frac{1.58 \times 5^2}{8} + \frac{63.845 \times 5}{2} \rightarrow M_{\text{sd}} = 164.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 164.55 \text{ KN.m} < M_{\text{pl,rd}} = 215.96 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u L}{2} + \frac{3R_u}{2} \rightarrow V_{\text{sd}} = \frac{1.58 \times 5}{2} + \frac{3 \times 63.845}{2} \rightarrow V_{\text{sd}} = 99.72 \text{ KN}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{\text{pl,rd}} = \frac{19.14 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{\text{pl,rd}} = 276.26 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 99.72 \text{ KN} < V_{\text{pl,rd}} = 276.26 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5V_{\text{pl,rd}} = 0.5 \times 276.26 \rightarrow 0.5 V_{\text{pl,rd}} = 138.13 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 99.72 \text{ KN} < 0.5V_{\text{pl,rd}} = 138.13 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Vérification de la flèche :

- $Z_a = 120 \text{ mm}$
- $Z_b = 240 + 55 + 32.5 = 327.5 \text{ mm}$
- $Z_{el} = 240.48 \text{ mm}$

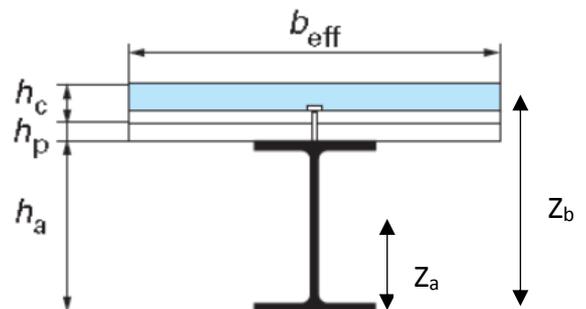


Figure II.6 : position de l'axe neutre élastique

- $I_c = 3892 \times 10^4 + \frac{65^3 \times 1250}{12 \times 15} + 3912 \times [140 - 240.48]^2 + \frac{65 \times 1250}{15} \times \left[\left(240 + \frac{65+110}{2} \right) - 240.48 \right]^2 = 1.213 \times 10^8 \text{ mm}^4$
- $F_{\max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.16 \times 5000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1.213 \times 10^8} = 0.370 \text{ mm}$
- $F_{\max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 44.6 \times 1000 \times 5000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1.213 \times 10^8} = 10.83 \text{ mm}$
- $f_{\max} = 11.2 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 20 \text{ mm}$ Condition vérifiée

Vérification du déversement :

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

Tableau II.11 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage terrasse

| Vérification du profilé en phase finale | | |
|---|---------------------------------|----------------------------------|
| Moment fléchissant | Effort tranchant | La flèche |
| $M_{sd} = 164.55 \text{ KN.m}$ | $V_{sd} = 99.72 \text{ KN}$ | $f_{\max} = 11.68 \text{ mm}$ |
| $M_{pl,rd} = 215.962 \text{ KN.m}$ | $V_{pl,rd} = 276.26 \text{ KN}$ | $f_{\text{adm}} = 20 \text{ mm}$ |
| Condition vérifiée | Condition vérifiée | Condition vérifiée |
| 76.19 % | 36.09% | 58.4% |

II.5.3. Etude de la poutre du plancher étage courant :

II.5.3.1. Phase de construction :

- **Les combinaisons des charges :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 0.12 \times (G_A + G_b) + 1.5 \times 0.12 \times Q$$

$$\rightarrow q_u = 0.94 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = G_p + 0.12 \times (G_A + G_b) + 0.12 \times Q$$

$$\rightarrow q_{\text{ser}} = 0.68 \text{ KN/m}$$

- **Réaction des solives sur la poutre :**

$$\text{ELU} : q_u = 5.67 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = 4.095 \text{ KN/m}$$

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.12 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage courant.

| Vérification du profilé en phase de construction | | |
|--|---------------------------------|-------------------------------|
| Moment fléchissant | Effort tranchant | La flèche |
| $M_{sd} = 73.81 \text{ KN.m}$ | $V_{sd} = 44.875 \text{ KN}$ | $f_{max} = 16.164 \text{ mm}$ |
| $M_{pl,rd} = 91.65 \text{ KN.m}$ | $V_{pl,rd} = 276.26 \text{ KN}$ | $f_{adm} = 20 \text{ mm}$ |
| Condition vérifiée | Condition vérifiée | Condition vérifiée |
| 80.53% | 16.24% | 80.82% |

II.5.3.2. Phase finale :**- Les combinaisons des charges :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 0.12 \times (G_T) + 1.5 \times 0.12 \times Q$$

$$\rightarrow q_u = 1.57 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = G_p + 0.12 \times (G_T) + 0.12 \times Q$$

$$\rightarrow q_{ser} = 1.135 \text{ KN/m}$$

- Réaction des solives sur la poutre :

$$\text{ELU} : q_u = 12.29 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = 8.75 \text{ KN/m}$$

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.13 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage courant.

| Vérification du profilé en phase finale | | |
|---|---------------------------------|------------------------------|
| Moment fléchissant | Effort tranchant | La flèche |
| $M_{sd} = 158.53 \text{ KN.m}$ | $V_{sd} = 96.1 \text{ KN}$ | $f_{max} = 7.834 \text{ mm}$ |
| $M_{pl,rd} = 215.96 \text{ KN.m}$ | $V_{pl,rd} = 276.26 \text{ KN}$ | $f_{adm} = 20 \text{ mm}$ |
| Condition vérifiée | Condition vérifiée | Condition vérifiée |
| 73.41% | 34.78% | 39.17% |

II.6. Etude des poteaux :

La surface reprise par le poteau le plus sollicité est : $S = 25 \text{ m}^2$

- Poids des plancher :

Plancher terrasse : $G = 25 \times 6.353 \rightarrow G = 158.825 \text{ KN}$

Plancher courant : $G = 25 \times 4.403 \rightarrow G = 110.075 \text{ KN}$

- Poids des éléments horizontaux :

Poutre principale : $G = 5 \times 0.307 \rightarrow G = 1.535 \text{ KN}$

Dans la poutre secondaire on choisit IPE 180 $\Rightarrow G = 0.168 \text{ kn/m}$

Poutre secondaire $G = 5 \times 0.168 \rightarrow G = 0.84 \text{ KN}$

Solive : $G = 5 \times 3 \times 0.129 \rightarrow G = 1.935 \text{ KN}$

II.6.1. La charge d'exploitation :

L'évolution de la charge d'exploitation extraite sur le tableau suivant :

Tableau II.14 : Charge d'exploitation cumulée.

| Niveau | Surcharge (Q) | Qi (KN/m ²) | ∑ Surcharge Q | ∑ Surcharge (KN/ m ²) |
|--------|----------------|-------------------------|--|-----------------------------------|
| N1 | Q ₀ | 1 | Q ₀ | 1 |
| N2 | Q ₁ | 2.5 | Q ₀ + Q ₁ | 3.5 |
| N3 | Q ₂ | 2.5 | Q ₀ + Q ₁ + 0.9 Q ₂ | 5.75 |
| N4 | Q ₃ | 2.5 | Q ₀ + Q ₁ + 0.9 Q ₂ + 0.8 Q ₃ | 7.75 |
| N5 | Q ₄ | 2.5 | Q ₀ + Q ₁ + 0.9 Q ₂ + 0.8 Q ₃ + 0.7 Q ₄ | 9.5 |
| N6 | Q ₅ | 2.5 | Q ₀ + + 0.6 Q ₅ | 11 |
| N7 | Q ₆ | 2.5 | Q ₀ + + 0.5 Q ₆ | 12.25 |
| N8 | Q ₇ | 2.5 | Q ₀ + + 0.5 Q ₇ | 13.5 |

II.6.2. Calcul des poteaux :

- Calcul du poteau du 8^{ème} étage :

$$\begin{cases} G = 163.135 \text{ Kn} \\ Q = 1 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow q_u = 257.73 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{1.1} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times 1.1}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{201.23 \times 10^3 \times 1.1}{275} \rightarrow A \geq 1030.92 \text{ mm}^2$$

On opte pour un HEA100

Le pré-dimensionnement des autres poteaux est regroupé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.15 : Choix des sections des profilés.

| Etage | N _G (KN) | N _Q (KN) | N _{sd} (KN) | A ^{calculé} (mm ²) | A ^{choisi} (mm ²) | Profilé |
|------------------|---------------------|---------------------|----------------------|---|--|---------|
| 5 ^{ème} | 163.135 | 25 | 257.73 | 1030.92 | 2124 | HEA100 |
| 4 ^{ème} | 278.031 | 87.5 | 506.59 | 2026.36 | 2124 | HEA100 |
| 3 ^{ème} | 392.927 | 143.75 | 746.076 | 2984.3058 | 3142 | HEA140 |
| 2 ^{ème} | 508.068 | 193.75 | 976.5168 | 3906.04 | 4525 | HEA180 |
| 1 ^{er} | 623.54 | 237.5 | 1198.028 | 4792.112 | 5383 | HEA200 |
| RDC | 739.219 | 275 | 1410.446 | 5641.78 | 6434 | HEA220 |

II.6.3. Vérification des poteaux au flambement :**- Hypothèse de calcul :**

Il faut vérifier que : $N_{sd} < N_{b,rd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec : $\beta_A = 1$

$\gamma_{M1} = 1.1$

$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}}$ avec $\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$

$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{y,z}}{\lambda_1}$ avec $\lambda_1 = 93.91\varepsilon$ avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924 \rightarrow \lambda_1 = 86.811$

$\lambda_{y,z} = \frac{L_{f y,z}}{i_{y,z}}$

- Exemple de calcul :

On suppose que les poteaux sont articulés dans les deux sens.

Calcul du poteau du 8^{ème} étage : HEA 100

$\lambda_y = \frac{L_{f y}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{3060}{40.6} \rightarrow \lambda_y = 75.369$

$\lambda_z = \frac{L_{f z}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{3060}{25.1} \rightarrow \lambda_z = 121.91$

$\bar{\lambda} = \max\left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}; \frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right)$

$\frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{75.369}{86.811} \rightarrow \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.868$

$$\frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{121.91}{86.811} \rightarrow \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 1.40$$

$$\rightarrow \bar{\lambda} = 1.40$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 0.96 \\ tf = 8 \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement C}$$

$$\alpha = 0.49$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi = 0.5 [1 + 0.49(1.40 - 0.2) + 1.40^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 1.774$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X = \frac{1}{1.91 + \sqrt{1.91^2 - 1.48^2}} \rightarrow X = 0.349$$

$$N_{b,rd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow N_{b,rd} = \frac{0.349 \times 1 \times 2124 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{b,rd} = 183.92 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 257.73 \text{ kN} > N_{b,rd} = 183.92 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

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

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{3060}{48.9} \rightarrow \lambda_y = 62.57$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{3060}{30.2} \rightarrow \lambda_z = 101.3$$

$$\bar{\lambda} = \max\left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}; \frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right)$$

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{62.57}{86.811} \rightarrow \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.72$$

$$\frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{101.3}{86.811} \rightarrow \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 1.18$$

$$\rightarrow \bar{\lambda} = 1.18$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 0.95 \\ tf = 8 \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement C}$$

$$\alpha = 0.49$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi = 0.5 [1 + 0.49(1.18 - 0.2) + 1.18^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 1.44$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X = \frac{1}{1.44 + \sqrt{1.44^2 - 1.18^2}} \rightarrow X = 0.44$$

$$N_{b,rd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow N_{b,rd} = \frac{0.44 \times 1 \times 2534 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{b,rd} = 278.74 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 257.73 \text{ kN} < N_{b,rd} = 278.74 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau II.16 : Choix final des sections des profilés.

| Etage | Profilé | N_{sd} (Kn) | $N_{b,rd}$ (Kn) | Ratio (%) | Profilé choisi |
|------------------|---------|---------------|-----------------|-----------|----------------|
| 5 ^{ème} | HEA 100 | 257.73 | 278.74 | 92.5 | HEA 120 |
| 4 ^{ème} | HEA 100 | 506.59 | 507.84 | 99.75 | HEA 160 |
| 3 ^{ème} | HEA 140 | 746.08 | 758.89 | 98.3 | HEA 180 |
| 2 ^{ème} | HEA 180 | 976.52 | 1222.13 | 79.9 | HEA 220 |
| 1 ^{er} | HEA 200 | 1198.03 | 1222.13 | 98.02 | HEA 220 |
| RDC | HEA 220 | 1410.45 | 1523.35 | 92.58 | HEA 240 |

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre on procède au calcul des éléments secondaires tels que les escaliers et l'acrotère.

III.2. Etude des escaliers :**III.2.1. Introduction :**

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle le giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h), il se compose de plusieurs éléments :

- Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Palier intermédiaire : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Marches : elles peuvent être encastrées entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons

III.2.2 Choix des dimensions :

D'après la loi de BLONDEL

et pour garantir un confort d'escalier optimal on doit satisfaire les conditions suivantes :

- H : hauteur de la marche $16.5 \text{ cm} \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$; on prend **H = 17 cm**
- G (giron) : Largeur de la marche $27 \text{ cm} \leq H \leq 30 \text{ cm}$; on prend **G = 27 cm**
- h : hauteur d'étage : **h = 3.06 m**

$$60 \leq 2H + G \leq 64 \quad \rightarrow \quad 60 \leq 61 \leq 64 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{D'où } N (\text{nombre de marches}) = \frac{h}{H} \quad \rightarrow \quad N = \frac{306}{17} \quad \rightarrow \quad \mathbf{N = 18 \text{ marches par niveau}}$$

La figure ci-dessous montre les dispositions et les dimensions des différentes éléments

Constituants les escaliers :

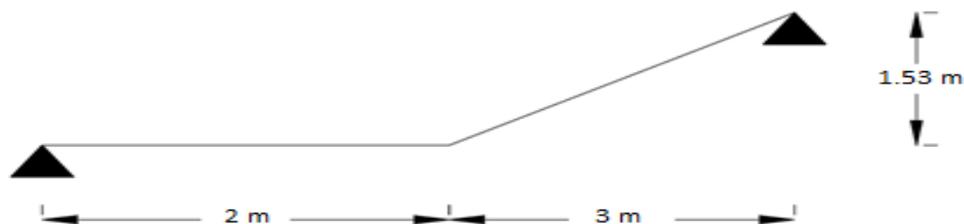


Figure III.1 : Schéma illustrant des escaliers.

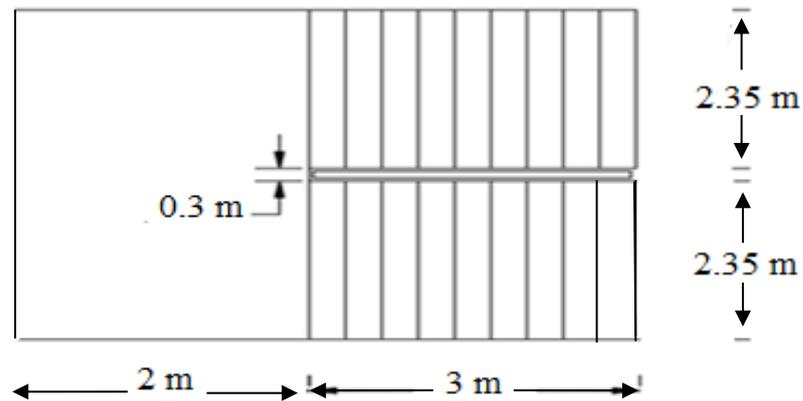


Figure III.2 : Vue en plan de l'escalier.

III.2.3 Dimensionnement des limons :

➤ Evaluation des charges :

- Tôle striée ($e = 0.5 \text{ cm}$) : $0.005 \times 78.5 = 0.47 \text{ kN/m}^2$
- Béton ($e = 7 \text{ cm}$) : $0.07 \times 25 = 1.75 \text{ kN/m}^2$
- Chappe : 0.4 kN/m^2
- Grés cérame : 0.28 kN/m^2
- Garde-corps : 1 kN/ml

$$\rightarrow G = 2.9 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad Q_{\text{esq}} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

➤ Calcul de l'angle :

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{3} \quad \rightarrow \quad \tan \alpha = 0.51 \quad \rightarrow \quad \alpha = 27.02^\circ$$

➤ Charges revenant au limon :

$$G_1 = 2.9 \times \frac{2.35}{2} + 1 \quad \rightarrow \quad G_1 = 4.4075 \text{ kN/ml}$$

$$G_2 = 2.9 \times \frac{2.35}{2} \quad \rightarrow \quad G_2 = 3.4075 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times \frac{2.35}{2} \quad \rightarrow \quad Q = 2.9375 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ser } 1} = 4.4075 + 2.9375 \quad \rightarrow \quad Q_{\text{ser } 1} = 7.345 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ser } 2} = 3.4075 + 2.9375 \quad \rightarrow \quad Q_{\text{ser } 2} = 6.345 \text{ kN/ml}$$

La figure ci-dessous montre la charge revenant au limon :

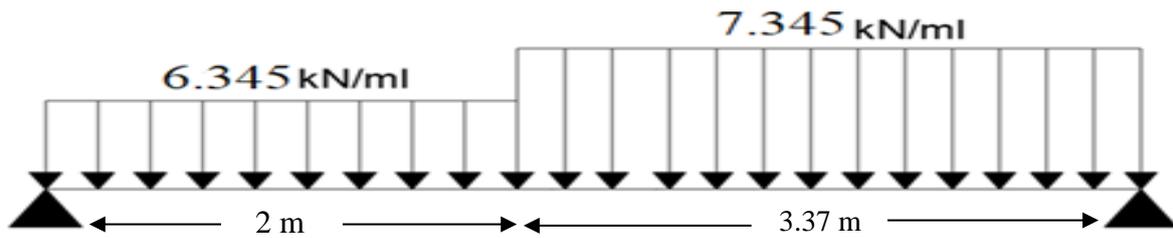


Figure III.3 : Schéma statique de l'escalier.

Pour être en sécurité et afin de simplifier nos calculs on prendra :

$$Q_{eq} = \max(Q_{ser\ 1} ; Q_{ser\ 2}) \rightarrow Q_{eq} = 7.345 \text{ kN/ml}$$

- **Dimensionnement par la condition de la flèche :**

$$L = 5.37 \text{ m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 7.345 \times 5.370^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} \times 10^{-4} \Rightarrow I_y \geq 1763.09 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés, on prend un UPN 200 $\Rightarrow I_y = 1910 \text{ cm}^4$

Tableau III.1 : Caractéristique du profilé UPN 200

| Profilé | Poids | Section | Caractéristiques | | | | | | | | |
|---------|--------------|-------------------------|------------------|-----------|--------------------------------------|--------------------------------------|--|--|------------------------|------------------------|---------------------------|
| | G (DaN/m) | A (mm ²) | h (mm) | b (mm) | I _y (cm ⁴) | I _z (cm ⁴) | W _{ply} (cm ³) | W _{plz} (cm ³) | i _y (cm) | i _z (cm) | Avz (cm ²) |
| UPN200 | 25.3 | 3220 | 200 | 75 | 1910 | 148 | 228 | 51.8 | 7.7 | 2.14 | 17.71 |

- Les combinaisons des charges :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 \times (G_p + G) + 1.5 \times Q_{eq}$$

$$\rightarrow q_u = 10.04 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = G_p + G + Q_{eq}$$

$$\rightarrow q_{ser} = 7.16 \text{ Kn/ml}$$

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{10.04 \times 5.37^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 36.19 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{228 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = 57 \text{ kN.m}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{10.04 \times 5.37}{2} \rightarrow V_{sd} = 26.95 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{17.71 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 255.62 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 26.95 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 255.62 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5V_{pl,rd} = 0.5 \times 255.62 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 127.8 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 26.95 \text{ Kn} < 0.5V_{pl,rd} = 127.81 \text{ Kn}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

- **Vérification de la flèche :**

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{7.16 \times 5370^4}{2.1 \times 10^5 \times 1910 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 14.52 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{5370}{250} \Rightarrow f_{adm} = 21.48 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 14.52 \text{ mm} < f_{adm} = 21.48 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.4 Dimensionnement de la cornière de marche :

Les deux cornières travaillent simultanément en flexion simple, d'où $I_y = 2I_z$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation. On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

- **Dimensionnement :**

Condition de la flèche à l'ELS :

$$G_{marche} = 2.9 \times \left(\frac{0.27}{2}\right) = 0.39 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{marche} = 2.5 \times \left(\frac{0.27}{2}\right) = 0.34 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser} = G_{marche} + Q_{marche} \rightarrow Q_{ser} = 0.73 \text{ Kn/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.73 \times 2350^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} \Rightarrow I_y \geq 14.68 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à aile égale L55x55x5

$$I_y = I_z = 14.71 \text{ cm}^4 ; G_{L55} = 4.18 \text{ KG/ml}$$

$$W_{el,y} = W_{pl,y} = 3.70 \text{ cm}^3$$

$$Q_u = 1.35 (G_{marche} + G_{L55}) + 1.5Q_{marche} = 1.09 \text{ kN/ml}$$

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{1.09 \times 2.35^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 0.752 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{3.70 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = 0.925 \text{ kN.m}$$

→ Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{1.09 \times 2.35}{2} \rightarrow V_{sd} = 1.28 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e I_y} \leq \tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$\tau = 91.02 \text{ kN} < \tau' = 158.77 \text{ kN}$$

→ Condition vérifiée

III.2.5. Dimensionnement de la poutre palière :

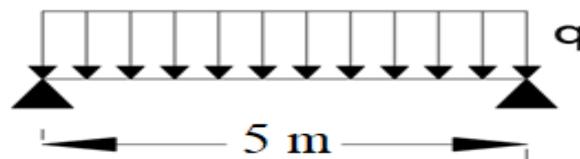


Figure III.4 : Schéma statique de la poutre palière.

- **Les charges revenant sur la poutre :**

$$\text{Charge des cloisons : } 1.61 \times 1 = 1.61 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge revenant du palier : } 2.9 \times \frac{2}{2} = 2.9 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } 2.5 \times \frac{2}{2} = 2.5 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser} = 1.61 + 2.9 + 2.5 \rightarrow Q_{ser} = 7.01 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 1.35(1.61 + 2.9) + 1.5(2.5) \rightarrow Q_u = 9.84 \text{ kN/ml}$$

- **Condition de la flèche :**

$$I_y \geq \frac{5 \times 7.01 \times 5000^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} \Rightarrow I_y \geq 1358.27 \text{ cm}^4$$

$$\text{On opte pour un IPE 200} \rightarrow I_y = 1943 \text{ cm}^4$$

$$G_p = 0.22 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 1.35 \times 0.22 + 9.84 = 13.58 \text{ kN/ml}$$

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{13.58 \times 5^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 42.44 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{220.6 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = 55.15 \text{ kN.m}$$

→ Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{13.58 \times 5}{2} \rightarrow V_{sd} = 33.95 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{14 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 202.07 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 33.95 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 202.07 \text{ kN}$$

→ Condition vérifiée

$$0.5V_{pl,rd} = 0.5 \times 202.07 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 101.03 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 33.95 \text{ kN} < 0.5V_{pl,rd} = 101.03 \text{ kN}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

III.3. Etude de l'acrotère :

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 $Q=1\text{kN/ml}$.

III.3.1. Evaluation de charge :

- Charge permanente : Le poids total de l'acrotère **G=2,29 kN/m**.
- Charge d'exploitation : La charge d'exploitation de la main courante : **Q=1,0kN/m**.

L'action des forces horizontales $Q_h ; (F_p)$: 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 :

Avec : $F_p = 4A \cdot C_p \cdot W_p$

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [$A=0,25$].

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

W_p : Poids de l'acrotère..... [$W_p=2,29$ kN].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,29 = 1,832 \text{ kN}$$

$$Q_h = \max(1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,832 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,832 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : $G=2,29$ kN/ml et $Q_h=1,832$ KN/ml

II.3.2. Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25$ MPa; $\sigma_{bc}=15$ MPa; $c=c'=2$ cm ; $f_e=500$ MPa

$M_u = 1,64$ kN.m ; $T_u = 2,74$ kN ; $N_u = 3,09$ kN

➤ Armatures principales :

- Calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,65 + 3,09 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) \times 10^{-2} = 1,743 \text{ kN.m}$$

- Calcul des armatures :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,0169$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,4341 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.3.3. 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 :

$$A_s^{\min} = \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_s^{\min} = \{1 \text{ cm}^2 ; 0,88 \text{ cm}^2\}$$

Donc : on opte finalement pour **4T10**= 2,51 cm²

Avec un espacement : $S_t = \frac{60}{4} = 20\text{cm}$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq 2h ; 25 \} \rightarrow 20 \leq 20 ; 25 \} \Rightarrow Ok$$

- **Armatures de répartition :**

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{1,70}{4} = 0,42 \text{ cm}^2$$

On a choisi **4T10** avec un espacement $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66 \text{ cm}$, On prend $S = 18 \text{ cm}$

III.3.4. Vérification à l'ELS :

Tableau III.2 : Les vérifications de l'acrotère à l'ELS.

| Contrainte du béton | | Contrainte de l'acier | | |
|---------------------|---------------------|-----------------------|------------|------------------|
| σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | σ'_s | σ_s | $\bar{\sigma}_s$ |
| 0,68MPa | 15MPa | 7,3 MPa | 1,2 MPa | 250MPa |
| OK | | OK | | |

III.3.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{2,748 \times 10^3}{80.10^3} = 0,0343\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots OK$$

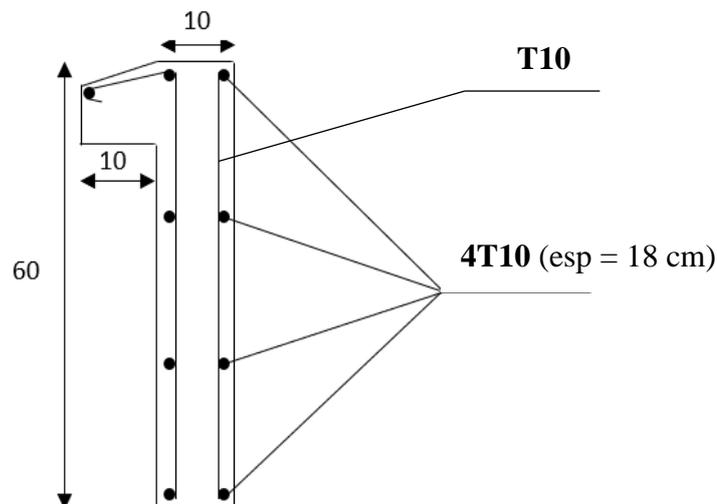


Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV

Etude dynamique en zone
sismique

IV.1. Introduction :

L'activité sismique peut se produire à tout moment et provoquer d'importants dégâts humains et matériels. C'est pourquoi les structures doivent être construites de manière adéquate pour résister à ces secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques tels que le RPA99/version 2003 en Algérie.

Le but de ce processus est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par le règlement parasismique. Cependant, l'étude dynamique d'une structure est souvent complexe en raison du nombre d'éléments et de fonctions existant dans une structure.

Pour simplifier suffisamment le problème, on utilise souvent des modèles de calcul qui permettent d'analyser la structure et de déterminer ses modes propres de vibration ainsi que les efforts induits par l'action sismique.

IV.2. Modélisation de la structure :

Pour étudier la réponse d'une structure aux forces sismiques, il est important d'établir un modèle numérique représentant la structure. Ce modèle peut ensuite être introduit dans un logiciel de calcul dynamique tel que ETABS, qui permettra de déterminer les modes propres de vibration de la structure et les efforts sismiques.

La méthode la plus couramment utilisée pour la modélisation de structures est la méthode des éléments finis, qui est prise en charge par la plupart des logiciels de calcul. En utilisant cette approche, on peut obtenir une analyse approfondie de la structure et déterminer sa réponse en cas de séisme.

- **Les éléments de portique**

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (frame Éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, 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 $i+1$).

- **Le Diaphragme**

Les surfaces planes telles que les planchers sont assumés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent pas se déformer hors plan.

- **Conception du contreventement vertical :**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.

- **Modélisation de la masse :**

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ avec $\beta=0.2$.
- Les poteaux et les poutres sont attribués d'une masse volumique équivalente à celle de l'acier, conférant ainsi une solidité remarquable à leur structure.
- La masse de l'acrotère a été répartie de manière équitable sur les poutres qui encadrent les contours des planchers.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Définition des critères de choix de la méthode de calcul et description des deux méthodes retenues par le **RPA99/version2003**

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse)

IV.3.1. La méthode statique équivalente :

Vu que notre bâtiment est de groupe d'usage 2 et dépasse le 17m en zone III la méthode statique équivalente n'est applicable d'après (RPA99/version2003).

IV.3.2. La méthode modale spectrale :

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- L'hypothèse d'un comportement globale linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que, la somme des coefficients massiques de ces modes soit au moins égale à 90%

IV.4. Vérification de la structure :

IV.4.1. Vérification de la force sismique a la base :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- **A** : coefficient d'accélération de la zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage, notre structure est du groupe 2 en zone III ;
 $\rightarrow A = 0.25$
- **D** : coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ Sec} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3 \text{ Sec} \end{cases}$$

T_1, T_2 : période caractéristique associé a la catégorie du site .

Tableau IV. 1: Valeurs de la périodes caractéristiques

| Site | T1 (sec) | T2(sec) |
|------|-----------|----------|
| S3 | 0.15 | 0.5 |

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

$$T = \min(T_1 ; T_{2i})$$

Avec :

- $T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$;
- $T_{2i} = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$

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

$$\rightarrow h_n = 18,36 \text{ m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Dans notre cas, le contreventement est assuré par des palées triangulées dans les deux sens (cas 4)

$$\rightarrow C_T = 0.05$$

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

$$T_1 = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0.05 * 18,36^{3/4} \rightarrow T_1 = 0.443 \text{ sec}$$

$$T_{2i} = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_i}}$$

$$T_{2x} = \frac{0.09 \times 18,36}{\sqrt{40}} = 0.261 \text{ sec}$$

$$T_{2y} = \frac{0.09 \times 18,36}{\sqrt{40}} = 0.261 \text{ sec}$$

$$\rightarrow T = \min(T_1 ; T_2) = T_2$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_{2x} = 0.261 \text{ sec} \\ T_{2y} = 0.261 \text{ sec} \end{cases}$$

Tableau IV. 2: Choix de la période de calcul

| SI | La période choisie pour le calcul du facteur D |
|--|--|
| $T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$ | $T = T_{analytique}$ |
| $T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique}$ | $T = 1.3T_{empirique}$ |

D'où :

- **Sens x-x et Sens y-y :**

$$T_{empirique} = 0.261 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.261 = 0.339 \text{ sec}$$

η : facteur de correction d'amortissement avec ε (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif

$$\text{Avec } \varepsilon = 5 \% \text{ (acier Dense)} \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \rightarrow \eta = 1$$

R : coefficient de comportement global de la structure, en fonction du système de contreventement, dans notre cas on a utilisé un système de Mixte portiques/ palées triangulées en V, $R=4$.

Q : facteur de qualité est fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments de la structure

-La régularité en plan et en élévation

-La qualité du contrôle de construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

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

Tableau IV.3 : Valeurs du facteur de qualité

| Les conditions | Suivant X | Suivant Y |
|---|-----------------|-----------------|
| 1. Condition minimale sur les files de contreventements | 0 | 0 |
| 2. Redondance en plan | 0 | 0 |
| 3. Régularité en plan | 0.05 | 0.05 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0 |
| 5. Contrôle des qualités des matériaux | 0,05 | 0,05 |
| 6. Contrôle de la qualité d'exécution | 0 | 0 |
| | $P_{q_x} = 1.1$ | $P_{q_y} = 1.1$ |

Tableau IV.4 : Caractéristique de la force sismique

| Paramètres | Notations | Justifications | Valeurs |
|---|-----------|--------------------------------------|---------|
| Coefficient d'accélération de zone | A | Zone III et Groupe 2 | 0,25 |
| Pourcentage d'amortissement critique | ξ | Portique en acier dense | 5% |
| Facteur de correction d'amortissement | η | $\sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$ | 1 |
| Catégorie de sol | T_1 | Site meuble | 0,15 |
| | T_2 | | 0,50 |
| Choix de la période fondamentale | $1,3T_x$ | $0,09 h_N / \sqrt{D_{x,y}}$ | 0,339 |
| | $1,3T_y$ | | 0,339 |
| Facteur de qualité | P_{q_x} | $1 + \frac{6}{\sum_1^5 P_q}$ | 1,1 |
| | P_{q_y} | | 1,1 |
| Coefficient de comportement de la structure | R | Mixte portiques/palées triangulaires | 4 |

IV.4.2. L'analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale est une méthode pour calculer les effets les plus importants d'un séisme sur une structure. Elle utilise une sollicitation sismique qui est exprimée par un spectre de réponse.

Cette analyse peut être faite pour n'importe quelle structure et donne des résultats plus précis et souvent satisfaisants, si la modélisation est bien faite. L'action sismique est décrite par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Pour notre étude, le spectre est donné par le logiciel (spectre RPA99), avec les données suivantes :

- Zone sismique III, BLIDA.
- Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne)
- Pourcentage d'amortissement $\varepsilon = 5\%$.
- Facteur de qualité $Q = 1.1$ (dans les deux directions).
- Coefficient de comportement $R=4$.

Le spectre est donné par la figure ci-dessous :

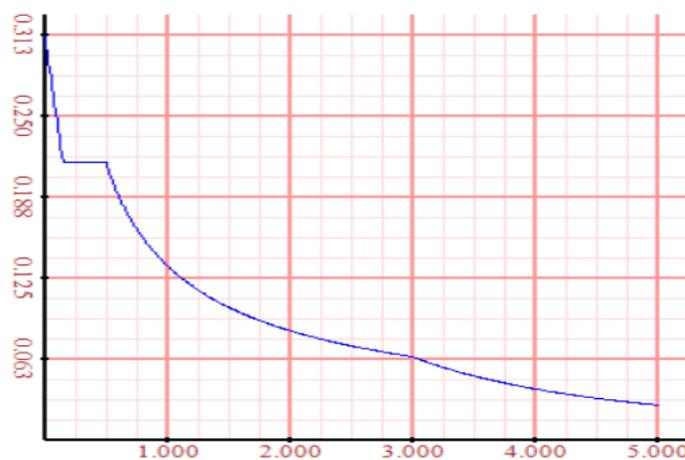


Figure IV. 1: Spectre de réponse.

IV.4.3. Résultat de l'analyse dynamique :**IV.4.3.1. Modèle initial :**

Pour ce modèle on a gardé les sections des poteaux et poutre calculées dans le prédimensionnement et on a proposé une disposition initiale des contreventements pour voir le comportement de la structure

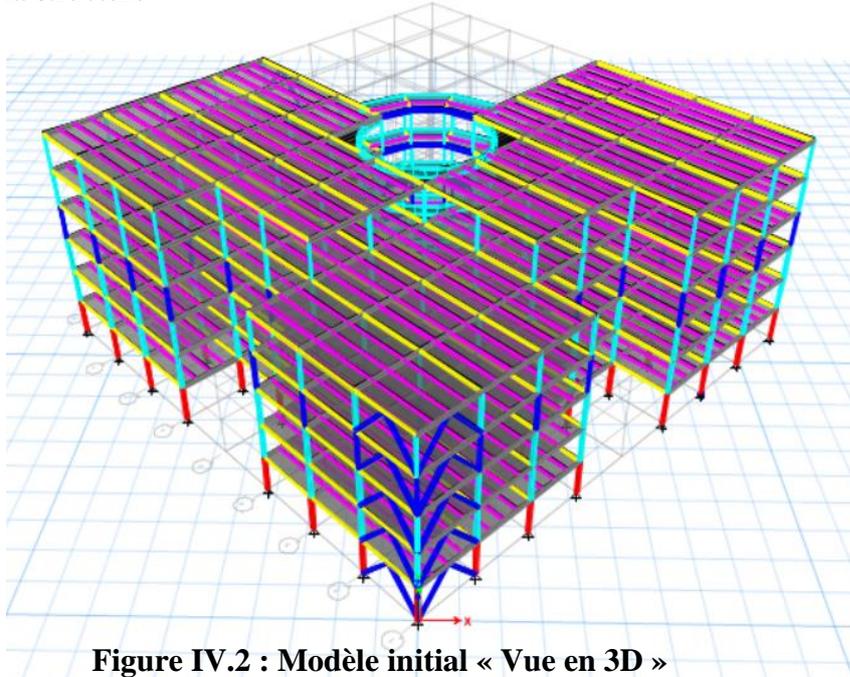


Figure IV.2 : Modèle initial « Vue en 3D »

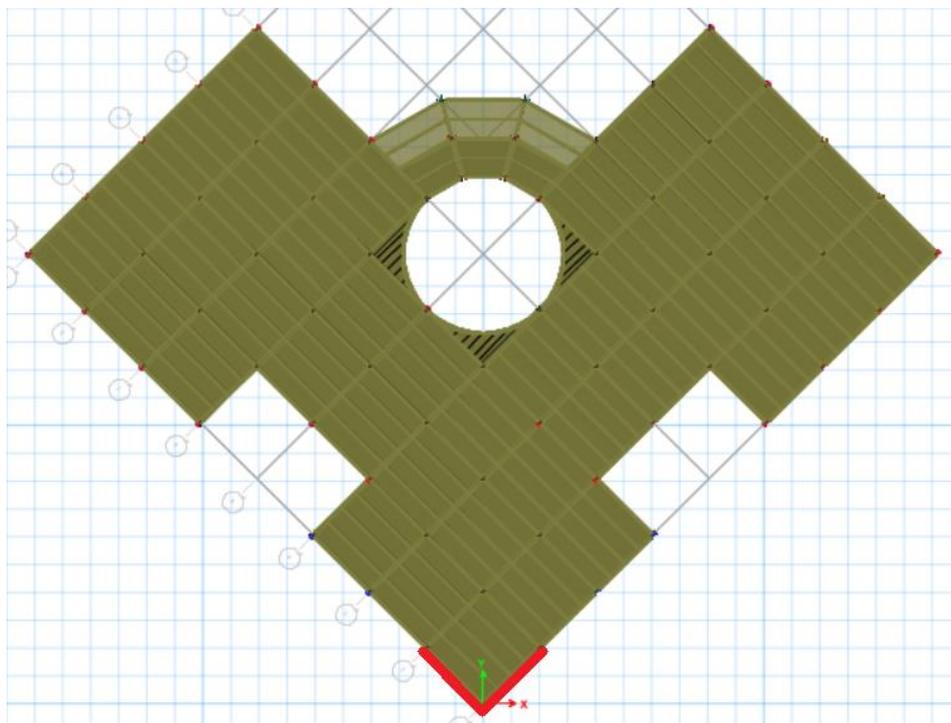


Figure IV.3 : Disposition des contreventements pour le modèle initial

- Période et participation du model

Tableau IV.5 : Participation massique du modèle initial

| Modes | Périodes [Sec] | Facteur de participation massique | | | | |
|-------|-------------------|-----------------------------------|-----------|-----------|------------|------------|
| | | U_x | U_y | R_z | $\sum U_x$ | $\sum U_y$ |
| 1 | 3.011 | 0,0003 | 0,5898 | 0.2522 | 0,0003 | 0,5898 |
| 2 | 1.446 | 0,0430 | 0,0065 | 0.0083 | 0,0443 | 0,5963 |
| 3 | 1.136 | 0,5740 | 0,0007 | 0.0157 | 0,6183 | 0,5970 |
| 4 | 0.699 | 0,0178 | 0,0151 | 0.4548 | 0,6361 | 0.6121 |
| 5 | 0.66 | 0,0004 | 0,2754 | 0.0084 | 0,6365 | 0,8875 |
| 6 | 0.432 | 0,0373 | 0,0002 | 0.0048 | 0,6738 | 0,8877 |
| 7 | 0.41 | 0,2265 | 2,442E-05 | 2.342E-05 | 0,9003 | 0,8877 |
| 8 | 0.309 | 1,668E-05 | 0,0697 | 0.0015 | 0,9003 | 0,9574 |
| 9 | 0.244 | 0,001 | 0,0001 | 1.285E-05 | 0,9013 | 0,9575 |
| 10 | 0.227 | 0,0036 | 0,0019 | 0.0009 | 0,9049 | 0,9594 |
| 11 | 0.218 | 0,0438 | 0,0001 | 0.149 | 0,9487 | 0,9595 |
| 12 | 0.164 | 0,0001 | 0,0186 | 1.611E-06 | 0,9488 | 0,9781 |

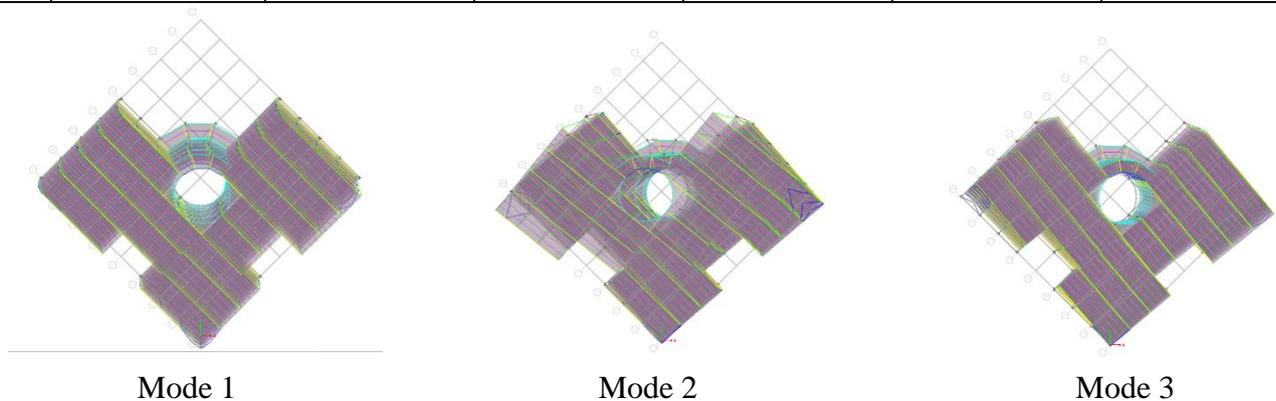


Figure IV.4 : La déformée pour les modes du modèle initial

➤ Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} mode $T_1 = 3.011$ sec.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 7 selon xx
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 8 selon yy
- Premier mode on a translation parallèlement à Y-Y.
- 2eme mode on a rotation.
- 3eme mode on a translation parallèlement à X-X.

IV.4.3.2. Modèle intermédiaire :

Pour ce modèle on a changé les sections des poteaux et on a proposé une nouvelle disposition des contreventements afin d'éviter les modes de rotation.

Les poteaux :

- RDC+1er \Rightarrow HEA 360
- 2eme+3eme \Rightarrow HEA 340
- 4eme+5eme \Rightarrow HEA 320
- Les contreventements : TUBO 180*180*20

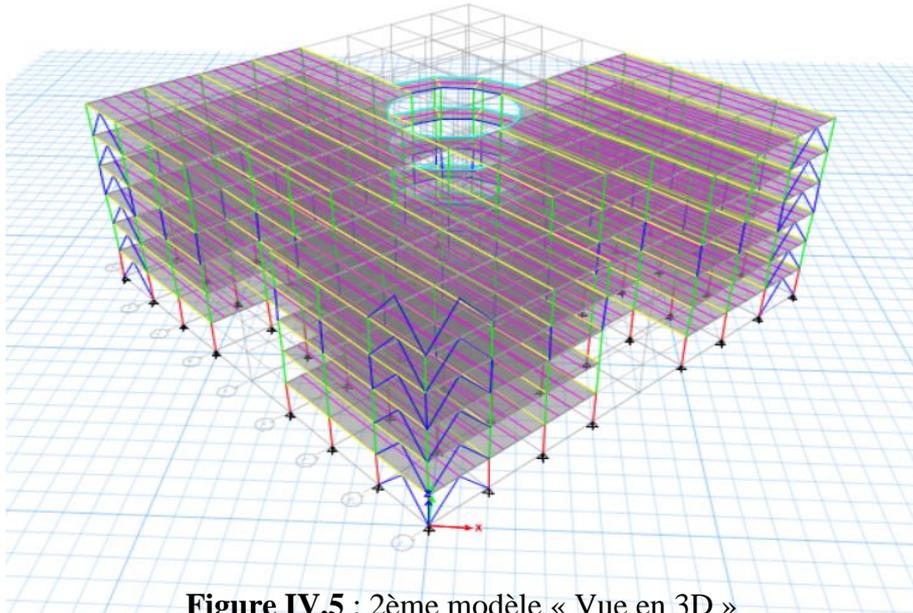


Figure IV.5 : 2ème modèle « Vue en 3D »

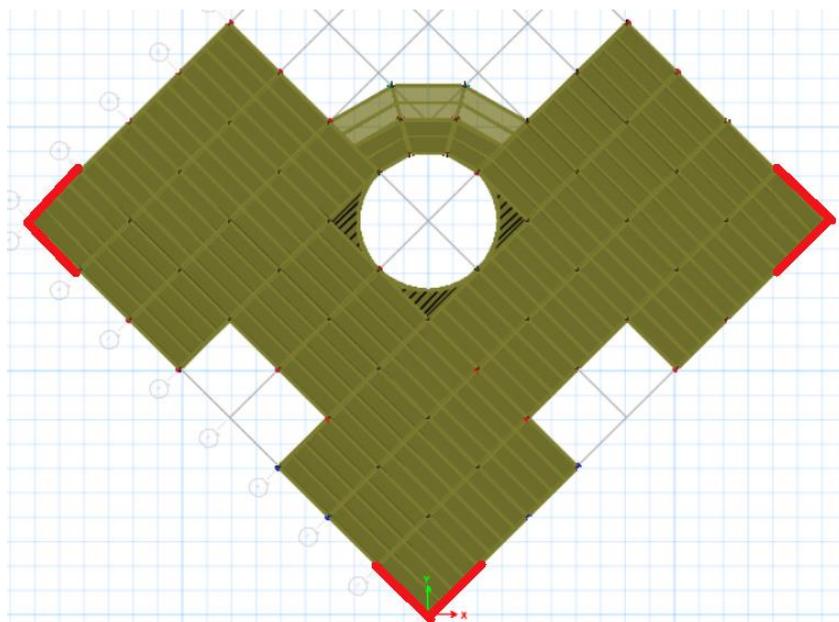


Figure IV.6 : Disposition des contreventements pour le 2ème modèle.

- Période et participation du modèle

Tableau IV.6 : Participation massique du 2ème modèle

| Modes | Périodes [Sec] | Facteur de participation massique | | | | |
|-------|----------------|-----------------------------------|-----------|-----------|------------|------------|
| | | U_x | U_y | R_z | $\sum U_x$ | $\sum U_y$ |
| 1 | 1,375 | 0,6199 | 0,0152 | 0,0001 | 0,6199 | 0,0152 |
| 2 | 0,998 | 0,0156 | 0,663 | 1,125E-05 | 0,6355 | 0,6782 |
| 3 | 0,61 | 0,0014 | 1,179E-06 | 0,6729 | 0,6369 | 0,6782 |
| 4 | 0,366 | 0,2223 | 0,0014 | 0,0011 | 0,8592 | 0,6796 |
| 5 | 0,293 | 0,001 | 0,2332 | 5,769E-07 | 0,8602 | 0,9128 |
| 6 | 0,189 | 0,0737 | 0,0002 | 0,0357 | 0,9339 | 0,913 |
| 7 | 0,169 | 0,0148 | 0,0001 | 0,2001 | 0,9487 | 0,9131 |
| 8 | 0,153 | 0,0002 | 0,0602 | 0,0001 | 0,9489 | 0,9733 |
| 9 | 0,126 | 0,0329 | 0,0001 | 0,0008 | 0,9818 | 0,9734 |
| 10 | 0,107 | 5,287E-06 | 0,0186 | 7,025E-06 | 0,9818 | 0,9919 |
| 11 | 0,098 | 0,0135 | 0 | 8,657E-06 | 0,9953 | 0,9919 |
| 12 | 0,089 | 0,0006 | 9,554E-07 | 0,0615 | 0,9959 | 0,9919 |

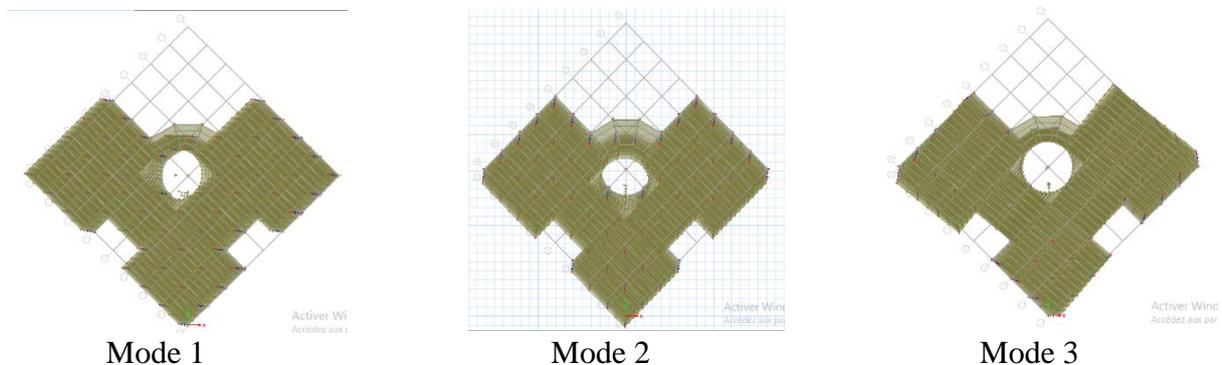


Figure IV.7 : La déformée pour les modes du 2ème modèle.

Constatations :

D'après l'analyse dynamique de la structure on obtient :

- Une période fondamentale : $T_x = 1,375\text{sec}$, $T_y = 0,998\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

V.4.3.3 Choix de la période fondamentale de la structure :

$$- \text{ X-X : } T_{\text{Analytique}} = 1.375 \text{ Sec} > 1,3T_{\text{Empirique}} = 0,339 \text{ Sec}$$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{\text{Empirique}} = 0,339 \text{ Sec}$.

$$- \text{ Sens Y-Y : } T_{\text{Analytique}} = 0.998 \text{ Sec} > 1,3T_{\text{Empirique}} = 0,339 \text{ Sec}$$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{\text{Empirique}} = 0,339 \text{ Sec}$.

V.4.3.4 Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

$$- \text{ Sens X-X : } T = 0,339 \text{ Sec} < 0,5 \rightarrow D_x = 2,5 \times 1$$

$$- \text{ Sens Y-Y : } T = 0,339 \text{ Sec} < 0,5 \rightarrow D_y = 2,5 \times 1$$

$$- \quad \mathbf{D_x = 2,5} \quad \text{et} \quad \mathbf{D_y = 2,5}$$

V.4.3.5. Vérification de l'effort tranchant à la base :

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

$$\text{D'après ETABS on obtient : } \left\{ \begin{array}{l} W = 36312.2128 \text{ kN} \\ V_{dyn.}^x = 3607,279575 \text{ kN} \\ V_{dyn.}^y = 3424,599871 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{stq.}^x = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,1 \times 38526.3361}{4} = 6241,161575 \text{ kN} \rightarrow 0,8 V_{stq.}^x = 4992,92926 \text{ kN} \\ V_{stq.}^y = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,1 \times 38526.3361}{4} = 6241,161575 \text{ kN} \rightarrow 0,8 V_{stq.}^y = 4992,92926 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$0,8 V_{stq.}^x = 4992,92926 \text{ kN} > V_{dyn.}^x = 3607,279575 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{R_x = 1,38 > 1,0}$$

$$0,8 V_{stq.}^y = 4992,92926 \text{ kN} > V_{dyn.}^y = 3424,599871 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{R_y = 1,45 > 1,0}$$

V.4.3.6. Vérification des déplacements inter étages :

Selon le **RPA99 version 2003**, il faut vérifier la condition suivante : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

$$\delta_K^x = R r_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R r_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\delta_K^x = R \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Où : h_e : la hauteur d'étage,

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques,

R : coefficient de comportement,

Tableau IV.7 : Vérifications des déplacements inter étage pour le 2ème modèle.

| Etage | δ_{eK}^x (mm) | δ_{eK}^y (mm) | δ_K^x (mm) | δ_K^y (mm) | Δ_K^x (mm) | Δ_K^y (mm) | $\bar{\Delta}$ (mm) | Obs | Obs |
|------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|------------------------|-----|-----|
| 5 ^{ème} | 57,4098863 | 65,0544065 | 229,640 | 285,655 | 55,458 | 70,489 | 30,6 | CNV | CNV |
| 4 ^{ème} | 43,5453903 | 49,0015338 | 174,182 | 215,167 | 53,720 | 68,122 | 30,6 | CNV | CNV |
| 3 ^{ème} | 30,1153444 | 33,4877038 | 120,461 | 147,045 | 46,359 | 58,233 | 30,6 | CNV | CNV |
| 2 ^{ème} | 18,5256023 | 20,2259059 | 74,102 | 88,812 | 37,208 | 46,192 | 30,6 | CNV | CNV |
| 1 ^{er} | 9,22355598 | 9,70614403 | 36,894 | 42,620 | 25,249 | 30,380 | 30,6 | CV | CV |
| RDC | 2,91129336 | 2,78751682 | 11,645 | 12,240 | 11,645 | 12,240 | 30,6 | CV | CV |

Vue que les déplacements inter-étages ils ne sont pas vérifiés dans plus part des niveaux, on doit augmenter la rigidité de la structure, on changant les sections des poteaux, poutres et contreventement

IV.5.3. Troisième modèle (finale):

Pour ce modèle on a proposé une nouvelle disposition des contreventements et on a augmenté les sections des poteaux, poutres:

- RDC, 1^{er} des poteaux HEB 500.
- 2^{ème}, 3^{ème} des poteaux HEB 450
- 4^{ème}, 5^{ème} des poteaux HEB 400.
- Des poutres secondaires IPE 300.
- Des poutres principales IPE 360.
- Les contreventements double TUBO 180*180*20.

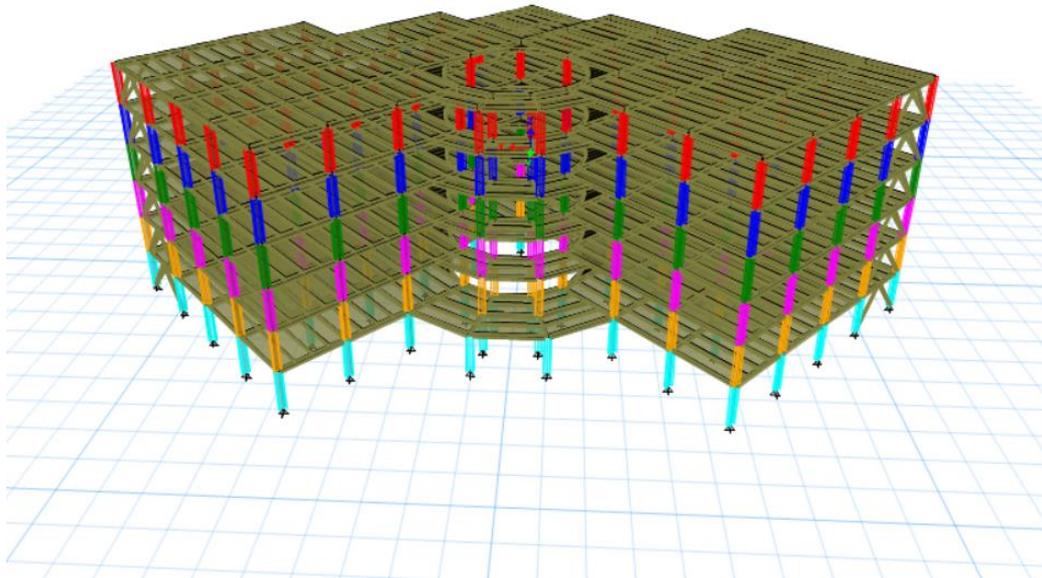


Figure IV.8 : Modèle final « Vue en 3D ».

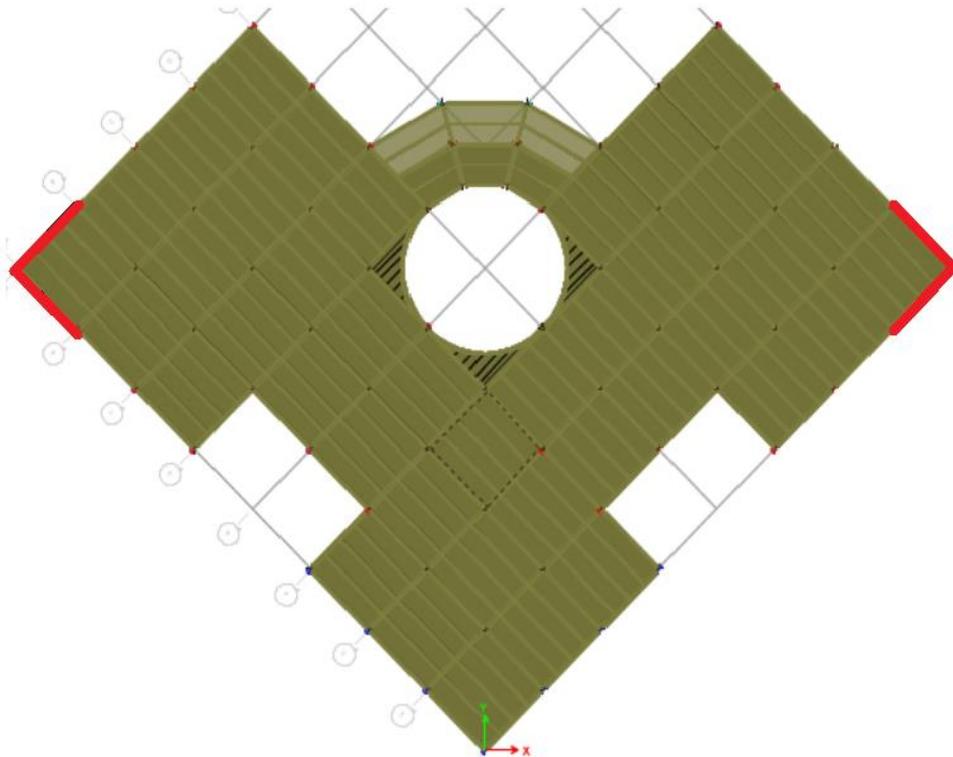
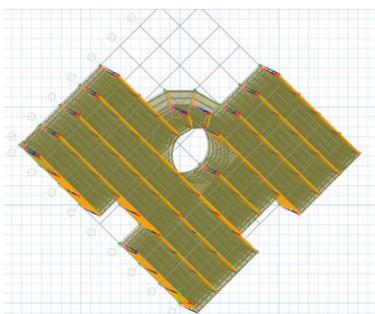


Figure IV.9 : Disposition des contreventements pour le modèle final.

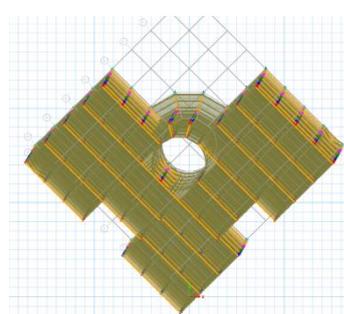
- Période et participation du modèle

Tableau IV.8 : Participation massique du modèle final

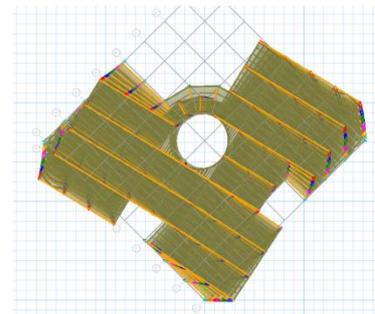
| Modes | Périodes [Sec] | Facteur de participation massique | | | | |
|-------|----------------|-----------------------------------|-----------|-----------|------------|------------|
| | | U_x | U_y | R_z | $\sum U_x$ | $\sum U_y$ |
| 1 | 0.778 | 0.5787 | 0.1638 | 0.0003 | 0.5787 | 0.1638 |
| 2 | 0.625 | 0.1549 | 0.6045 | 7.65E-06 | 0.7336 | 0.7683 |
| 3 | 0.425 | 7.73E-06 | 9.148E-07 | 0.7633 | 0.7337 | 0.7683 |
| 4 | 0.241 | 0.1196 | 0.0553 | 0.0002 | 0.8532 | 0.8235 |
| 5 | 0.194 | 0.0524 | 0.1 | 2.582E-06 | 0.9057 | 0.9235 |
| 6 | 0.137 | 0.0015 | 0.0011 | 0.1509 | 0.9072 | 0.9246 |
| 7 | 0.128 | 0.0297 | 0.0148 | 0.0148 | 0.9369 | 0.9393 |
| 8 | 0.102 | 0.0203 | 0.0278 | 0.0001 | 0.9572 | 0.9671 |
| 9 | 0.092 | 0.0121 | 0.0057 | 0.0005 | 0.9693 | 0.9729 |
| 10 | 0.073 | 0.0027 | 0.0046 | 0.0114 | 0.972 | 0.9775 |
| 11 | 0.072 | 0.0002 | 0.0009 | 0.0297 | 0.9722 | 0.9784 |
| 12 | 0.069 | 0.0141 | 0.0101 | 9.734E-06 | 0.9864 | 0.9885 |



Mode 1



Mode 2



Mode 3

Figure IV.10 : La déformée pour les modes du modèle final

D'après l'analyse dynamique de la structure on obtient :

- Une période fondamentale : $T_x = 0.778$ sec , $T_y = 0.625$ sec .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de couplé parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de couplé parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

V.5.3.2. Choix de la période fondamentale de la structure :

- **Sens X-X :** $T_{Analytique} = 0.778 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 0,339 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{Empirique} = 0,339 \text{ Sec}$.

Sens Y-Y : $T_{Analytique} = 0.625 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 0,339 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{Empirique} = 0,339 \text{ Sec}$.

V.5.3.3. Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

- **Sens X-X :** $T = 0,339 \text{ Sec} < 0.5 \rightarrow D_x = 2,5 \times 1 = 2.5$
- **Sens Y-Y :** $T = 0,339 \text{ Sec} < 0.5 \rightarrow D_y = 2,5 \times 1$
- **$D_x = 2.5$ et $D_y = 2,5$**

V.5.3.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :

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

D'après ETABS on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} W = 38526.3361 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^x = 5460.69 \text{ kN} \\ V_{dyn.}^y = 4917.37 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{stq.}^x = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,1 \times 38526.3361}{4} = 6621.714017 \text{ KN} \rightarrow 0,8 V_{stq.}^x = 5297.37121 \text{ KN} \\ V_{stq.}^y = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,1 \times 38526.3361}{4} = 6621.714017 \text{ KN} \rightarrow 0,8 V_{stq.}^y = 5297.37121 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$0,8 V_{stq.}^x = 5297.3721 \text{ KN} < V_{dyn.}^x = 5460.69 \text{ KN} \rightarrow R_x = 0.97 < 1,0$$

$$0,8 V_{stq.}^y = 5297.3721 \text{ KN} > V_{dyn.}^y = 4917.37 \text{ KN} \rightarrow R_y = 1.077 > 1,0$$

V.5.3.5. Vérification des déplacements inter étages :

Selon le **RPA99 version 2003**, il faut vérifier la condition suivante : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

$$\delta_K^x = R r_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R r_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\delta_K^x = R \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Où : h_e : la hauteur d'étage,

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques,

R : coefficient de comportement,

Tableau V.9 : Vérifications des déplacements inter étage pour le modèle final.

| Etage | δ_{eK}^x (mm) | δ_{eK}^y (mm) | δ_K^x (mm) | δ_K^y (mm) | Δ_K^x (mm) | Δ_K^y (mm) | $\bar{\Delta}$ (mm) | Obs | Obs |
|------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|------------------------|-----|-----|
| 5 ^{ème} | 25,1204147 | 32,4138671 | 100,482 | 139,675 | 14,715 | 23,521 | 30.6 | CV | CV |
| 4 ^{ème} | 21,4416472 | 27,3470283 | 85,767 | 117,841 | 18,325 | 28,718 | 30.6 | CV | CV |
| 3 ^{ème} | 16,8603243 | 21,1605225 | 67,441 | 91,183 | 19,946 | 30,118 | 30.6 | CV | CV |
| 2 ^{ème} | 11,8737041 | 14,6726077 | 47,495 | 63,226 | 19,993 | 28,942 | 30.6 | CV | CV |
| 1 ^{er} | 6,87541366 | 8,43803585 | 27,502 | 36,360 | 17,357 | 24,572 | 30.6 | CV | CV |
| RDC | 2,5361597 | 3,14482432 | 10,145 | 13,551 | 10,145 | 14,599 | 30.6 | CV | CV |

V.5.3.6. Vérification du coefficient de comportement :

Selon le choix du coefficient de comportement qui a été adopté pour la structure, (R= 4 alors Structure mixte Portique – Contreventement), le RPA99 version 2003, préconise de justifier que :

- **Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les palées de contreventement :**

L'effort normal total à la base de la structure : $P_{total} = 48217.6746 \text{ kN}$

L'effort normal total reprise par les palées de contreventement : $P_{CV} = 4995.35 \text{ kN}$

Rapport : $P_{CV}/P_{total} = 10,36 \% < 20 \%$ D'où la condition est vérifiée.

- **Pourcentage des efforts tranchant dus aux charges horizontales reprise par les portiques :**

Tableau V.10 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant pour chaque étage.

| Etage | Effort tranchant Total | | Effort tranchant Portiques | | Ratio % | | Obs > 25 X-X | Obs > 25 Y-Y |
|------------------|------------------------|---------------------|----------------------------|---------------------|---------|--------|--------------|--------------|
| | V _X [KN] | V _Y [KN] | V _X [KN] | V _Y [KN] | X | Y | | |
| 5 ^{ème} | 1692.64337 | 1671.15 | 1255.59016 | 1192.04761 | 74.18% | 76.82% | OK | OK |
| 4 ^{ème} | 3017.98332 | 2955.018 | 1687.02597 | 1439.70689 | 55.90% | 52.47% | OK | OK |
| 3 ^{ème} | 3983.19797 | 3843.276 | 1958.31853 | 1579.01069 | 49.16% | 44.25% | OK | OK |
| 2 ^{ème} | 4711.77218 | 4518.978 | 1998.01722 | 1519.07954 | 42.40% | 36.20% | OK | OK |
| 1 ^{er} | 5206.61708 | 5015.228 | 2144.45732 | 1451.85594 | 41.19% | 31.18% | OK | OK |
| RDC | 5460.68842 | 5296.006 | 2788.06555 | 1602.98961 | 51.06% | 32.60% | OK | OK |

V.5.3.7. Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \quad \text{avec} \quad P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

h_k : hauteur d'étage 'K'.

Tableau V.11 : Vérification de l'effet P-Δ.

| Etage | P _k [KN] | Δ _k | | V _k | | h _k [mm] | Θ (%) | | Obs < 10% |
|------------------|------------------------|----------------|--------|----------------|----------|------------------------|--------|--------|--------------|
| | | Sens x | Sens y | Sens x | Sens y | | Sens x | Sens y | |
| 5 ^{ème} | 6257.8073 | 14.715 | 21.834 | 1692.643 | 1671.15 | 3060 | 1.78 | 2.88 | OK |
| 4 ^{ème} | 12889.1333 | 18.325 | 26.658 | 3017.983 | 2955.018 | 3060 | 2.56 | 4.09 | OK |
| 3 ^{ème} | 19218.36 | 19.946 | 27.957 | 3983.198 | 3843.276 | 3060 | 3.15 | 4.92 | OK |
| 2 ^{ème} | 25547.5867 | 19.993 | 26.865 | 4711.772 | 4518.978 | 3060 | 3.54 | 5.35 | OK |
| 1 ^{er} | 31914.0795 | 17.357 | 22.809 | 5206.617 | 5015.228 | 3060 | 3.48 | 5.11 | OK |
| RDC | 38526.3361 | 10.145 | 13.551 | 5460.688 | 5296.006 | 3060 | 2.34 | 3.47 | OK |

Chapitre V

Vérifications des éléments de l'ossature

V.1. Introduction :

Les structures métalliques sont pour la plupart du temps constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. Ces éléments constituent l'ossature de notre bâtiment. Le calcul de cette dernière 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.

Et pour cela on doit vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

Le flambement : La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés qui lorsqu'ils sont soumis à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.

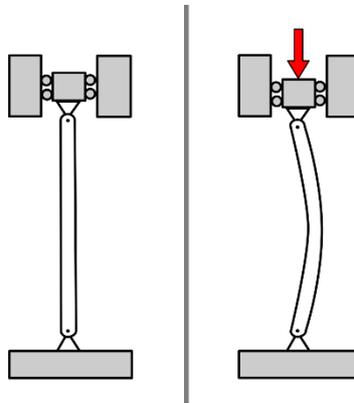


Figure VI.1 : le flambement.

Le déversement : C'est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement latéral des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie.

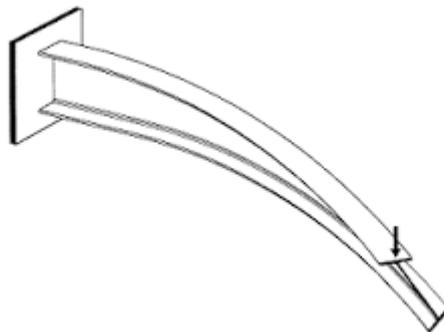


Figure VI.2 : le déversement.

V.2. Vérification des poteaux :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant $M_{sd,y}$ et $M_{sd,z}$. La vérification se fait pour toutes les

combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

- Une compression maximale, un moment $M_{sd,y}$ et $M_{sd,z}$ correspondant.
- Un moment $M_{sd,y}$ maximal, une compression N_{sd} et $M_{sd,z}$ correspondant.
- Un moment $M_{sd,z}$ maximal, une compression N_{sd} et $M_{sd,y}$ correspondant.

V.2.1. Vérification de la stabilité des poteaux au flambement composé :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E \quad ; \quad 0,8G \pm E \quad ; \quad 1,35G + 1,5Q$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{sd,y}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{classe 1.}$$

Avec :

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad \mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} (2 \cdot \beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \leq 0,90$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5 \quad \text{et} \quad K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

V.2.1.1. Exemple de calcul (Niveau RDC) :

$$N^{max} = -3734,5325 \text{ Kn} \quad ; \quad M_{sd,y}^{cor} = -56.7402 \text{ Kn.m} \quad ;$$

$$M_{sd,z}^{cor} = 38.0126 \text{ Kn.m}$$

- Sens Y-Y :

$$K_C^{HEB 500} = K_{C,1}^{HEB 500} = \frac{107200}{306} = 350.32 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{b,11}^{IPE 360} = K_{b,12}^{IPE 360} = \frac{16270}{500} = 32,54 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{C,2} = 0 ; \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0 ;$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 350.32)}{(2 \times 350.32) + (2 \times 32.54)} = 0.915$$

$$\eta_2 = 0 \dots\dots\dots \text{encastrement}$$

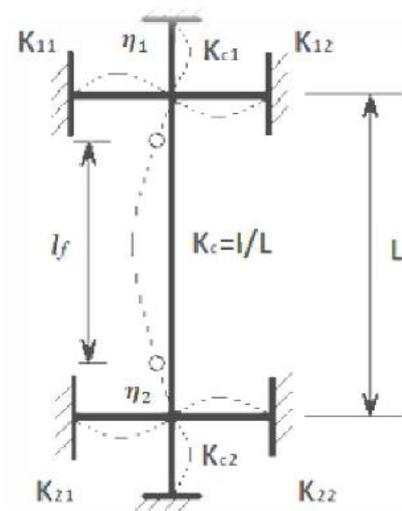


Figure VI.3 : La rigidité des poteaux.

La longueur du flambement pour une structure à nœuds fixes :

$$L_{f,y} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,915)}{2 - (0,364 \times 0,915)} \right] \times 3,06 \quad \rightarrow \quad L_{f,y} = 2,08 \text{ m}$$

- **Sens Z-Z :**

$$K_C^{\text{HEB 500}} = K_{C,1}^{\text{HEB 500}} = \frac{12620}{306} = 41,21 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{b,11}^{\text{IPE 360}} = K_{b,21}^{\text{IPE 360}} = \frac{1043}{500} = 2,086 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{C,2} = 0 ; \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0 ;$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 41,21)}{(2 \times 41,21) + (2 \times 2,086)} = 0,952 \quad \text{et} \quad \eta_2 = 0 \dots \dots \dots \text{encastrement.}$$

$$L_{f,z} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,952)}{2 - (0,364 \times 0,952)} \right] \times 3,06 \quad \rightarrow \quad L_{f,z} = 2,11 \text{ m}$$

- **Calcul de l'élanement réduit :**

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{208}{21,19} = 9,816 \quad \rightarrow \quad \lambda_y = \frac{9,816}{93,91\epsilon} = 0,11 < 0,2 \text{ alors il n'y a pas risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{211}{7,27} = 29,023 \quad \rightarrow \quad \lambda_z = \frac{26,91}{93,91\epsilon} = 0,33 > 0,2 \text{ alors il y a un risque de flambement.}$$

$$B_{Mz} = 1,8 - 0,7\Psi \quad \begin{cases} M_{min} = 7,351 \\ M_{max} = 38,0126 \end{cases}$$

$$\text{Avec } \Psi_Z = \frac{M_{min}}{M_{max}} = 0,193$$

$$\rightarrow B_{Mz} = 1,67$$

$$\varphi_z = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \rightarrow \quad \varphi_z = 0,5 [1 + 0,34(0,33 - 0,2) + 0,33^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 0,576$$

$$X_Z = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \rightarrow \quad X_Z = \frac{1}{0,576 + \sqrt{0,576^2 - 0,33^2}} \quad \rightarrow \quad X_Z = 0,95$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \leq 0,90$$

$$\mu_z = 0,33(2 \cdot 1,67 - 4) + \left(\frac{1292 - 841,6}{841,6} \right) \rightarrow \mu_z = 0,317$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \rightarrow \quad K_z = 0,81 < 1,5$$

$$B_{My} = 1,8 - 0,7\Psi \quad \rightarrow \quad B_{My} = 1,89$$

Avec $\Psi_y = -0.136$

$X_y = 1$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2. \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \leq 0,90 \rightarrow \mu_z = 0.065$$

$$0.11(2 * 1.89 - 4) + \left(\frac{4815 - 4287}{4287} \right) = 0.098$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \rightarrow K_y = 0.96$$

$$0.93 \frac{3734,5325 \times 10^3}{239 \times 10^2 \times 275} + \frac{0.96 * 56.7402 \times 10^6}{4815 \times 10^3 \times 275} + \frac{0.81 \times 38.01 \times 10^6}{1292 \times 10^3 \times 275} = 0.826 < 1$$

→ Condition vérifiée

V.2.1.2. Vérification des autres poteaux :

- Cas : N^{\max} , $M_{sd,y}^{\text{cor}}$, $M_{sd,z}^{\text{cor}}$

Les efforts internes du logiciel ETABS sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Efforts internes des poteaux sous N^{\max} pour chaque niveau.

| Etage | Combinaison | N^{\max} | $M_{sd,y}^{\text{cor}}$ | $M_{sd,z}^{\text{cor}}$ |
|------------------|-------------|------------|-------------------------|-------------------------|
| 5 ^{ème} | 1,35+1,5Q | -318,7377 | -1,1301 | -0,4436 |
| 4 ^{ème} | 1,35+1,5Q | -615,5559 | -0,2644 | -0,3012 |
| 3 ^{ème} | 1,35+1,5Q | -916,1848 | -0,2502 | -0,2143 |
| 2 ^{ème} | G+Q+Ey | -1606,8457 | -62,6465 | -21,9566 |
| 1 ^{er} | G+Q+Ey | -2572,3454 | -78,6902 | -21,4733 |
| RDC | G+Q+Ey | -3734,5325 | -56.7402 | -35,4459 |

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau V.2 : Vérification au flambement par flexion pour N^{\max} .

| Flambement par flexion | | | | | | | | |
|------------------------|---------|------------------------|-------------|------------------|-------|-------|-------------------|-----------|
| Etage | Profilé | Longueur de flambement | | Les coefficients | | | Valeur finale (r) | <1 |
| | | λ_y | λ_z | X_{\min} | K_y | K_z | | |
| 5 ^{ème} | HEB 400 | 2469.43 | 2215.71 | 1 | 0.399 | 0.402 | 0.125 | CV |
| 4 ^{ème} | HEB 400 | 2546.12 | 2329.22 | 1 | 0.399 | 0.405 | 0.16 | CV |
| 3 ^{ème} | HEB 450 | 2562.08 | 2320.74 | 1 | 0.399 | 0.409 | 0.193 | CV |
| 2 ^{ème} | HEB 450 | 2637.11 | 2331.18 | 1 | 0.398 | 0.423 | 0.407 | CV |
| 1 ^{er} | HEB 500 | 2648.33 | 2285.98 | 0.936 | 0.39 | 0.427 | 0.675 | CV |
| RDC | HEB 500 | 1876.37 | 1790.38 | 0.97 | 0.669 | 0.425 | 0.826 | CV |

- Cas : , $M_{sd,y}^{\max}$, $M_{sd,z}^{\text{cor}}$ N^{cor} :

Les efforts internes du logiciel ETABS sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Efforts internes des poteaux sous M_{sdy}^{\max} pour chaque niveau.

| Etage | Combinaison | $M_{sd,y}^{\max}$ | N^{cor} | $M_{sd,z}^{\text{cor}}$ |
|------------------|-------------|-------------------|------------------|-------------------------|
| 5 ^{ème} | G+Q+Ey | -107,5016 | -125,901 | -32,7149 |
| 4 ^{ème} | G+Q+Ex | 92,5799 | -88,4783 | 9,7199 |
| 3 ^{ème} | G+Q+Ey | -97,504 | -155,3156 | -27,4058 |
| 2 ^{ème} | G+Q+Ey | -96,8936 | -207,7402 | -26,7849 |
| 1 ^{er} | G+Q+Ey | -113,231 | -257,2999 | -26,981 |
| RDC | G+Q+Ey | -180,7453 | -59,1475 | -22,6644 |

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau V.4 : Vérification au flambement par flexion pour M_{sdy}^{max} .

| Flambement par flexion | | | | | | | | |
|------------------------|---------|------------------------|----------|------------------|-------|-------|-------------------|-----------|
| Etage | Profilé | Longueur de flambement | | Les coefficients | | | Valeur finale (r) | <1 |
| | | L_{fy} | L_{fz} | X_{min} | K_y | K_z | | |
| 5 ^{ème} | HEB 400 | 2744.24 | 2367.78 | 1 | 0.4 | 0.401 | 0.207 | CV |
| 4 ^{ème} | HEB 400 | 2579.76 | 2217.63 | 1 | 0.4 | 0.401 | 0.166 | CV |
| 3 ^{ème} | HEB 450 | 2478.63 | 2222.99 | 1 | 0.4 | 0.402 | 0.133 | CV |
| 2 ^{ème} | HEB 450 | 2505.81 | 2234.97 | 1 | 0.4 | 0.403 | 0.14 | CV |
| 1 ^{er} | HEB 500 | 2535.17 | 2264.46 | 1 | 0.399 | 0.402 | 0.17 | CV |
| RDC | HEB 500 | 1845.44 | 1699.14 | 1 | 0.448 | 0.4 | 0.184 | CV |

- Cas : , $M_{sd,z}^{max}$, $M_{sd,y}^{cor}$ N^{cor} :

Les efforts internes du logiciel ETABS sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Efforts internes des poteaux sous M_{sdz}^{max} pour chaque niveau.

| Etage | Combinaison | $M_{sd,z}^{max}$ | N^{cor} | $M_{sd,y}^{cor}$ |
|------------------|-------------|------------------|-----------|------------------|
| 5 ^{ème} | G+Q+Ey | 58.6082 | -70.7649 | -14.072 |
| 4 ^{ème} | G+Q+Ey | 59.7869 | -114.7201 | -2.9723 |
| 3 ^{ème} | G+Q+Ey | 64.2616 | -155.2288 | -1.7358 |
| 2 ^{ème} | G+Q+Ey | 60.0823 | -195.7212 | 8.1663 |
| 1 ^{er} | G+Q+Ey | 58.6479 | -241.217 | 4.5477 |
| RDC | G+Q+Ey | 43.8157 | -307.4061 | 43.2597 |

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau V.6 : Vérification au flambement par flexion pour M_{sdz}^{max} .

| Flambement par flexion | | | | | | | | |
|------------------------|---------|------------------------|----------|------------------|-------|-------|-------------------|-----------|
| Etage | Profilé | Longueur de flambement | | Les coefficients | | | Valeur finale (r) | <1 |
| | | L_{fy} | L_{fz} | X_{min} | K_y | K_z | | |
| 5 ^{ème} | HEB 400 | 2559.61 | 1948.5 | 1 | 0.4 | 0.4 | 0.215 | CV |
| 4 ^{ème} | HEB 400 | 2609.31 | 2073.55 | 1 | 0.4 | 0.4 | 0.219 | CV |
| 3 ^{ème} | HEB 450 | 2618.35 | 2067.58 | 1 | 0.4 | 0.401 | 0.173 | CV |
| 2 ^{ème} | HEB 450 | 2629.45 | 2080.792 | 1 | 0.399 | 0.405 | 0.177 | CV |
| 1 ^{er} | HEB 500 | 2641.76 | 2111.94 | 1 | 0.398 | 0.403 | 0.236 | CV |
| RDC | HEB 500 | 1874.68 | 1703.72 | 1 | 0.631 | 0.415 | 0.236 | CV |

V.2.2. Vérification de la stabilité des poteaux vis-à-vis du déversement :

V.2.2.1. Exemple de calcul (Niveau RDC) :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} ; \lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \varepsilon = 0.924$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right]^{0,25}} \text{ avec } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1876.37}{72.7}}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{1876.37}{72.7}}{\frac{500}{28}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 20.007$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{20.007}{86.81} = 0.23 < 0.4 \rightarrow \text{Donc il n'y a pas un risque de déversement}$$

V.2.2.2. Vérification des autres poteaux :

Tableau V.7 : Vérification du déversement (Poteaux). Sous N^{MAX}

| Etage | Profilé | L_{fy} | L_{fz} | λ_{LT} | $\bar{\lambda}_{LT}$ | OBS < 0.4 |
|------------------|---------|----------|----------|----------------|----------------------|-----------|
| 5 ^{ème} | HEB 400 | 2469.43 | 2215.71 | 21.97 | 0.25 | Cv |
| 4 ^{ème} | HEB 400 | 2546.12 | 2329.22 | 22.32 | 0.25 | Cv |
| 3 ^{ème} | HEB 450 | 2562.08 | 2320.74 | 23.21 | 0.26 | Cv |
| 2 ^{ème} | HEB 450 | 2637.11 | 2331.18 | 23.35 | 0.27 | Cv |
| 1 ^{er} | HEB 500 | 2648.33 | 2285.98 | 23.77 | 0.27 | Cv |
| RDC | HEB 500 | 1876.37 | 1790.38 | 20.007 | 0.23 | Cv |

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]}^{0,25} \text{ avec } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1845.44}{72.7}}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{1845.44}{72.7}}{\frac{500}{28}} \right]^2 \right]}^{0,25}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 23.29$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{23.29}{86.81} = 0.26 < 0.4 \rightarrow \text{Donc il n'y a pas un risque de déversement}$$

Tableau V.8 : Vérification du déversement (Poteaux). Sous M_{sdy}^{MAX}

| Etage | Profilé | L_{fy} | L_{fz} | λ_{LT} | $\bar{\lambda}_{LT}$ | OBS < 0.4 |
|------------------|---------|----------|----------|----------------|----------------------|-----------|
| 5 ^{ème} | HEB 400 | 2744.24 | 2367.78 | 32.98 | 0.38 | Cv |
| 4 ^{ème} | HEB 400 | 2579.76 | 2217.63 | 31.18 | 0.36 | Cv |
| 3 ^{ème} | HEB 450 | 2478.63 | 2222.99 | 30.42 | 0.35 | Cv |
| 2 ^{ème} | HEB 450 | 2505.81 | 2234.97 | 30.72 | 0.35 | Cv |
| 1 ^{er} | HEB 500 | 2535.17 | 2264.46 | 31.37 | 0.36 | Cv |
| RDC | HEB 500 | 1845.44 | 1699.14 | 23.29 | 0.26 | Cv |

Tableau V.9 : Vérification du déversement (Poteaux). Sous M_{sd}^{MAX}

| Etage | Profilé | L_{fy} | L_{fz} | λ_{LT} | $\bar{\lambda}_{LT}$ | OBS < 0.4 |
|------------------|---------|----------|----------|----------------|----------------------|-----------|
| 5 ^{ème} | HEB 400 | 2559.61 | 1948.5 | 30.96 | 0.35 | Cv |
| 4 ^{ème} | HEB 400 | 2609.31 | 2073.55 | 31.5 | 0.36 | Cv |
| 3 ^{ème} | HEB 450 | 2618.35 | 2067.58 | 31.99 | 0.36 | Cv |
| 2 ^{ème} | HEB 450 | 2629.45 | 2080.792 | 32.11 | 0.36 | Cv |
| 1 ^{er} | HEB 500 | 2641.76 | 2111.94 | 32.58 | 0.37 | Cv |
| RDC | HEB 500 | 1874.68 | 1703.72 | 23.64 | 0.27 | Cv |

V.3. Vérification des poutres :**V.3.1. Vérification de la poutre principale :**

Avec la combinaison G+Q+Ex

$$M_{sd}^{max} = -114,5232 \text{ kN.m} \text{ et } V_{sd}^{max} = -103,9733 \text{ kN}$$

- Vérification du moment fléchissant :

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{\text{eff}} \times hc \quad \text{avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 1250 \times 65 \right) \times 10^{-3} = 1151.04 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a \quad \text{avec } A_a = 7270 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 7270) \times 10^{-3} = 1899.29 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

$$h_w = h_a - 2r - 2t_f = 360 - (2 \times 18) - (2 \times 12.7) = 298.6 \text{ mm}$$

$$R_w = [0.95 \times 298.6 \times 8 \times 275] \times 10^{-3} = 624.074 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

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

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

$$M_{pl,rd} = 1899.29 \times \left(\frac{360}{2} \right) + 1151.04 \times \left(\frac{65}{2} + 55 \right) = 442.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd}^{max} = 114,5232 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 442.59 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{plrd} = \frac{35.1 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 506.624 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 103,9733 \text{ kN} < V_{plrd} = 538.09 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On a : $V_{sd} = 103,9733 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 253.31 \text{ KN} \implies$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification du déversement :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

V.3.2. Vérification de la poutre secondaire :

D'après les résultats extraits du ETABS on a :

$$M_{sd}^{\max} = 59.03 \text{ kN.m} \text{ et } V_{sd}^{\max} = 7.74 \text{ kN}$$

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{\text{eff}} \times hc \quad \text{avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 1250 \times 65 \right) \times 10^{-3} = 1151.04 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a \quad \text{avec } A_a = 5380 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 5380) \times 10^{-3} = 1405.53 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

$$h_w = ha - 2r - 2t_f = 300 - (2 \times 15) - (2 \times 10.7) = 248.36 \text{ mm}$$

$$R_w = [0.95 \times 248.36 \times 7.1 \times 275] \times 10^{-3} = 461.12 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

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

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left(\frac{ha}{2} \right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + hp \right)$$

$$M_{pl,rd} = 1151.04 \times \left(\frac{300}{2} \right) + 1405.53 \times \left(\frac{65}{2} + 55 \right) = 295.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd}^{\max} = 59.03 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 295.64 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{plrd} = \frac{25.7 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 370.95 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 75.77 \text{ kN} < V_{plrd} = 370.95 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On a : $V_{sd} = 7.74 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 185.47 \text{ KN} \implies$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification du déversement :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure alors elle ne risque pas de se déverser.

➤ **Calcul des connecteurs pour les poutres :**

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

- **Détermination de la résistance au cisaillement :**

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left(0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \right) \quad \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon}$$

$$0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \quad \text{La force dans le goujon} \quad \text{Avec :}$$

$F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ 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

$$\gamma_v = 1,25$$

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

Dans notre cas :

$$\alpha = 1 \quad \text{car} \quad \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nr : Nombre de goujons par nervure} = 1 \\ \text{hp} = 55 \text{ mm} ; \text{hc} = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ \text{bo} = 101 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = 0.6 \times \frac{101}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0.8$$

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

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0.66 \quad \rightarrow \quad P_{rd} = 48.26 \text{ KN}$$

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

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1151.04 ; 1899.29) \rightarrow R_L = 1151.04 \text{ KN}$$

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

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}} \rightarrow n = \frac{1151.04}{48.26} \rightarrow n = 23.85 \text{ on prend } 24$$

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

$$e_{\min} = \frac{L}{n-1} \rightarrow e_{\min} = \frac{5000}{24-1} \rightarrow e_{\min} = 217.39 > 95$$

- On prend 7 connecteurs par un espacement de 150 mm a une longueur de 1.05 m de chaque extrémité de la poutre .
- Et pour la longueur de 2.9 m qui reste on prend les 10 connecteurs restent par un espacement de 290 mm

V.4. Vérification des palées de stabilité :

Les vérifications doivent être faites sous la combinaison G+ Q -1.25 E.

V.4.1. Suivant la direction Y-Y Z-Z (TUBO 180*180*20) :

$$N_{Sd}^{\max} = 1860.31 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{\max} = 1895.76 \text{ KN (compression)}$$

- Vérification à la traction

$$N_{Sd}^{max} = 1860.31 \text{ KN (traction)} \quad \text{et} \quad N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 12800 \times \frac{275}{1,1} = 3200 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} < N_{trd} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- Vérification à la compression :

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{Sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

La longueur de la barre :

$$L_0 = 3,95 \text{ m} \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$$

• Exemple de calcul :

$$N_{Sd}^{max} = 1895.76 \text{ KN (compression)}$$

Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:

$$l_{fy,z} = l_0 = 3,95 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{395}{6.58} = 60.03 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{60.03}{93,91\varepsilon} = 0,69 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{395}{6.58} = 60.03 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{60.03}{93,91\varepsilon} = 0,69 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\left. \begin{array}{l} h/b = 1 < 1,2 \\ t_f = 20 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Quelque soit } \textcircled{a} \longrightarrow \alpha_z = 0,21$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,21 (0,69 - 0,2) + (0,69)^2] = 0,79 \quad \text{et} \quad \chi = \frac{1}{0,79 + \sqrt{0,79^2 - 0,69^2}} = 0,85 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,85 \times 1 \times 12800 \times \frac{275}{1,1} = 2720 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 1895.76 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 2720 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Chapitre VI

Les assemblages

VI.1 Introduction

Les assemblages sont des systèmes qui permettent de lier un ou plusieurs éléments métalliques entre eux afin d'assurer une continuité. Ces systèmes peuvent être réalisés par boulonnage, par soudure, ou les deux à la fois.

Les assemblages ont plusieurs fonctions, notamment assurer la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux, créer une liaison de continuité, et correspondre au type de liaison approprié.

Le choix de la méthode d'assemblage dépend de plusieurs facteurs tels que les matériaux utilisés, la configuration de la structure, les charges appliquées et les conditions environnementales.

Le boulonnage est une méthode courante qui utilise des boulons pour fixer les éléments d'ensemble. Cette méthode est souvent utilisée car elle permet un démontage facile en cas de besoin.

VI.2 Les différents modes d'assemblages :

Dans la construction métallique, les modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

VI.2.1 Assemblage par boulonnage :

Le boulonnage est une technique d'assemblage mécanique qui permet de relier des éléments métalliques entre eux de manière démontable. Il existe deux types de boulons :

- Les boulons ordinaires.
- Les boulons à haute résistance.

La différence entre ces deux types de boulons réside dans leur nuance d'acier.

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

| Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons | | | | | | | |
|--|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| Classe | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
| f_{yb} (N/mm ²) | 240 | 320 | 300 | 400 | 480 | 640 | 900 |
| f_{ub} (N/mm ²) | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 800 | 1000 |

Tableau VI.2 : Caractéristiques géométriques des boulons.

| | M8 | M10 | M12 | M14 | M16 | M18 | M20 | M22 | M24 | M27 | M30 |
|----------------------------|------|------|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| d (mm) | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 27 | 30 |
| d₀ (mm) | 9 | 11 | 13 | 15 | 18 | 20 | 22 | 24 | 26 | 30 | 33 |
| A (mm²) | 50,3 | 78,5 | 113 | 154 | 201 | 254 | 314 | 380 | 452 | 537 | 707 |
| As (mm²) | 36,6 | 58 | 84,3 | 115 | 157 | 192 | 245 | 303 | 353 | 459 | 561 |

- **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.

VI.2.2 Assemblage par soudure :

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme : les réservoirs d'eau, les silos etc...

Vérifications des assemblages :

Dans ce chapitre, 6 types d'assemblages sont traités :

- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage pied de poteau.
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage poutre contreventement.
- Assemblage poteau-poutre contreventement.

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages, pour notre cas, nous avons utilisé nos connaissances acquises en 4^{ème} année,

VI.3.1 Vérification de l'assemblage poutre-solive (IPE 360 – IPE 140) :

La hauteur $h_p \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 140 = 84 \text{ mm}$ alors on prend $h_p = 90 \text{ mm}$

L'épaisseur $t_p = [10 \text{ à } 12 \text{ mm}]$ alors on prend $t_p = 10 \text{ mm}$

Alors on choisit une cornière à aile égale de dimension : $90 \times 60 \times 10$

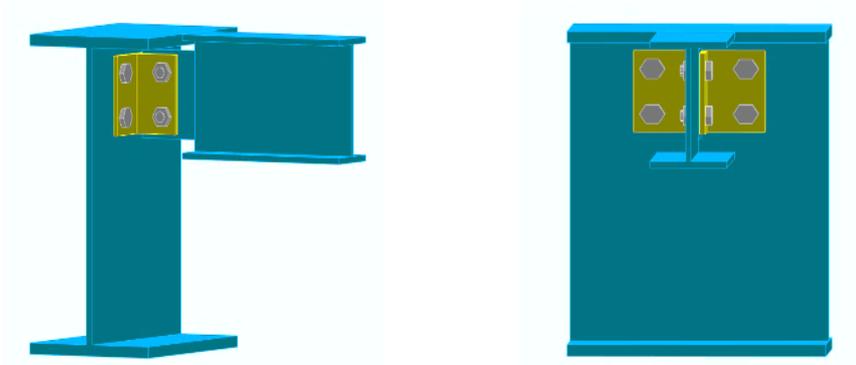


Figure VI.1 : Schéma de l'assemblage poutre – solive.

Epaisseur de la platine : $t_p = 10 \text{ mm}$

$t < 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$.

$10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$.

$t \geq 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$.

On à l'épaisseur de la platine $t = 10 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 12 \text{ mm}$, classe 8.8

- **Le choix des boulons**

On choisit 4 boulons ordinaire de diamètre 12 mm (M12) et de classe 8.8

Donc $d_0 = d + 1 \text{ mm} = 13 \text{ mm}$.

M12 \Rightarrow $d = 12 \text{ mm}$ \Rightarrow $d_0 = 13 \text{ mm}$ \Rightarrow $A_s = 84.3 \text{ mm}^2$

- **Disposition constructive :**

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 15.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 20 \text{ mm}$

$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 15.6 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 42 \text{ mm}$

$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 28.6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 140 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 50 \text{ mm}$

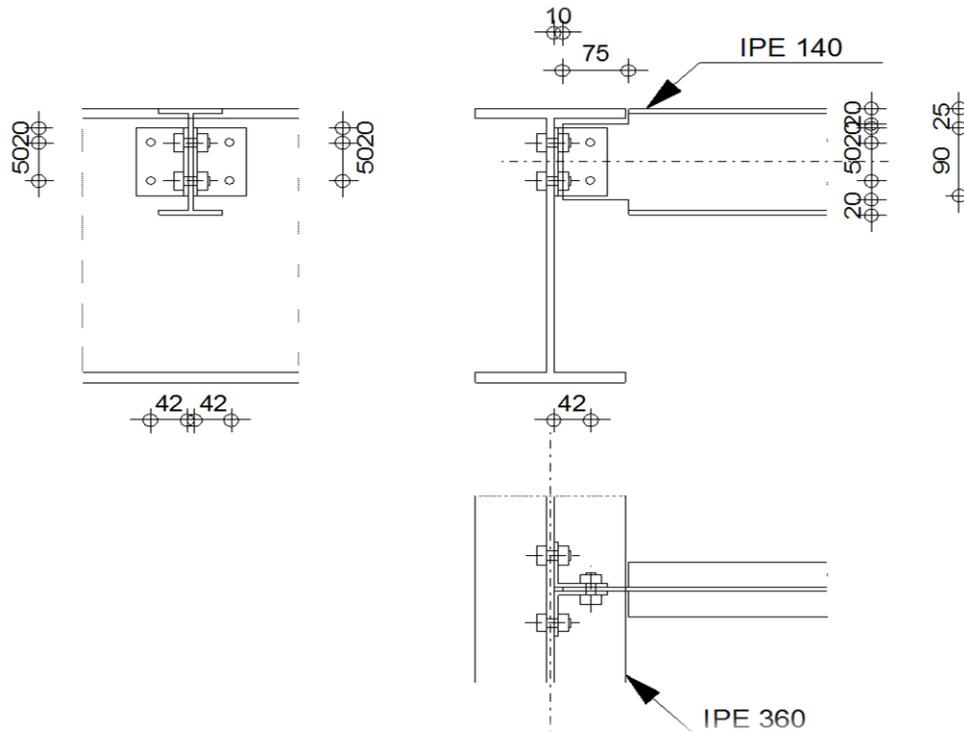


Figure VI.2 : Disposition constructive de l'assemblage poutre – solive.

VI.3.1.1 Assemblage boulons, cornière de la poutre :

- **Vérification de la résistance des boulons au efforts combinés de traction et de cisaillement**

Effort tranchant : $V_{sd} = 39.84$ KN

Est moment M_0 (existe à cause de l'excentricité e_2), c'est ce qui rend l'effort $F_{t,sd}$ présente

Donc il faut vérifier que : $\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,rd}} \leq 1$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

- Section résistante en traction : $A = 84.3$ mm².
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 800 \times 84.3}{1,25} \times 10^{-3} = 32.371$$
 KN.

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{39.84}{2} = 19.92$$
 KN

$$M_0 = 0.5 \times V_{sd} \times e = 0.5 \times 39.84 \times 0.042 = 0.836$$
 KN.m

$$F_{t,sd} = \frac{M_0 \times P_1}{P_1^2} = \frac{0.836 \times 0.05}{0.05^2} = 16.72 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 800 \times 84.3}{1.25} \times 10^{-3} = 48.556 \text{ KN}$$

$$\frac{19.92}{32.371} + \frac{16.72}{1.4 \times 48.556} = 0.86 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la pression diamétrale du boulon sur l'âme de la poutre et de la cornière**

On doit vérifier la résistance minimale entre la cornière et l'âme de la poutre, donc on a choisi l'épaisseur minimale.

$$t = \min(t_w, t_p) = \min(8, 10) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

Avec:

$$- F_{b,rd} = \frac{2.5 \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$- F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2}$$

$$- \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4} + \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$$

Donc :

$$\alpha = \min(0.51 ; 1.28 ; 1 ; 1) = 0.51$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.51 \times 430 \times 12 \times 8}{1.25} = 42.105 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = 41.125 \text{ KN} < F_{b,rd} = 42.105 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Assemblage boulons, cornière de la solive**
- **Vérification de la résistance des boulons aux efforts de cisaillement**

$$\text{Effort tranchant : } V_{sd} = 39.84 \text{ KN}$$

Donc il faut vérifier que : $V_{sd} < F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0.6 f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

- Section résistante en traction : $A = 84.3 \text{ mm}^2$.
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1.25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 800 \times 84,3}{1,25} \times 2 \times 10^{-3} = 64,742 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 39,84 < F_{v,rd} = 64,742 \text{ KNcondition vérifiée.}$$

- **Vérification de la pression diamétrale du boulon sur l'âme de la solive et de la cornière**

On doit vérifier la résistance minimale entre la cornière et l'âme de la solive, donc on a choisi l'épaisseur minimale ; $t = \min(t_w, t_p) = \min(4,7, 10) = 4,7 \text{ mm}$

Il faut vérifier que : $F_{v,rd} \leq F_{b,rd}$

Avec:

- $F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$
- $F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{2}$
- $F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.
- $F_{v,rd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.
- f_u : La résistance à la traction des cornières.
- $\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$

Donc :

$$\alpha = \min(0,51 ; 1,28 ; 1 ; 1) = 0,51$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,51 \times 430 \times 12 \times 4,7}{1,25} = 24,737 \text{ KN.}$$

$$F_{v,rd} = 19,92 \text{ KN} < F_{b,rd} = 24,737 \text{ KNcondition vérifiée.}$$

VI.3.2 Assemblage poteau-poutre:

- Caractéristique de l'assemblage :
 - Platine 530 x 170 x 20 mm.
 - 16 tiges M27 de classe HR10.9.
 - Jarrets 100 x 300 mm ; $t_f = 12$ mm
- $t_w = 8$ mm
- Soudure 11 mm

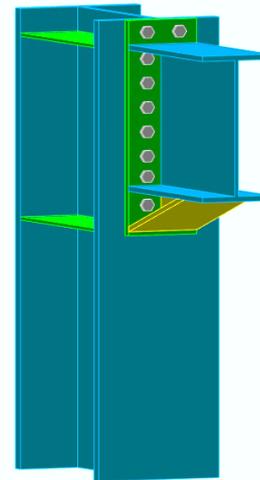


Figure VI.3 : Vue d'assemblage poteau poutre

- **Efforts sollicitant**
- Selon la combinaison « G+Q+Ex » on a les valeurs suivantes :

Moment fléchissant : $M_{sd} = -137.38$ KN.m

Effort tranchant : $V_{sd} = -114.02$ KN

- **Caractéristiques géométriques des profilés**

Tableau VI.3: Caractéristiques géométriques des profilés

| Profilé | $h(mm)$ | $b(mm)$ | $t_f(mm)$ | $t_w(mm)$ | $A(mm^2)$ |
|---------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|
| IPE360 | 360 | 170 | 12.7 | 8 | 72.7 |
| HEB450 | 450 | 300 | 26 | 14 | 218 |

VI.3.2.1 Calcul de la soudure poutre poteau-platine (soudure) : [5]

On a utilisé la nuance d'acier S275 on aura:

$$\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{Mw} = 1.3 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$$

Donc l'épaisseur du cordon sur la semelle :

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 12.7 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 5.8 \text{ mm}$$

Et l'épaisseur du cordon sur l'ame :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

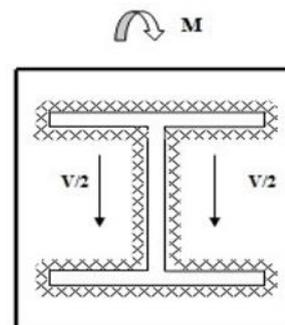


Figure VI.4 : Assemblage poutre platine.

$$a_w \geq 8 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 3.64 \text{ mm}$$

Donc pour avoir un cordon de soudure uniforme sur tout le profilée on prend a=8

On a:

$$L_1 = b_s = 170 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 81 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 334.6 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2L_1 + 4L_2 + 2L_3)a = 6017.6 \text{ mm}^2$$

$$I_{s/yy} = (2L_1 \times a \times d_1^2) + (4L_2 \times a \times d_2^2)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{aligned} d_1 &= \frac{H_{profilé}}{2} + \frac{a}{2} = \frac{360}{2} + \frac{8}{2} \Rightarrow d_1 = 184 \text{ mm.} \\ d_2 &= \frac{H_{profilé}}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{360}{2} - 12.7 - \frac{8}{2} = 163.3 \text{ mm.} \end{aligned} \right.$$

$$I_{s/yy} = (2 \times 170 \times 8 \times 184^2) + (4 \times 81 \times 8 \times 163.3^2)$$

$$I_{s/yy} = 648.453 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

• **Vérification de la soudure**

$$V_{sd} = -114.02 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = -137.38 \text{ KN.m}$$

- **Effet de N_{sd} et V_{sd}**

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2 l_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{3 \left(\frac{114.02 \times 10^3}{2 \times 334.6 \times 8} \right)^2} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

36.88 Mpa < 389.14 Mpa **Condition vérifiée.**

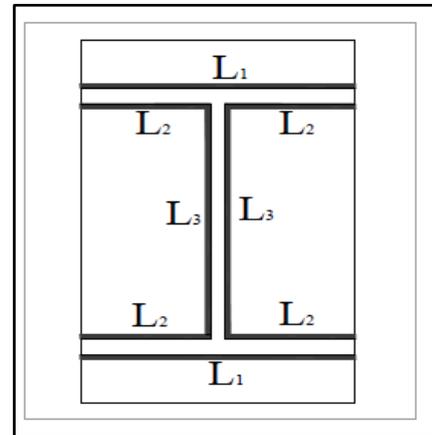


Figure VI.5 : Assemblage soudé poutre-platine

- **Effet de N_{sd} et M_{sd}**

$$\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{2} \left[\left(\frac{137.38 \times 10^6}{648.453 \times 10^6} \times \frac{360}{2} \right) \right] \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

53.93 Mpa < 389, 14 Mpa. **Condition vérifiée**

VI.3.2.2 Calcul assemblage poteau-platine (boulonnage)- **Choix de diamètre du boulon**

On choisit une platine de dimension 560 x 170 avec épaisseur = 20 mm

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 25 \text{ mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On à l'épaisseur de la platine $t = 20$ mm alors on prend $\emptyset = 16$ mm.

- **Le choix des boulons**

Selon la condition de la résistance au cisaillement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{114.02 \times 1,25}{0,5 \times 157 \times 1000} \times 10^3 = 18.15$$

On prend $n = 16$ (boulons) **HR**.

On utiliser 12 boulons HR de diamètre 16mm et de classe 10.9

$$M160 \quad \Rightarrow \quad d = 16 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad d_0 = 18 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 157 \text{ mm}^2$$

• **Disposition constructive**

$$d_0 = \emptyset + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 30 \text{ mm.}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 45 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 39.6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 280 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 70 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 280 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 80 \text{ mm.}$$

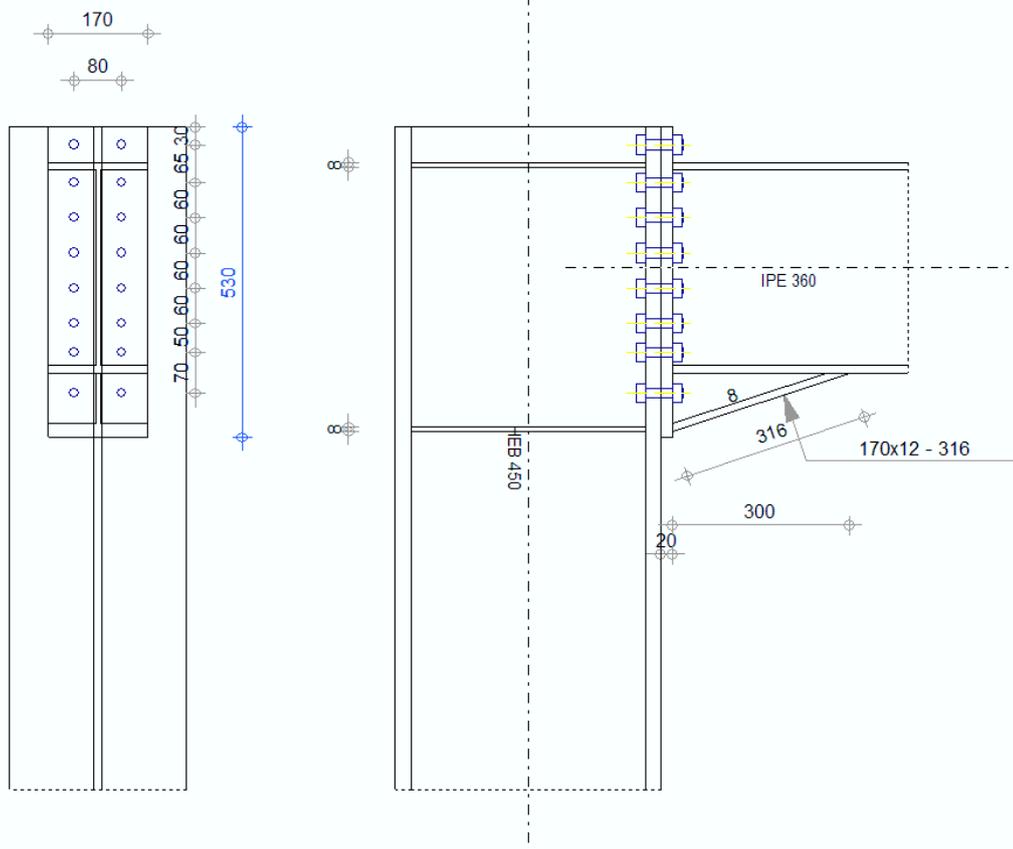


Figure VI.6 : Disposition constructive de l'assemblage Poteau – Poutre.

- **Détermination des efforts dans les boulons**

On a l'espacement des éléments d'attache :

$$e_1 = 30 \text{ mm} \quad p_1 = 70 \text{ mm} \quad e_2 = 45 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm.}$$

Donc :

$$\mathbf{d}_1 = 524 \text{ mm} ; \mathbf{d}_2 = 454 \text{ mm} ; \mathbf{d}_3 = 384 \text{ mm} ; \mathbf{d}_4 = 314 \text{ mm} ; \mathbf{d}_5 = 244 \text{ mm} ; \mathbf{d}_6 = 94 \text{ mm}$$

$$\sum \mathbf{d}_i^2 = 795116 \text{ mm}^2.$$

Afin éviter le décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulonne soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p.cd}$$

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$.

$$F_{m1} = 45.268 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{m1} \leq n F_p$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

- F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons
- f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulons 8.8.
- A_s : L'aire de la section du boulon

$$F_{m1} = 45.268 \text{ kN} \leq nF_p = 2 \times 0.7 \times 157 \times 1000 = 219.8 \text{ KN} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **La résistance de l'assemblage**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

- **L'effort tranchant par boulon**

$$V_{sd} = 148.27 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{148.27}{12} = 12.36 \text{ KN.}$$

- **La résistance au glissement $F_{v, rd}$**

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_p - 0.8F_{mi})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

- K_s Pour des trous avec tolérances nominales normales.
- μ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
- n Nombre d'interfaces de frottement.
- γ_{ms} Pour les résistances au glissement à L'ELU.
- F_p la résistance du boulon.
- $F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 157 = 109.9 \text{ kN}$

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3(109,9 - 0,8 \times 45,268)}{1,25} = 17,68 \text{ KN}$$

$F_{v,sd}=9,50 \text{ KN} \leq F_{v,rd}=17,68 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

VI.3.3 Assemblage pied de poteau :

- l'assemblage a été effectuée par le logicielle de calcule robot les vérification sont présentés dans [ANNEXE 5]

Caractéristique de l'assemblage :

- Platine 700 x 700 x 20 mm.
- 12 tiges M27 de classe HR8.8.
- Raidisseur 700 x 200 x 20 mm.
- Bèche IPE 140.
- Soudure 15 mm

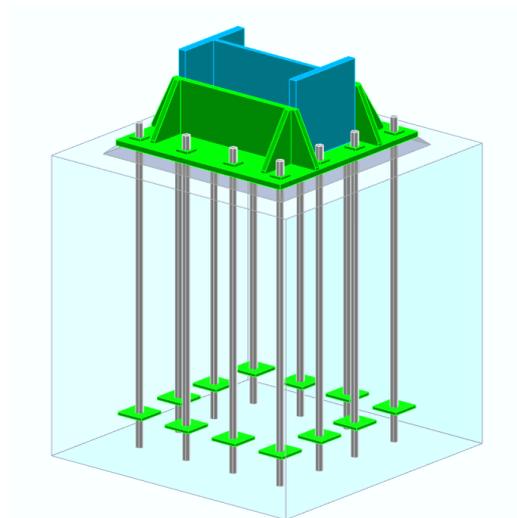


Figure VI.7 : Vue d'assemblage pied de poteau

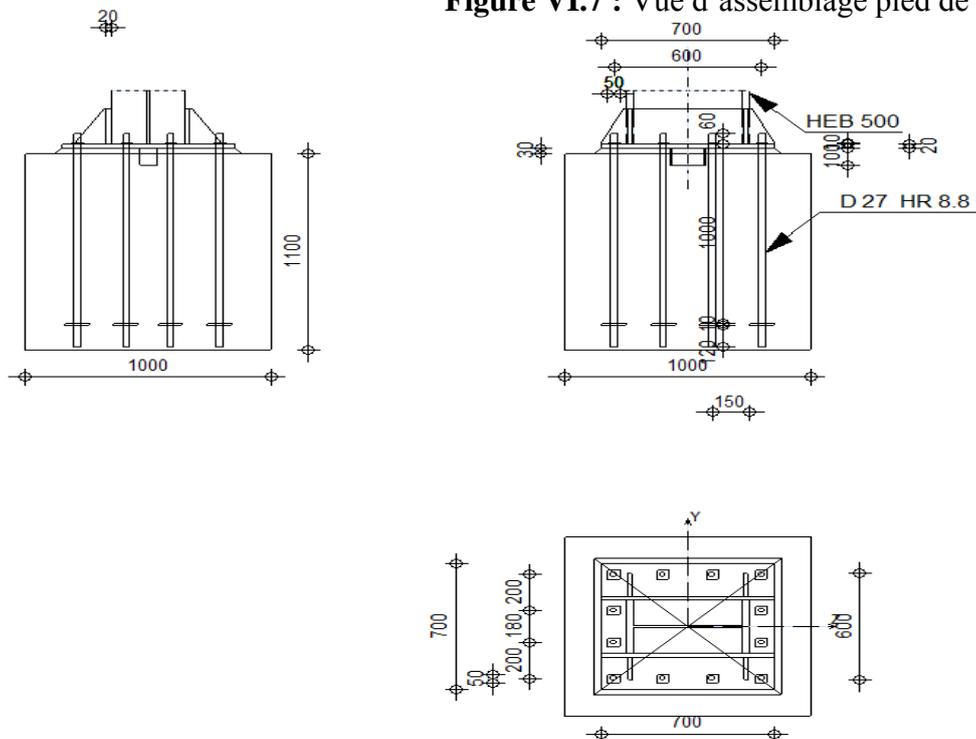


Figure VI.8 : Disposition constructive de l'assemblage pied de poteau.

VI.3.4. Vérification de l'assemblage

continuité (poteau poteau) :

Caractéristique de l'assemblage :

-Poteau HEB 500

-Poteau HEB 450

-Boulons M16 ; class 8.8 ordinaire

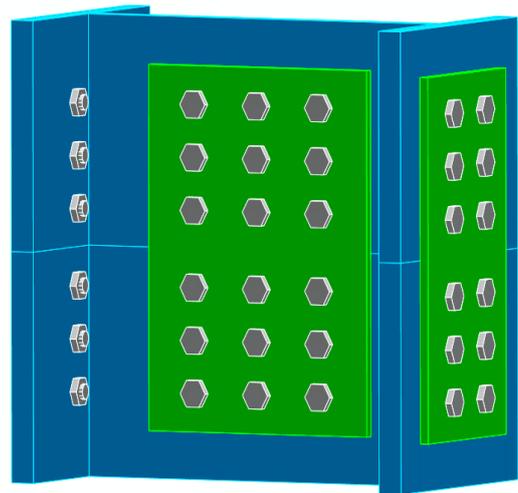


Figure VI.9: Vue « 3D » de l'assemblage continuité de poteau

- Eclisse semelle : (6 boulons)

1. La disposition constructive :

$$d_0 = \emptyset + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 40 \text{ mm.}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 60 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 39.6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 280 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 55 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 280 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 80 \text{ mm.}$$

D, après la disposition constructive on choisit la platine **380x200x10**

- Calcul des efforts (semelle) :

$$F_{vsd} = \frac{N_{eclisse}}{Nb}$$

$$N_{eclisse} = N_{n \text{ semelle}} + N_m$$

$$N_{n \text{ semelle}} = \frac{A_{szm} * N_{sd}}{A_{profilé}} = \frac{8400 * 257.3}{23860} = 90.58 \text{ kN}$$

$$N_m = \frac{M}{d} = \frac{113.23 * 1000}{500 - 28} = 239.98 \text{ kN}$$

$$N_{eclisse} = 239.89 + 90.58 = 330.47 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{330.47}{6} = 55.078 \text{ kN}$$

- Eclisse âme: (9 boulons)

La disposition constructive

$$d_0 = \emptyset + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 40 \text{ mm.}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 60 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 39.6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 280 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 55 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 280 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 80 \text{ mm.}$$

D, après la disposition constructive on choisit la platine **380x200x10**

2. Calcul des efforts (âme) :

$$F_{vsdv} = \frac{V_{sd}}{Nb} = \frac{57.93}{9} = 6.44 \text{ kN}$$

$$N_{\text{âme}} = N_{sd} - 2 N_{\text{semelle}} = 257.3 - 2 * 90.58 = 76.14 \text{ kN}$$

$$F_{vsdn} = \frac{N_{\text{âme}}}{Nb} = \frac{76.14}{9} = 8.46 \text{ kN}$$

$$X_i = 55 \text{ mm}$$

$$Z_i = 80 \text{ mm}$$

$$\sum(x_i^2 + z_i^2) = (6 * 80)^2 + (6 * 55)^2 = 0.3393 \text{ m}^2$$

$$M_{\text{torsion}} = 57.93 \times (95 + 5/2) = 57.93 \times 0.975 = 5.64 \text{ KN.m}$$

$$FM_x = \frac{M_{\text{torsion}} * Z_i}{\sum(x_i^2 + z_i^2)} = \frac{5.64 * 0.080}{0.3393} = 1.32 \text{ kN}$$

$$FM_z = \frac{M_{\text{torsion}} * X_i}{\sum(x_i^2 + z_i^2)} = \frac{5.64 * 0.055}{0.3393} = 0.91 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = \sqrt{(F_{vsdn} + FM_x)^2 + (F_{vsdv} + FM_z)^2}$$

$$F_{vsd} = \sqrt{(8.46 + 1.32)^2 + (6.44 + 0.91)^2}$$

$$F_{vsd} = 12.234 \text{ kN}$$

3. Vérification des boulons

1. Semelle :

- Cisaillement des boulons : $F_{vsd} \leq F_{vrd}$

$$F_{vsd} = 55.01 \text{ kN}$$

$$F_{vrd} = 2 * \frac{0.6 * 800 * 157}{1.25} * 10^{-3} = 120.56 \text{ kN}$$

55.01 < 120.56 *condition verifier*

- La pression diamétrale :

$$F_{vsd} \leq F_{brd} = \frac{2.5 * \alpha * d * t * f_u}{1.25}$$

T= 10 mm ; fu =360mpa

$\alpha = \{0.74 ; 1.01 ; 1.97 ; 1\} = 0.74$

$$F_{brd} = \frac{2.5 * 0.74 * 16 * 10 * 360}{1.25} * 10^{-3} = 85.248 \text{ kN}$$

F vsd= 55.01 < Fbrd= 85.248 kN => condition vérifier

2. ame :

- Cisaillement des boulons : $F_{vsd} \leq F_{vrd}$

Fvsd=12.234 kN

$$F_{vrd} = 2 * \frac{0.6 * 800 * 157}{1.25} * 10^{-3} = 120.56 \text{ kN}$$

12.234 < 120.56 *condition verifier*

- La pression diamétrale :

$$F_{vsd} \leq F_{brd} = \frac{2.5 * \alpha * d * t * f_u}{1.25}$$

T= 10 mm ; fu =360mpa

$\alpha = \{0.74 ; 1.01 ; 1.97 ; 1\} = 0.74$

$$F_{brd} = \frac{2.5 * 0.74 * 16 * 10 * 360}{1.25} * 10^{-3} = 85.248 \text{ kN}$$

F vsd= 12.234 < Fbrd= 85.248 kN => condition vérifier

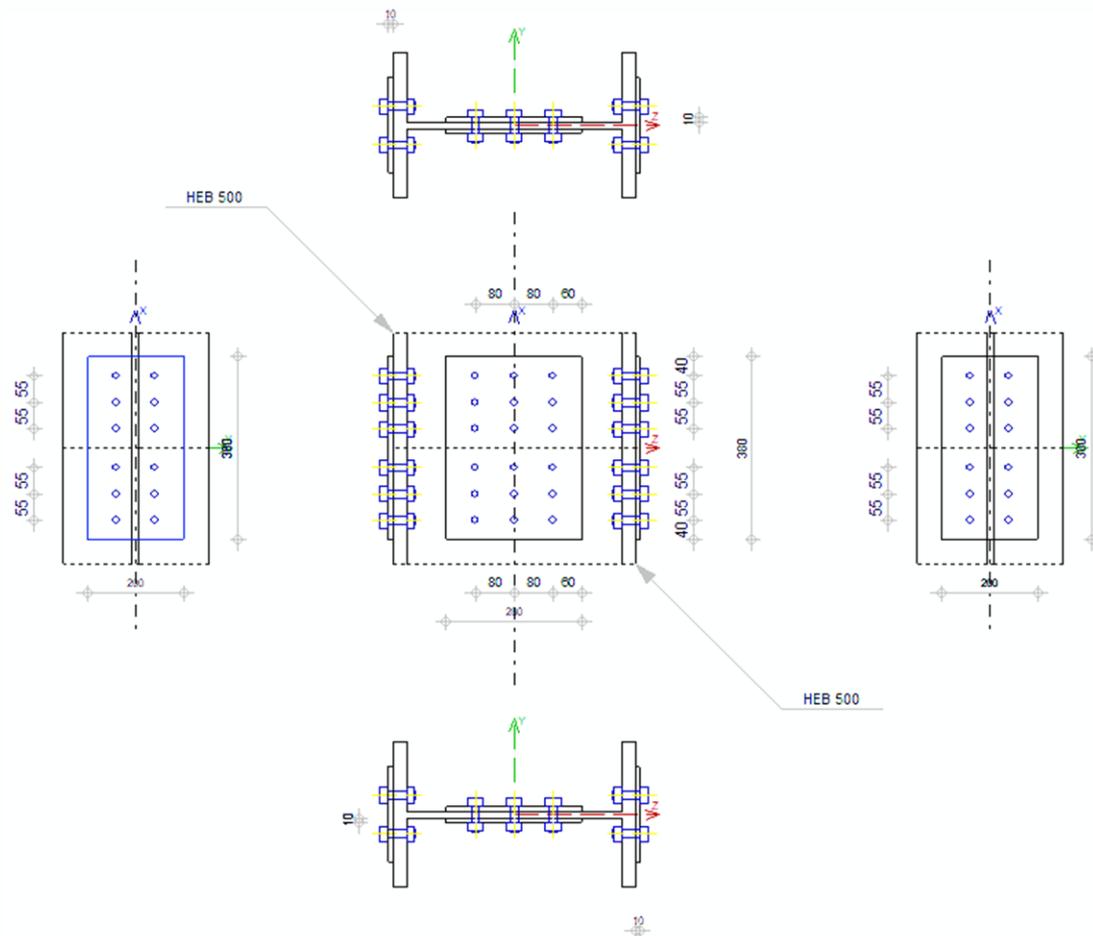


Figure VI.10 : Disposition constructive de l'assemblage continuité de poteau

VII.3.4. Assemblage poutre contreventement :

- l'assemblage a été effectuée par le logiciel de calcul EDIA StatiCa les vérification sont présentés dans [ANNEXE 7]

Les caractéristique de l'assemblage :

- Poutre (IPE 360)
- Contreventement 180x180x20
- Platine 1300x400x20
- Boulons M27 ; class 8.8

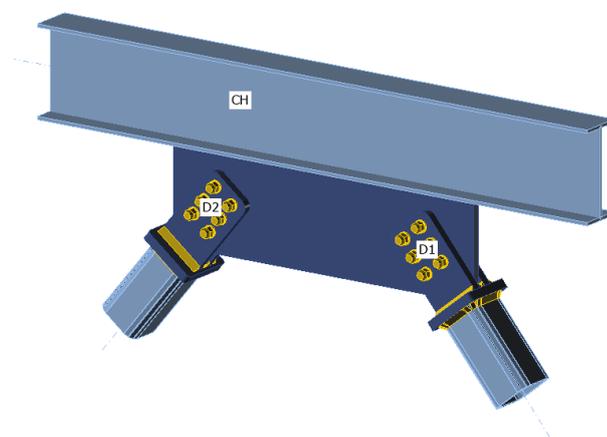


Figure VI.11 : Vue « 3D » de l'assemblage Poutre contreventement

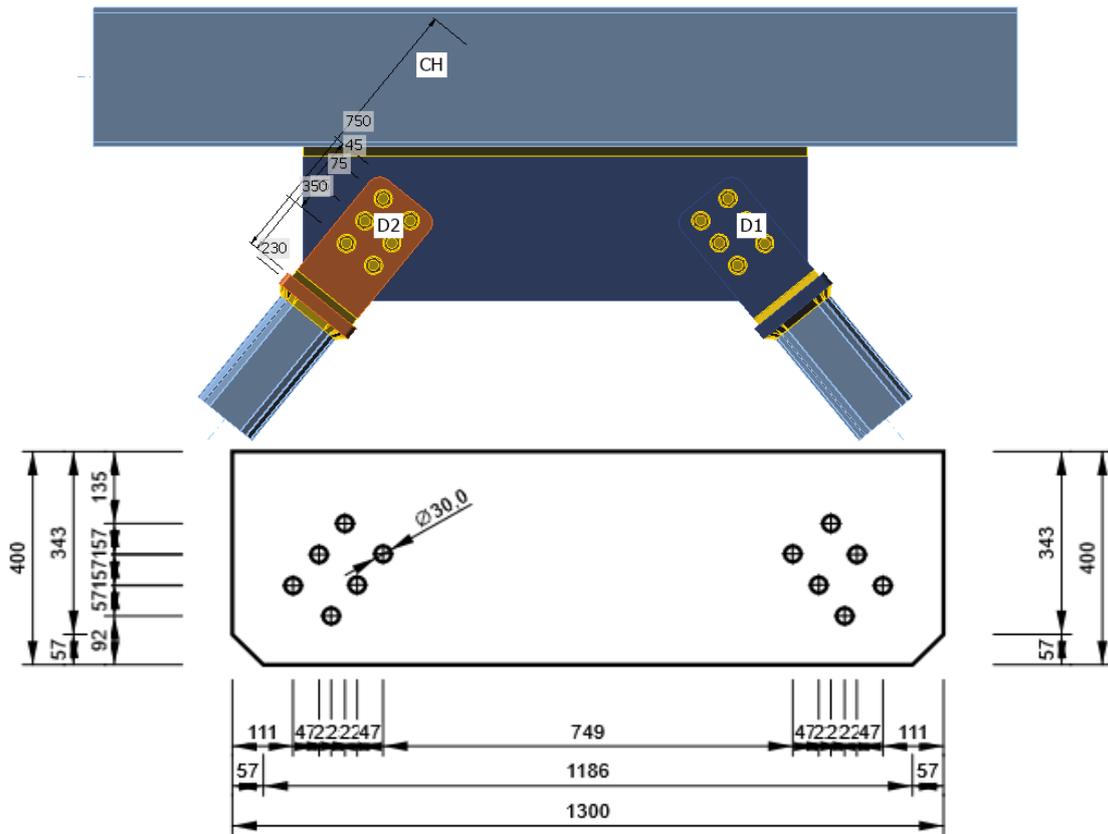


Figure VI.12 : Disposition constructive de l'assemblage contreventement sur le goussetau niveau de la poutre

Vérification

| | | |
|----------|----------------|----|
| Analyse | 100,0% | OK |
| Platines | $2,6 < 5\%$ | OK |
| Boulons | $98,3 < 100\%$ | OK |
| Soudures | $99,7 < 100\%$ | OK |

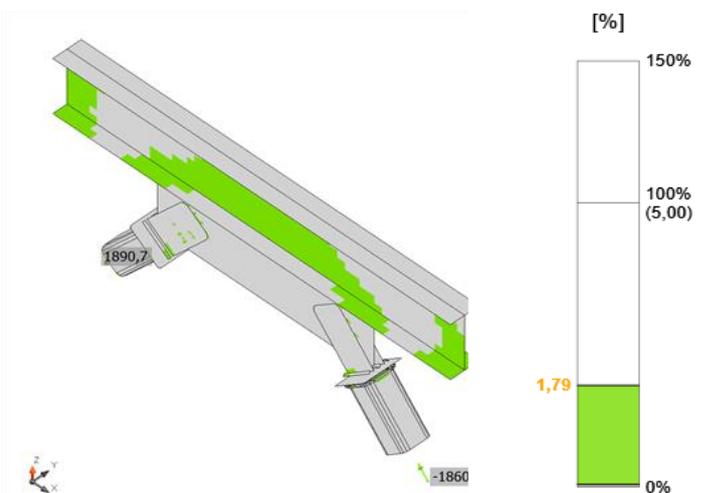


Figure VI.13 Vérification de déformation

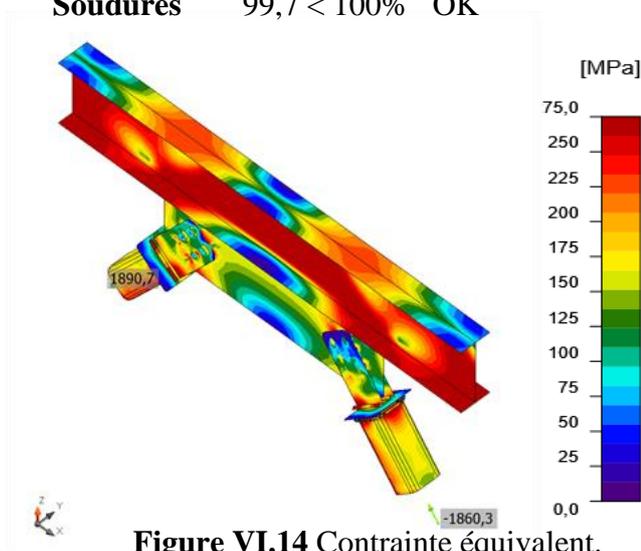


Figure VI.14 Contrainte équivalent.

VII.3.5. Vérification de l'assemblage poutre poteau contreventement :

- l'assemblage a été effectuée par le logiciel de calcul IDEA StatiCa les vérification sont présentés dans [ANNEXE 6]

Les caractéristiques de l'assemblage :

- Poutre IPE 360
- Poteau HEB 450
- Contreventement 180x180x20
- Platine de poteau poutre 920x200x20
- Platine 450x380x20
- Boulons M27 ; class 8.8

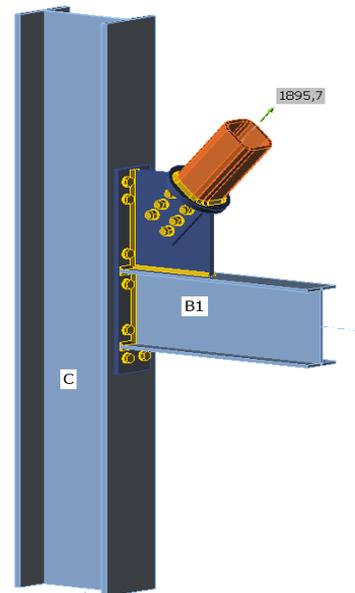


Figure VI.15 : Vue « 3D » de l'assemblage Poutre

Poteau contreventement

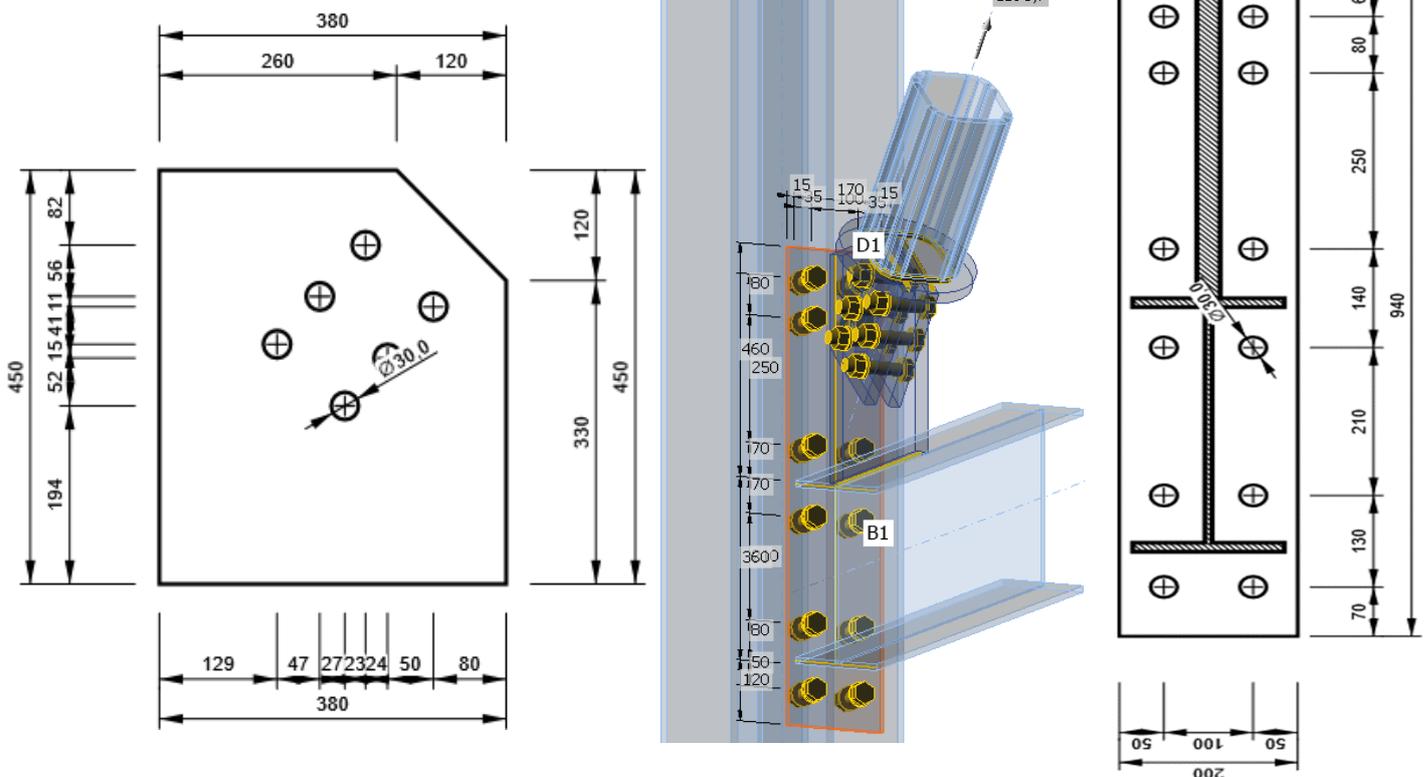


Figure VI.16 : Disposition constructive de l'assemblage poutre poteau contreventement

Vérification :

| | | |
|-----------------|-------------|----|
| Analyse | 100,0% | OK |
| Platines | 2,6 < 5% | OK |
| Boulons | 98,3 < 100% | OK |
| Soudures | 99,7 < 100% | OK |

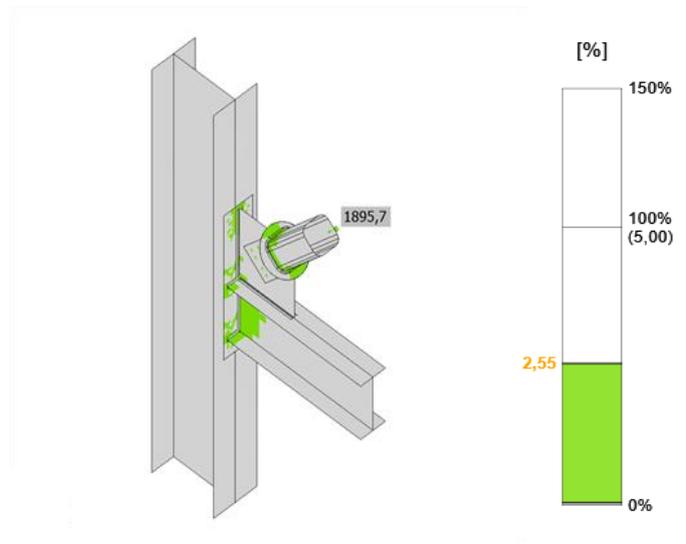


Figure VI.17 Vérification de déformation.

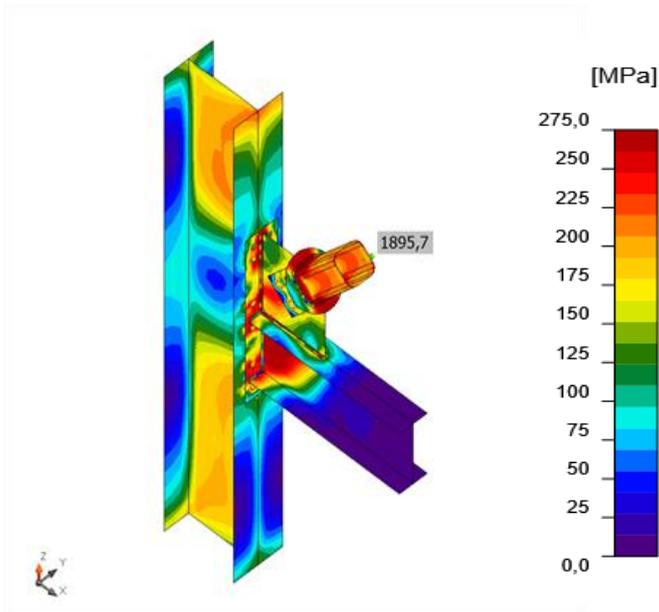


Figure VI.18 Contrainte équivalente.

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de la base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- Facilité d'exécution et l'aspect économique.

Dans notre cas on opte pour des semelles filantes.

VII.2 Etude sous sol :**VII.2.1 pré-dimensionnement les éléments de sous-sol :****VII.2.1.1 Prédimensionnement de dalle pleine**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance

a. Résistance au feu :

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

On opte : $e = 15\text{cm}$

b. Résistance à la flexion :

- Dalle reposant deux appuis : $Lx/35 < e < Lx/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx/50 < e < Lx/40$

Lx : la petite portée du panneau le plus sollicité

Dans notre cas les dalles reposent sur 4 appuis et ont une portée égale à :

$Lx = 5\text{m} = 500\text{ cm.}$

$$e = \frac{500}{40} = 12.5\text{ cm}$$

c. Condition de Isolation phonique :

- $e \geq 15$ cm donc on opte $e = 15$ cm

Donc : $e = \max(15; 12.5; 7)$ On prend : $e = 15$ cm

VII.2.1.2 Prédimensionnement de poutre

$$L_{\max} = 5 - 0.8 = 4.2 \text{ m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 420/15 \leq h \leq 420/10$$

$$28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40$ cm

$$h/3 \leq b \leq h/2 \rightarrow 40/3 \leq b \leq 40/2$$

$$15 \text{ cm} \leq b \leq 22.5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30$ cm

Pour la zone III (zone de forte sismicité) ; les règles parasismiques Algériennes [4], les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

$$h \geq 30 \rightarrow h = 40 \text{ cm} \dots \text{Vérfifié}$$

$$b \geq 20 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots \text{Vérfifié}$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow 1.33 < 4 \dots \dots \text{Vérfifié}$$

VII.2.1.3 Prédimensionnement les poteaux

Ils sont dimensionnés par la platine de l'assemblage de pied poteaux (80 x80) cm²

VII.2.2 Ferrailage les éléments de sous-sol :**VII.2.2.1 Ferrailage des dalles**

Les plancher sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- **Charge permanente :**

$$G = 5,73 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Détermination des efforts**

Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ → La dalle travaille dans un seul sens.

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$ → La dalle travaille dans les deux sens.

Pour une largeur unitaire, les moments sont définis comme :

$M_x = \mu_x q L_x^2$ Sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ Sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive :**

- **Moment en travée :** $M_{tx} = 0.85 M_x$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

- **Moment sur appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_{x,y}$ (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{x,y}$$
 (autre appui)

➤ **Panneau intermédiaire :**

- **Moment en travée :** $M_{tx} = 0.75 M_x$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

- **Moment sur appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{x,y}$ (appui de rive)

Avec $M_a = 0.5 M_0$ et $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

➤ **Valeur de la pression sous plancher :**

ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 11.49 \text{ kN/m}$

ELS : $q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 8.23 \text{ kN/m}$

Le calcul des efforts sera calculé par la méthode forfaitaire d'une dalle qui repose sur 4 appuis.

➤ **Moment en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELU :**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Calcul des moments à l'ELU.

| L_x (m) | L_y (m) | L_x/L_y | μ_x | μ_y | Qu (kN/m) | M_x (kNm) | M_{tx} (kNm) | M_y (kNm) | M_{ty} (kNm) | M_a (kNm) |
|--------------|--------------|-----------|---------|---------|--------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|
| 5 | 5 | 1 | 0.0368 | 1 | 11.49 | 10,57 | 8,98 | 10,57 | 8,98 | 5,28 |

➤ **Moment en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELS :**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Calcul des moments à l'ELS.

| L_x (m) | L_y (m) | L_x/L_y | μ_x | μ_y | q_{ser} (kN/m) | M_x (kNm) | M_{tx} (kNm) | M_y (kNm) | M_{ty} (kNm) | M_a (kNm) |
|--------------|--------------|-----------|---------|---------|---------------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|
| 5 | 5 | 1 | 0.0441 | 1 | 8.23 | 9,07 | 7,71 | 9,07 | 7,71 | 4,54 |

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Ferrailage du panneau le plus sollicité de la dalle pleine

| | Sens | M_u (kNm) | A_s^{cal} (cm ²) | choix | A_s^{adp} (cm ²) |
|--------|-------|-------------|--------------------------------|-------|--------------------------------|
| Travée | X-X | 8.98 | 2.20 | 5T10 | 3.92 |
| | Y-Y | 8.98 | 2.20 | 5T10 | 3.92 |
| Appui | XX-YY | 5.28 | 1.28 | 5T10 | 3.92 |

➤ **Espacement :**

$$\text{Esp} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \quad \rightarrow \quad \text{Esp} \leq \min(45 ; 33)$$

Travée :

- Sens X : $St \frac{100}{5} = 20 < 33 \text{ cm}$
- Sens Y : $St \frac{100}{5} = 20 < 33 \text{ cm}$

Appui :

- Les deux sens : $St \frac{100}{5} = 20 < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{on prend } St = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.26 \text{ cm}^2 < 4.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{11.49 \times 5}{2} \rightarrow T_u = 28.5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{28.5 \times 10^3}{800 \times 130} = 0.27 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_{s-0}$$

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes de la dalle pleine à l'ELS.

| | Sens | M_{ser} (kNm) | A_s^{cal} (cm ²) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Vérif |
|--|------|--------------------|-----------------------------------|------------------------|------------------------------|------------------|---------------------------|-------|
| | x-x | 7.71 | 3.92 | 3,86 | 15 | 165,6 | 250 | Oui |

| | | | | | | | | |
|------|-----|------|------|------|----|-------|-----|-----|
| Trav | y-y | 7.71 | 3.92 | 3,86 | 15 | 165,6 | 250 | Oui |
| App | x-x | 4.54 | 3.92 | 2,27 | 15 | 97,5 | 250 | Oui |

• **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Tableau VII.5 : Vérification de la flèche de dalle pleine

| éléments | Section (cm ²) | f (mm) | f ^{add} (mm) | Vérification |
|----------|----------------------------|--------|-----------------------|--------------|
| Sens X-X | 15x100 | 3.495 | 10 | Oui |
| Sens Y-Y | 15x100 | 3.495 | 10 | oui |

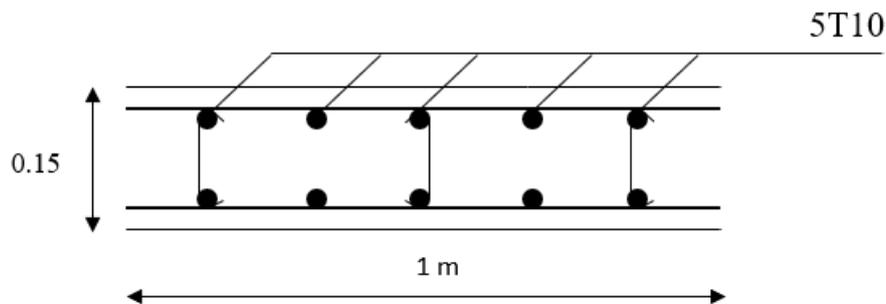


Figure VII. 1 : Ferrailage de la dalle pleine

VII.2.2.2 Ferrailage des poutres

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

• **Recommandations des règlements :**

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

• $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.

- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- La quantité d'armatures " At ", est donnée par : $A_t = 0.003 S_t . L$
- L : longueur de la poutre.
- S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} ; 12\phi \right]$ (zone nodale).

- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte de situation durable :

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.
- **Calcul du ferrailage :**

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS.

Les poutres sont ferrillées par le logiciel SOCOTEC (situation durable). Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armatures calculée pour chaque type de poutres

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure.

A_s' : représente les armatures de la fibre supérieure.

$$A_s^{\min} = 0.5 \% \times b \times h$$

Tableau VII.6 : Ferrailage de poutre a ELU

| éléments | Section (cm ²) | Position | M ^{max} (KN.m) | As (cm ²) | As' (cm ²) | As ^{min} (cm ²) |
|----------|-------------------------------|----------|----------------------------|--------------------------|---------------------------|---|
| Poutre | 30x40 | Travée | 46.87 | 3.7 | 0 | 6 |
| | | Appui | -78.95 | 0 | 6.43 | 6 |

- **Choix des armatures :**

Tableau VII.7 : Choix des armatures pour la poutre

| éléments | Section (cm ²) | Position | As ^{max} Zone C (cm ²) | As ^{max} Zone R (cm ²) | As ^{min} (cm ²) | As ^{cal} (cm ²) | Choix d'armatures | As adopté (cm ²) |
|----------|-------------------------------|----------|---|---|---|---|----------------------|------------------------------------|
| Poutre | 30x40 | Travée | 54 | 81 | 6 | 3.7 | 3T14 | 4.62 |
| | | Appui | 54 | 81 | 6 | 6.43 | 6T12 | 6.79 |

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa}$$

Tableau VII.8 : Vérification de la condition de non fragilité

| éléments | Section (cm ²) | As ^{choisi} (cm ²) | As ^{min} (cm ²) | Vérification |
|----------|-------------------------------|--|---|--------------|
|----------|-------------------------------|--|---|--------------|

| | | | | |
|--------|-------|------|------|----------|
| Poutre | 30x40 | 6.79 | 1.16 | Vérifiée |
|--------|-------|------|------|----------|

• **Vérification vis-à-vis de l'état limite service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton [5]

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Acier

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.9 : vérification de poutre a l'ELS

| éléments | Section (cm ²) | Position | As adopté (cm ²) | M ^{ser} (KN.m) | σ_{bc} (MPa) | σ_{bc}^{add} (MPa) | σ_s (MPa) | σ_s^{add} (MPa) | Vérif |
|----------|-------------------------------|----------|------------------------------------|----------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|-------|
| Poutre | 30x40 | Travée | 4.62 | 33,7716 | 5,89 | 15 | 213,2 | 250 | Oui |

| | | | | | | | | | |
|--|--|-------|------|----------|------|--|-----|--|-----|
| | | Appui | 6.79 | -56,6828 | 8,62 | | 248 | | oui |
|--|--|-------|------|----------|------|--|-----|--|-----|

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

Tableau VII.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement

| éléments | Section (cm ²) | $T_{u \max}$ (kN) | τ_u (MPa) | τ_u^{add} (MPa) | Vérification |
|----------|----------------------------|-------------------|----------------|-----------------------------|--------------|
| Poutre | 30x40 | 76,4611 | 0,7 | 2,5 | Oui |

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Tableau VII.11 : Vérification de la flèche de poutre

| éléments | Section(cm ²) | f(mm) | f ^{add} (mm) | Vérification |
|----------|---------------------------|-------|-----------------------|--------------|
| Poutre | 30x40 | 8,4 | 13 | Oui |

Schéma ferrailage des poutres :

- Poutre secondaire 30x40 :

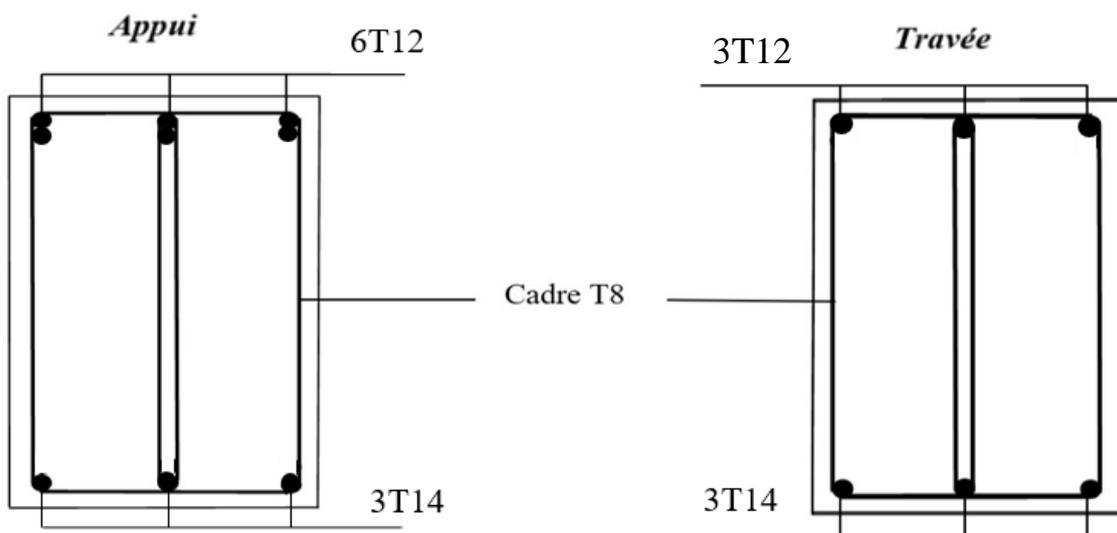


Figure VII.2 : Schéma de Ferrailage des Poutre

VII.2.2.3 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r=(a-3) \times (b-3)$) cm^2
- α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau ($B=a \times b$).
- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.
- La longueur de flambement $L_f = 0,7L_0$.

• **Calcul du ferrailage longitudinal**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 306}{\frac{80}{\sqrt{12}}} = 9,27$$

$$\lambda = 9,27 < 50 \text{ donc :}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{9,27}{35} \right)^2} = 0,838$$

Et $N_u = 2887,95$ KN (obtenu de Etabs)

$$A_s = \left[\frac{2887,95 \times 10^3}{0,838} - \frac{(770 \times 770) \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \times \frac{1,15}{500} = -173,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

• **Calcul A_s min :**

Selon le RPA et BAEL on a :

$$A_s \text{ min} = \max (4U ; 0,2\%B ; 0,9\%B)$$

$$- 4U = 4 \times (80 \times 4) = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$- 0,2\%B = \frac{0,2}{100} \times (80 \times 80) = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$- 0,9\%B = \frac{0,9}{100} \times (80 \times 80) = 57,6 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ min} = 57,6 \text{ cm}^2$

- **Calcul $A_s \text{ max}$**

$$- 3\%B = 192 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$- 6\%B = 384 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

Donc on prend $A_s = 20T20 = 62,83 \text{ cm}^2$

$$A_s \text{ min} = 57,6 \text{ cm}^2 \leq A_s = 62,83 \text{ cm}^2 \leq A_s \text{ max} = 192 \text{ cm}^2$$

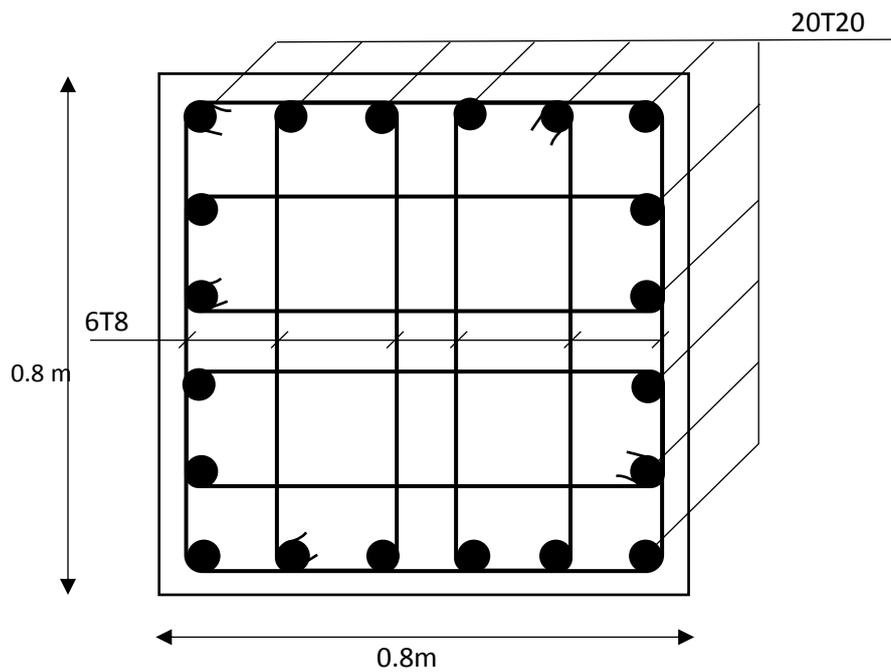


Figure VII.3 : Schéma de Ferrailage des poteaux

VII.3 Etude de fondation :

VII.3.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble et les type des fondations superficielle sont :

1. Semelle isolée sous poteaux.
2. Semelle filante continue sous mur.
3. Semelle filante sous plusieurs poteaux.
4. Raliers généraux ou nervurés.
5. Fondation profonde (semelle sous pieux)

VII.3.2 Choix de type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, la distance entre axes des poteaux, et la profondeur de bon sol.

VII.3.3 Vérification de semelle isolée :

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 : $\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S \geq$

S : Surface de la fondation.

N ser : effort normale appliqué sur la semelle

- $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{\text{poids totale de batiment}}{\text{surface radier}} \leq \sigma_{sol}$$

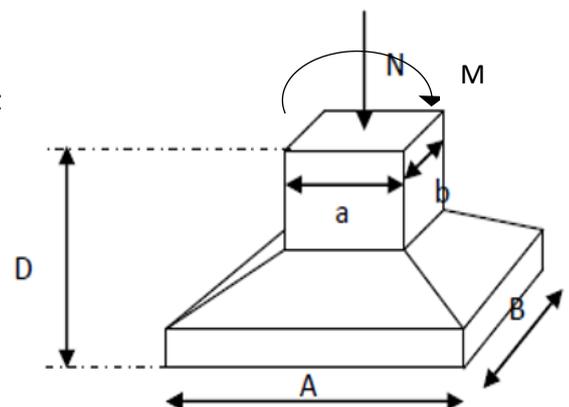


Figure VII.4 : Semelle isolée.

$$\text{Surface radier} \geq \frac{\text{poids totale de batiment}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Surface radier} \geq \frac{\text{poids totale de batiment}}{\sigma_{sol}} = \frac{65.852}{0.2} \times 100 = 329.255 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface de batiment (socotec)} = 1264.4 \text{ m}^2 \text{ [ANNEXE 8]}$$

$$\frac{\text{surface de radier}}{\text{surface de batiment}} = \frac{329.255}{1264.4} \times 100 = 26.04\% < 50\%$$

Donc on opte pour une semelle isolée.

le poteau le plus sollicité est :

$$\begin{cases} N_{ser} = 1621.3512 \text{ KN} \\ \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} \end{cases}$$

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = S \geq \frac{1.6123}{0.2} = 8.1067$$

→ Les dimensions de la semelle doivent être $2.85 \times 2.85 \text{ m}$

VII.3.3.1 Pré-dimensionnement de la semelle :

Il faut vérifier que $L_{min} \geq 1.5 \times B$

Tel que : L_{min} l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximale de la semelle (B=2.85 m).

Avec : $L_{min} = 5 \text{ m}$

$1.5 \times 2.85 = 4.27 \text{ m} < L_{min} = 5 \text{ m}$ la condition est vérifiée.

VII.3.3.2 Vérification de l'interférence entre deux semelles :

$$A = \sqrt{\frac{a}{b}} s = \sqrt{8.1067 \times \frac{0.8}{0.8}} = 2.847$$

A=B= 3 m.

$$d = \left[\frac{A - a}{4}, \frac{B - b}{4} \right] = \left[\frac{3 - 0.8}{4}, \frac{3 - 0.8}{4} \right] = 0.55 \text{ m}$$

$$h = d + 0.05 = 0.60 \text{ m}$$

$$\begin{cases} A = 3 \text{ m} \\ B = 3 \text{ m} \\ H = 0.6 \text{ m} \end{cases}$$

VII.3.3.3 Vérification de la contrainte :

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol}$:

$$\begin{cases} Nu = 2887.95 \text{ kN} \\ Mu = 2.17 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{2.17}{2887.95} = 7.53 \times 10^{-4} < \frac{b}{6} = \frac{3}{6} = 0.5$$

$$\sigma_{min} \leq 1.5 \bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ bar}$$

$$\sigma_{min} = (1 - 6 \frac{e_0}{B}) \frac{pu}{Ax B} = (1 - 6 \frac{7.53 \times 10^{-4}}{3}) \frac{2887.95}{3 \times 3} = 320.4 \text{ MPa} > 300 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\sigma_{max} = (1 + 6 \frac{e_0}{B}) \frac{pu}{Ax B} = (1 + 6 \frac{7.53 \times 10^{-4}}{3}) \frac{2887.95}{3 \times 3} = 321.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{min} + 3\sigma_{max}}{4} < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 2.66 \text{ bar}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{min} + 3\sigma_{max}}{4} = \sigma_{moy} = \frac{320.4 + 3 \times 321.16}{4} = 320.97 \text{ MPa} = 3.2 \text{ bar}$$

$$\sigma_{moy} = 3.2 \text{ bar} > 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 2.66 \text{ bar} \Rightarrow \text{condition non vérifier}$$

donc on passe a la semelle filante :

VII.3.4 Vérification de la semelle filante :

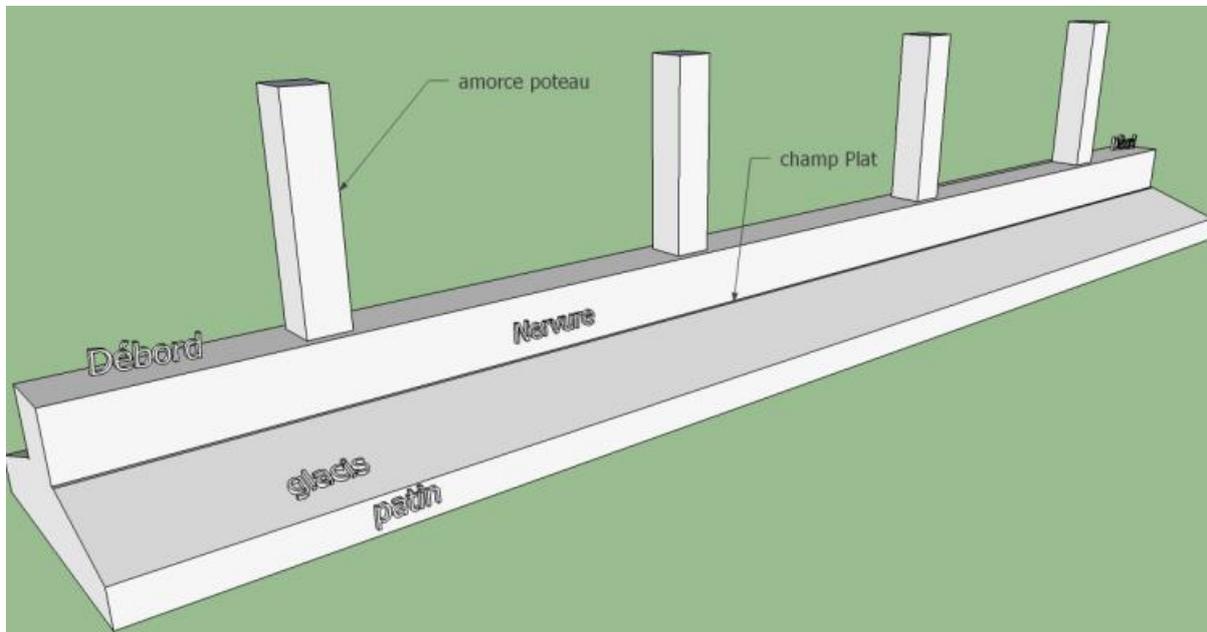


Figure VII.5 : semelles filantes

VII.3.4.1 Pré dimensionnement de semelle :

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle filante il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_{ser}}{L_{sf} \times B_{sf}} \leq \sigma_{sol} \quad \rightarrow \quad B_{sf} \geq \frac{\sum N_{ser}}{L_{sf} \times \sigma_{sol}}$$

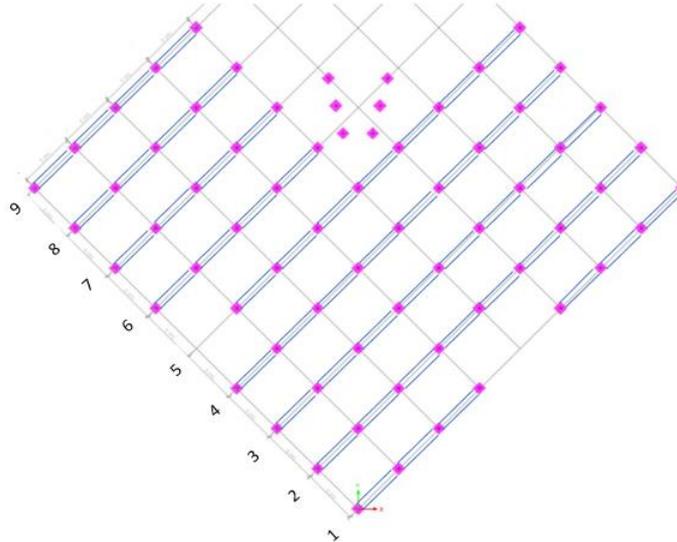


Figure VII.6 : Schéma des semelles filantes.

Exemple de calcul :

Selon le logiciel ETABS on a : $N_{ser} 2800.3645 \text{ KN}$

$$B_{sf} \geq \frac{\sum N_{ser}}{L_{zf} \times \sigma_{sol}} \rightarrow B_{sf} \geq \frac{2800.365}{15 \times 200} = 0.93 \text{ m} \quad \text{donc on opte pour } B = 1\text{m}$$

Tableau VII.12 : section des semelles filante.

| file | X | Lsf (m) | $\sigma_{sol}(\text{KN/m}^2)$ | $B_{calculé}(\text{m})$ | $B_{choisi}(\text{m})$ | S(m ²) |
|------|----------|---------|-------------------------------|-------------------------|------------------------|--------------------|
| 1 | 2800,365 | 15 | 200 | 0.93 | 1.7 | 25.5 |
| 2 | 9576,111 | 40 | 200 | 1.19 | 1.7 | 68 |
| 3 | 10742,92 | 40 | 200 | 1.34 | 1.7 | 68 |
| 4 | 9767,194 | 40 | 200 | 1.22 | 1.7 | 68 |
| 5 | 6813,665 | 35 | 200 | 0.97 | 1.7 | 59.5 |
| 6 | 5147,902 | 20 | 200 | 1.28 | 1.7 | 34 |
| 7 | 6288,166 | 20 | 200 | 1.57 | 1.7 | 34 |
| 8 | 6331,044 | 20 | 200 | 1.58 | 1.7 | 34 |
| 9 | 3620,139 | 20 | 200 | 0.905 | 1.7 | 34 |

Surface de la semelle filante $S_{\text{sem}} = 425 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_{\text{sem}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{425}{1246.4} = 33.62 \% < 50\%$$

- **La hauteur « h_t » :**

La hauteur de la semelle est : $h_t \geq d$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} + 0.05 = \frac{1.7 - 0.8}{4} + 0.05 \rightarrow h_t \geq 0.225$$

On opte : $h_t = 0.3 \text{ m} = 300 \text{ mm}$

Avec :

bsf : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal.

$b = 0,8 \text{ m}$ pour les poteaux.

$h_t = 0.3 \text{ m}$.

VII.3.4.2 Pré-dimensionnement de nervure :

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5} \rightarrow \frac{500}{8} \leq h \leq \frac{500}{5} \rightarrow 62.5 \leq h \leq 100$$

Donc $h_{N1} = 70 \text{ cm}$

- **Condition de rigidité des semelles :**

Les semelles filantes ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, on doit alors vérifier la condition suivante vis à vis de la longueur élastique :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{b K}}$$

- L_{\max} : longueur max entre axe des poteaux.
- E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).
- K: Coefficient de raideur du sol ($5\text{MPa/m} \leq K \leq 120\text{MPa/m}$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=5$ (MPa/m) → pour un très mauvais sol.
- $K=40$ (MPa/m) → pour un sol de densité moyenne. (la valeur prise dans notre cas)
- $K=120$ (MPa/m) → pour un très bon sol.

Nous avons un sol de densité moyenne → $K=4$ [kg/cm^3].

Calcul hauteur de nervure h_N :

Après la simplification :

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{48 K B l^4}{E b \pi^4}} = 0.933 \text{ m} .$$

→ On prend : $h_{N2} = 100$ cm

- **Largeur de la nervure :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow b \geq 50 \text{ cm}$$

→ On prend $b = 60$ cm.

VII.3.4.3 Caractéristique géométrique des semelles filantes :

Selon le logiciel SOCOTEC :

- **Position du centre de gravité :**

$$X_G = 0 \text{ m}$$

$$Y_G = 25.09 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I_{xx} = 94779.7 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 185116.3 \text{ m}^4$$

VII.3.4.4 Vérifications la stabilité au renversement :

Et selon **RPA99/V 2003 (Art.10.1.5)**, on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Et : $M_s = N \times (X; Y)G$

N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$

N_1 : Poids propre de la structure.

N_2 : Poids propre des semelles .

Tel que :

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

- **Sens X-X :**

Selon **ETABS** on a :

- $M_{0x} = 71695.09 \text{ KN.m}$

- $V_{0x} = 5460.688 \text{ KN}$

$$h = h_{SSL} + h_N = 3.06 + 1.5 = 4.56 \text{ m}$$

$$B = 40 \text{ m}$$

$$N = N_{ser} = 65852,57 + 2996.25 = 68849.23 \text{ kn}$$

$$M_r = 71695.09 + 5460.688 \times 4.56 = 96595.83 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow e = \frac{96595.83}{68849.23} = 1.40 \text{ m} < \frac{40}{4} = 10 \text{ m} \text{ Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y :

Selon ETABS on a :

- $M_{0Y} = 63922.84 \text{ KN.m}$
- $V_{0Y} = 5296.006 \text{ KN}$

$B = 40 \text{ m}$

$M_r = 88142.63 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow e = \frac{88142.63}{68849.23} = 1.28 \text{ m} < \frac{40}{4} = 10 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

→ 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.

VII.3.4.5 Vérification des contraintes sous la fondation

On doit vérifier que : $\sigma_{\text{ser}} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{semelles}}} = \frac{68849.23}{425} = 162 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 162 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la portance du sol :**

$$\sigma_{\text{ser}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Tableau VII. 13: Vérification de la contrainte à ELS

| Files | N (KN) | S (m ²) | σ (KN/m ²) | σ_{sol} | Résultat |
|-------|----------|---------------------|-------------------------------|-----------------------|----------|
| 1 | 2800,365 | 25.5 | 109.81 | 200 | Vérifiée |
| 2 | 9576,111 | 68 | 140.83 | 200 | Vérifiée |
| 3 | 10742,92 | 68 | 157.98 | 200 | Vérifiée |
| 4 | 9767,194 | 68 | 143.64 | 200 | Vérifiée |
| 5 | 6813,665 | 59.5 | 114.51 | 200 | Vérifiée |
| 6 | 5147,902 | 34 | 151.40 | 200 | Vérifiée |
| 7 | 6288,166 | 34 | 184.94 | 200 | Vérifiée |
| 8 | 6331,044 | 34 | 186.20 | 200 | Vérifiée |
| 9 | 3620,139 | 34 | 105.94 | 200 | Vérifiée |

VII.3.4.6 Calcul du ferrailage :**VII.3.4.6.1 ferrailage de la semelle :**• **Exemple de calcul « A » :**

On applique la méthode des bielles :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa} ; F_e = 500 \text{ MPa} : \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$B_{sf} = 170 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0.9h = 27 \text{ cm}.$$

$$N_u = \sum N_{if} = 14934,822 \text{ KN}.$$

$$P_u = \frac{N_u}{L_{sf}} = \frac{14934,822}{35} = 426.7092 \text{ KN/m}$$

$$A_s = \frac{P_u}{8 \times d \times \sigma_{st}} \rightarrow A_s = \frac{426.71}{8 \times 0,27 \times 435 \times 10^3} \rightarrow A_s = 0.57 \text{ mm}^2$$

→ Choix **4T10** ($A_s=3,14\text{cm}^2$ avec : $e=20\text{cm}$).

Tableau VII. 14 : Ferrailage pour les semelles.

| Files | N _{ELU} (kN) | L _{sf} (m) | P _u (kN/m) | A _s (mm ²) | Choix | A _s (cm ²) |
|-------|-----------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------------------|-------|-----------------------------------|
| 1 | 3864,6315 | 15 | 257.64 | 0.45 | 4T12 | 4.52 |
| 2 | 13290,12 | 35 | 379.72 | 0.40 | 4T12 | 4.52 |
| 3 | 14934,82 | 35 | 426.71 | 0.45 | 4T12 | 4.52 |
| 4 | 13572,06 | 35 | 387.77 | 0.41 | 4T12 | 4.52 |
| 5 | 9440,822 | 35 | 269.74 | 0.28 | 4T12 | 4.52 |
| 6 | 7144,337 | 20 | 357.22 | 0.38 | 4T12 | 4.52 |
| 7 | 8736,073 | 20 | 436.80 | 0.46 | 4T12 | 4.52 |
| 8 | 8796,482 | 20 | 439.82 | 0.46 | 4T12 | 4.52 |
| 9 | 4998,541 | 20 | 249.93 | 0.26 | 4T12 | 4.52 |

- **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s \times B}{4} = \frac{4.52 \times 1.7}{4}$$

$$A_r \geq 1.92 \text{ cm}^2.$$

Choix : 4T10 \rightarrow $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$.

VII.3.4.6.2 Ferrailage de la nervure :

Tableau VII. 15: Calcul des charges

| Files | N_{ELU} (KN) | P_u (KN)/ml |
|-------|----------------|---------------|
| 1 | 3864,6315 | 257.64 |
| 2 | 13290,12 | 379.72 |
| 3 | 14934,82 | 426.71 |
| 4 | 13572,06 | 387.77 |
| 5 | 9440,822 | 269.74 |
| 6 | 7144,337 | 357.22 |
| 7 | 8736,073 | 436.80 |
| 8 | 8796,482 | 439.82 |
| 9 | 4998,541 | 249.93 |

- **Ferrailage longitudinal :** $q_u = 439.82 \text{ kN}$.

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{439.82 \times 5^2}{8} = 1374.44 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 \\ \text{Sur Appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{cases}$$

Pour la travée (L=5, nervure 60×100 cm)

$M_0 = 1374.44 \text{ KN.m}$; $M_t = 1168.27 \text{ KN.m}$; $M_a = 687.22 \text{ KN.m}$; $b = 60 \text{ cm}$; $d = 90 \text{ cm}$

- ✓ **Travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} \text{ avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{1168.27 \times 10^6}{600 \times 900^2 \times 17} = 0.169$$

$$\mu_u = 0.141 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.141}) = 0.19$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 90(1 - 0,4 \times 0.19) = 83.16$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1168.27 \times 10^6}{831.6 \times 435} = 32.29 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **7T25** $\rightarrow A = 34.36 \text{ cm}^2$

✓ **Appui :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{687.22 \times 10^6}{600 \times 900^2 \times 17}$$

$$\mu_u = 0.083 < \mu_R = 0,391$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,09}) = 0.108$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 90(1 - 0,4 \times 0,108) = 86.112 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{687.22 \times 10^6}{861.12 \times 435} = 18.34 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **6T20** $\rightarrow A_s = 18.85 \text{ cm}^2$

- **Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculaire à leur direction.

Dans notre cas :

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 100 \rightarrow A_p = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4T10** comme armature de peau.

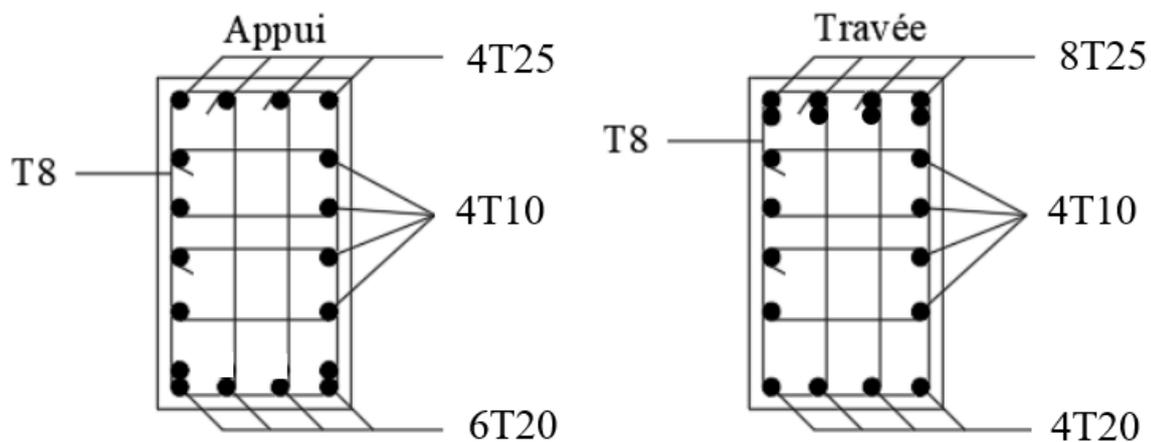


Figure VII.7 : Ferrailage de nervure

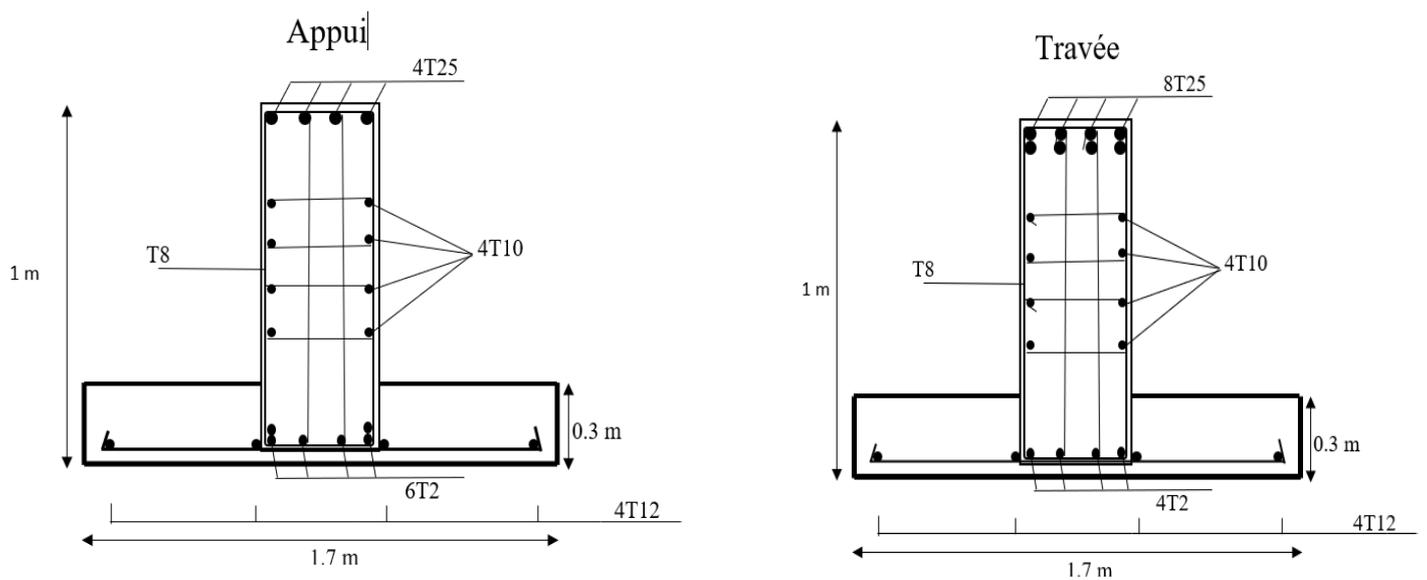


Figure VII.8 : ferrailage longitudinale de semelle filante

VII.4 Etude du voile périphérique :

VII.4.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

VII.4.2 Pré-dimensionnement de voile périphérique :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'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 (horizontal et vertical).
- 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.

Avec : $B=20\text{ cm}$ (Section du voile).

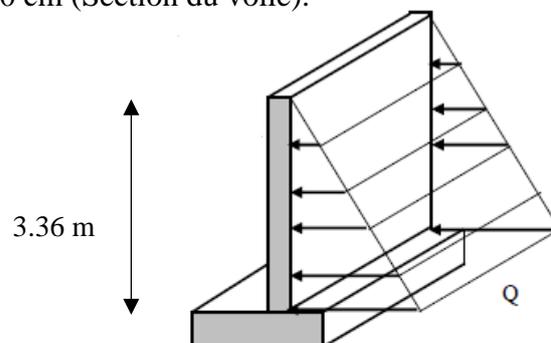


Figure VII.9 : voile périphérique

VII.4.3 Évaluation des Charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3.36 \text{ m} ; L_y = 5 - 0.8 = 4.2 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \cdot \gamma_d \cdot h$$

Avec :

Q = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$$A = \text{Coefficient de poussée} = tg^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

γ_h = Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 20,5 \text{ kN/m}^3$).

φ : Angle de frottement interne du remblai = $27,8^\circ$.

$$A = 0,542$$

Donc :

$$Q = 37.33 \text{ KN/ml} \Rightarrow Q_u = 50.40 \text{ KN/ml}$$

- **Effort dans la Dalle :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.8 > 0,4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0561 ; \mu_y = 0,5959$$

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 31.92 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 19.02 \text{ Kn.m}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 23.94 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 14.27 \text{ KNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 11.97 \text{ kNm}$$

VII.4.4 Ferrailage de voile périphérique :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPA}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.16 : Ferrailage du Voile Périphérique

| | Sens | M_u (KNm) | A_s^{cal} (cm^2) | Choix | A_s^{adp} (cm^2) | Esp (cm) |
|--------|------|-------------|------------------------|-------|------------------------|----------|
| Travée | x-x | 23.94 | 3.15 | 4T12 | 6.79 | 20 |
| | y-y | 14.27 | 1,85 | 4T12 | 6.79 | 16 |
| Appuis | x-x | 11.97 | 1.55 | 4T12 | 6.79 | 16 |
| | y-y | | | | | |

a. Condition de non fragile

$A_{smin} = 0,23.b.d. (ftj/fe) = 2,17cm^2 \dots$ Vérifier

b. condition exigées par le RPA99/version 2003 :

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$A_{smin} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \dots$ Vérifier

c. Vérification de l'Effort Tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_{u'} < 0,05fc_{28} = 1,25 \text{ MPA}$$

$$Tx = \frac{Pu.Lx.Ly}{2Lx+Ly} = 65.13KN$$

$$Ty = \frac{Pu.Lx}{3} = 56.45KN$$

$$Tu^{Max} = \max(Tx; Ty) = 65.13KN$$

$$\tau_u = 0,36 < 1,25 \Rightarrow \text{Vérifier}$$

d. Vérification à l'ELS :

• **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{ser} = 37.33 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0628$$

$$\mu_y = 0,7111$$

$$M_x = \mu_x . Q_s . L_x^2 = 26.46 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = u_y. M_x = 18.82 \text{ Kn.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75.M_x = 19.84 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75.M_y = 14.115 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_x = 13.23 \text{ kN.m}$$

VII.4.5 Vérification des contraintes:

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VII.17 : Vérification des contraintes à l'ELS

| | Sens | M_{ser} (KNm) | A_s (cm ²) | σ_{bc} (MPa) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | σ_s (MPa) | Vérification |
|--------|------|-----------------|--------------------------|---------------------|---------------------|------------------|------------------|--------------|
| Travée | x-x | 19.84 | 6.79 | 4,76 | 15 | 179,3 | 250 | oui |
| | y-y | 14.115 | 6.79 | 3,38 | 15 | 127,6 | 250 | Oui |
| Appuis | x-x | 13.23 | 6.79 | 3,17 | 15 | 119,6 | 250 | oui |
| | y-y | | | | | | | |

La contrainte d'acier est vérifiée

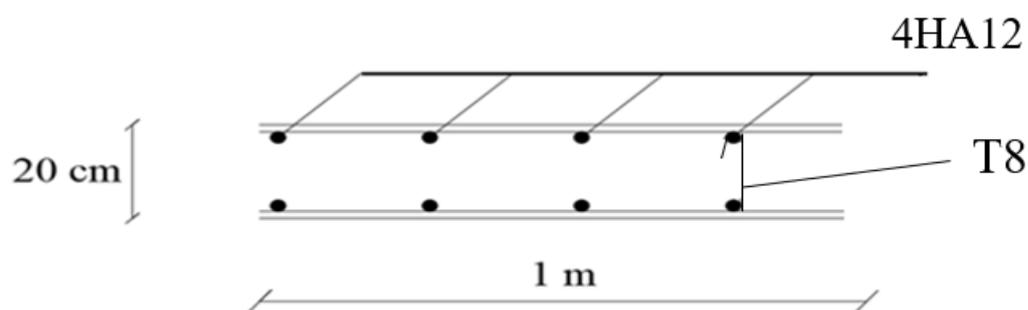


Figure VII.10 : schéma de ferrailage de voile périphérique sens x

Conclusion générale

Conclusion générale

En conclusion, ce mémoire a abordé de manière approfondie le calcul d'un bâtiment R+5 avec sous-sol en charpente métallique, en se concentrant sur plusieurs aspects clés de la conception et de l'analyse de la structure. Les chapitres qui ont été traités ont fourni une vision complète de chaque étape du processus, en mettant l'accent sur les principaux éléments de la charpente et de l'infrastructure.

Tout d'abord, nous avons présenté une description complète de l'ouvrage, en mettant en évidence ses caractéristiques spécifiques, ses exigences fonctionnelles et ses contraintes. Cela a posé les bases nécessaires pour la suite de l'étude.

Ensuite, nous avons abordé le pré-dimensionnement des éléments, en déterminant les dimensions initiales des poteaux, des poutres et des planchers. Cela nous a permis d'obtenir une configuration de base de la structure, qui a ensuite été affinée dans les chapitres suivants.

Dans le chapitre consacré à l'étude des éléments secondaires, nous avons examiné en détail les différents éléments. Nous avons étudié leur rôle dans la stabilité globale de la structure et nous avons assuré leur dimensionnement adéquat pour répondre aux exigences de sécurité et de fonctionnalité.

Une attention particulière a été accordée à l'étude dynamique en zone sismique. Nous avons analysé les charges sismiques applicables et nous avons évalué l'effet de ces forces sur notre bâtiment. Les méthodes d'analyse sismique ont été appliquées pour vérifier la capacité de la structure à résister aux séismes et pour proposer des mesures d'amélioration si nécessaire.

La vérification des différents éléments de la structure, tels que les poteaux, les poutres et les contreventements, a été réalisée dans un chapitre dédié. Nous avons utilisé des méthodes de calcul rigoureuses pour évaluer la résistance et la stabilité de chaque élément, en nous assurant qu'ils satisfont aux normes de sécurité et de performance.

La conception et l'étude des assemblages des différents éléments ont également été abordées dans un chapitre spécifique. Nous avons pris en compte les forces de liaison entre les éléments, en veillant à ce que les connexions soient adéquates pour assurer une transmission efficace des charges. Le calcul des assemblages est fait par le logiciel « **Autodesk Robot structural analysis 2017** » et « **IDEA StatiCa 2023** »

Enfin, l'étude de l'infrastructure a été menée, en accordant une attention particulière aux fondations et aux systèmes de soutènement. Nous avons pris en compte les charges gravitationnelles et les exigences spécifiques du sol pour dimensionner les éléments de l'infrastructure de manière adéquate.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : Règles de conception et de calcul des structures en acier "**CCM 97**";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).

[2] : Règles parasismique Algérienne **RPA99** version **2003** ; (Document technique réglementaire (**D.T.R-B.C.2.48**)).

[3] : **Le BAEL99**, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.

[4] : EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.

[5] : Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).

[6] : EC4, Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.

[7] : Cours charpente métallique 1, **Mr MENNADI**.

[8] : Université Saad Dahlab de Blida ; **Guide de rédaction d'un projet de fin d'études**.

[9] cours fondations ,**Dr AOUALI**

Annexes

ANNEXE 1

TOLE NERVUREE HB 55 / Largeur = 600 mm

TYPE / BATICOMPOS



POIDS DE PLANCHER SELON L EPAISSEUR : (kg / m²)

| hauteur totale h (mm) épaisseur tole mm | 95 | 100 | 110 | 120 | 130 | 140 | 150 | 160 | 170 | 180 | 190 | 200 |
|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0.75 | 170.5 | 182.5 | 206.5 | 230.5 | 254.5 | 278.5 | 302.5 | 326.5 | 350.5 | 374.5 | 398.5 | 422.5 |
| 0.88 | 172.2 | 184.2 | 208.2 | 232.2 | 256.2 | 280.2 | 304.2 | 328.2 | 352.2 | 376.2 | 400.2 | 424.2 |
| 1.00 | 173.8 | 185.8 | 209.8 | 233.8 | 257.8 | 281.8 | 305.8 | 329.8 | 353.8 | 377.8 | 401.8 | 425.8 |
| 1.20 | 176.4 | 188.4 | 212.4 | 236.4 | 260.4 | 284.4 | 308.4 | 332.4 | 356.4 | 380.4 | 404.4 | 428.4 |
| 1.50 | 180.2 | 192.2 | 216.2 | 240.2 | 264.2 | 288.2 | 312.2 | 336.2 | 360.2 | 384.2 | 408.2 | 432.2 |

TOLE NERVUREE HB 55 / Largeur = 600 mm

TYPE / BATICOMPOS

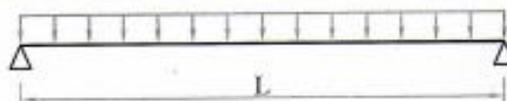
Nuance d'acier : contrainte caractéristique $R_{p0.2} = 3200 \text{ daN/cm}^2$

PORTEES MAXIMALES (en mètres) EN FONCTION DES EPAISSEURS

FLECHE ADMISSIBLE = $L / 500$

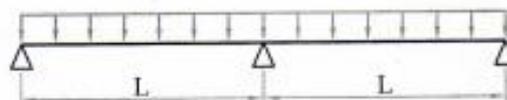
Poids des cloisons : 100 daN/m^2 ; surcharge d'exploitation : 250 daN/m^2

POUTRES A 01 TRAVEES



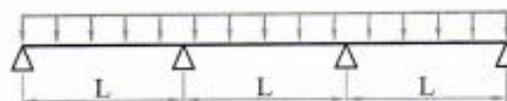
| épaisseur de dalle (mm) / épaisseur de tole (mm) | 95 | 100 | 110 | 120 | 130 | 140 | 150 | 160 | 170 | 180 | 190 | 200 |
|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 0.75 mm | 1.52 | 1.51 | 1.49 | 1.47 | 1.45 | 1.43 | 1.41 | 1.39 | 1.38 | 1.36 | 1.35 | 1.33 |
| 0.88 mm | 1.61 | 1.59 | 1.57 | 1.55 | 1.53 | 1.51 | 1.49 | 1.47 | 1.46 | 1.44 | 1.42 | 1.41 |
| 1.00 mm | 1.68 | 1.66 | 1.64 | 1.62 | 1.60 | 1.58 | 1.56 | 1.54 | 1.52 | 1.50 | 1.49 | 1.49 |
| 1.20 mm | 1.78 | 1.77 | 1.74 | 1.72 | 1.70 | 1.68 | 1.66 | 1.64 | 1.62 | 1.60 | 1.58 | 1.57 |
| 1.50 mm | 1.90 | 1.88 | 1.86 | 1.83 | 1.81 | 1.78 | 1.76 | 1.74 | 1.72 | 1.70 | 1.69 | 1.67 |

POUTRES A 02 TRAVEES



| épaisseur de dalle (mm) / épaisseur de tole (mm) | 95 | 100 | 110 | 120 | 130 | 140 | 150 | 160 | 170 | 180 | 190 | 200 |
|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 0.75 mm | 2.04 | 2.02 | 1.99 | 1.96 | 1.94 | 1.91 | 1.89 | 1.87 | 1.84 | 1.82 | 1.80 | 1.78 |
| 0.88 mm | 2.15 | 2.13 | 2.10 | 2.07 | 2.05 | 2.02 | 2.00 | 1.97 | 1.95 | 1.93 | 1.91 | 1.89 |
| 1.00 mm | 2.25 | 2.23 | 2.20 | 2.17 | 2.14 | 2.11 | 2.08 | 2.06 | 2.04 | 2.01 | 1.99 | 1.97 |
| 1.20 mm | 2.39 | 2.37 | 2.34 | 2.30 | 2.27 | 2.24 | 2.22 | 2.19 | 2.17 | 2.14 | 2.12 | 2.10 |
| 1.50 mm | 2.54 | 2.52 | 2.49 | 2.45 | 2.42 | 2.39 | 2.36 | 2.33 | 2.31 | 2.28 | 2.26 | 2.23 |

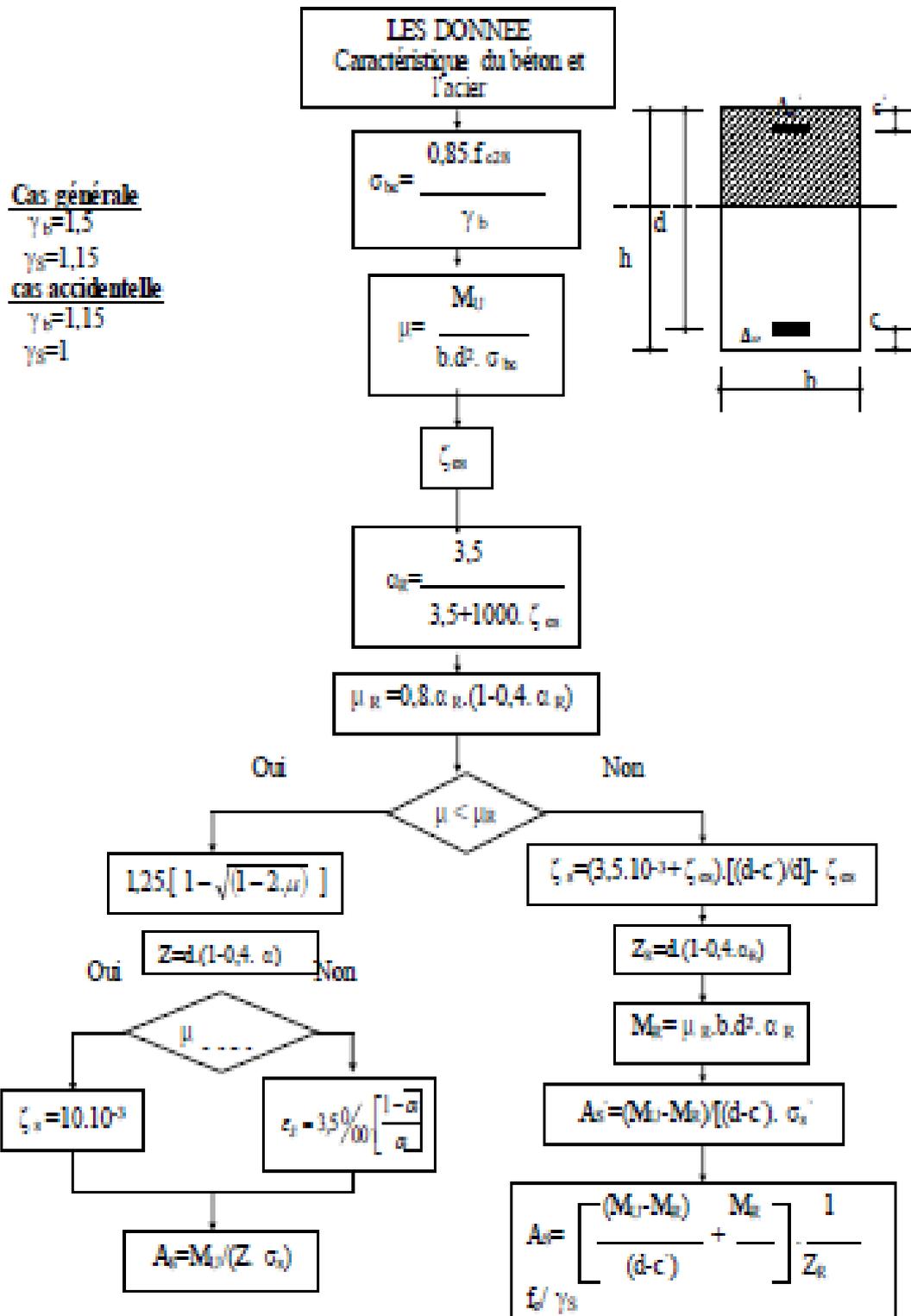
POUTRES A 03 TRAVEES



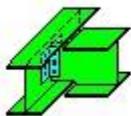
| épaisseur de dalle (mm) / épaisseur de tole (mm) | 95 | 100 | 110 | 120 | 130 | 140 | 150 | 160 | 170 | 180 | 190 | 200 |
|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 0.75 mm | 1.88 | 1.87 | 1.84 | 1.81 | 1.79 | 1.77 | 1.74 | 1.72 | 1.70 | 1.68 | 1.67 | 1.65 |
| 0.88 mm | 1.99 | 1.97 | 1.94 | 1.91 | 1.89 | 1.87 | 1.84 | 1.82 | 1.80 | 1.78 | 1.76 | 1.74 |
| 1.00 mm | 2.07 | 2.06 | 2.03 | 2.00 | 1.97 | 1.95 | 1.92 | 1.90 | 1.88 | 1.86 | 1.84 | 1.82 |
| 1.20 mm | 2.21 | 2.19 | 2.16 | 2.13 | 2.10 | 2.07 | 2.05 | 2.02 | 2.00 | 1.98 | 1.96 | 1.94 |
| 1.50 mm | 2.35 | 2.33 | 2.30 | 2.27 | 2.24 | 2.21 | 2.18 | 2.15 | 2.13 | 2.11 | 2.08 | 2.06 |

ANNEXE 2

**ORGANIGRAMME -1-
SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION SIMPLE**



ANNEXE 3



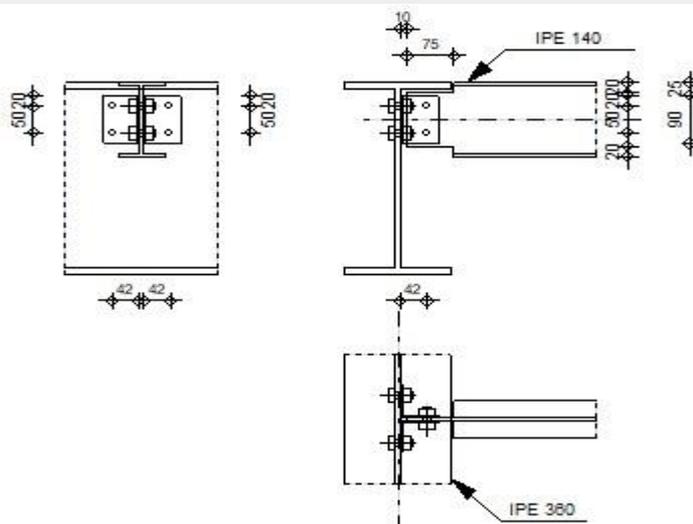
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,98



GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage : Par cornières: poutre-poutre (âme)

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 360
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 360$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 170$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 18$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau: ACIER E28
 $f_{yg} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 140
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 140$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 73$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 7$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 16,43$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 541,22$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 20$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 20$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 75$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 60x5
 $h_k = 60$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 60$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 5$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_k = 6$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_k = 90$ [mm] Longueur de la cornière
Matériau: ACIER E28
 $f_{yk} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon
Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 0,84$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 20$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 50$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon
Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 0,84$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 20$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 50$ [mm] Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b,Ed} = 0,00$ [kN] Effort axial
 $V_{b,Ed} = 39,84$ [kN] Effort tranchant
 $M_{b,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 32,26$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd} = 48,38$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 77,76$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 77,76$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,46$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,46 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 22,43$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,18$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,18 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,51$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,51 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 21,70$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 44$ [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 $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 9,9$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 17,67$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 17,67$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 9,9$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 20,28$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$e = 44$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$F_{Rdx} = 22,43$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 21,70$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

| | | | |
|---------------------------|-------------------|---------|--------|
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ 17,67 < 22,43$ | vérifié | (0,79) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 9,96 < 21,70$ | vérifié | (0,46) |
| $F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ | $20,28 < 32,26$ | vérifié | (0,63) |

Traction des boulons

$e = 46$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 0,92$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{t,Ed} = 18,33$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$

| | | | |
|--------------------------|-----------------|---------|--------|
| $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ | $18,33 < 48,38$ | vérifié | (0,38) |
|--------------------------|-----------------|---------|--------|

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 20,28$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

| | | | |
|--|---------------|---------|--------|
| $F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$ | $0,90 < 1,00$ | vérifié | (0,90) |
|--|---------------|---------|--------|

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 64,51$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

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

$\alpha_{bx} = 0,82$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,82 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 37,48$ [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

$\alpha_{bz} = 0,64$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,64 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 29,28$ [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

$\alpha_{bx} = 0,46$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,46 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 44,86$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,18$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,18 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 0,51$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,51 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 43,40$ [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

| | | | | |
|---------------------------|-------------------------|---|---------|---|
| $e =$ | 46 [mm] | Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale | | |
| $M_0 =$ | $\frac{1,8}{3}$ [kN*m] | Moment fléchissant réel | | $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$ |
| $F_{Vz} =$ | $\frac{19,92}{92}$ [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant | | $F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$ |
| $F_{Mx} =$ | $\frac{36,65}{65}$ [kN] | Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment | | $F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$ |
| $F_{x,Ed} =$ | $\frac{36,65}{65}$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | | $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$ |
| $F_{z,Ed} =$ | $\frac{19,92}{92}$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | | $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$ |
| $F_{Ed} =$ | $\frac{41,72}{72}$ [kN] | Effort tranchant résultant dans le boulon | | $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$ |
| $F_{Rdx} =$ | $\frac{37,48}{48}$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | | $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz} =$ | $\frac{29,28}{28}$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z | | $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | | $ 36,65 < 37,48$ | vérifié | (0,98) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | | $ 19,92 < 29,28$ | vérifié | (0,68) |
| $F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ | | $41,72 < 64,51$ | vérifié | (0,65) |

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

| | | | | |
|-----------------------------------|-------------------------|--|---------|--|
| $A_{nt} =$ | 0,57 [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | | |
| $A_{nv} =$ | 2,52 [cm ²] | Aire de la zone de la section en traction | | |
| $V_{effRd} =$ | 49,40 [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}$ | | $ 19,92 < 49,40$ | vérifié | (0,40) |

POUTRE

| | | | | |
|-----------------------------|-------------------------|--|---------|--|
| $A_{nt} =$ | 1,20 [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | | |
| $A_{nv} =$ | 2,61 [cm ²] | Aire de la zone de la section en traction | | |
| $V_{effRd} =$ | 60,83 [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}$ | | $ 39,84 < 60,83$ | vérifié | (0,65) |

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

| | | | | |
|--|-------------------------|---|---------|--|
| $A_t =$ | 2,25 [cm ²] | Aire de la zone tendue de la section brute | | |
| $A_{t,net} =$ | 1,60 [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | | |
| $0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$ | | $0,64 < 0,85$ | | |
| $W_{net} =$ | 6,26 [cm ³] | Facteur élastique de la section | | |
| $M_{c,Rdnet} =$ | 1,72 [kN*m] | Résistance de calcul de la section à la flexion | | $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$ |
| $ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$ | | $ 0,92 < 1,72$ | vérifié | (0,53) |
| $A_v =$ | 4,50 [cm ²] | Aire de la section efficace en cisaillement | | $A_v = I_a * t_{ra}$ |
| $A_{v,net} =$ | 3,20 [cm ²] | Aire de la section efficace nette en cisaillement | | $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$ |
| $V_{pl,Rd} =$ | 71,45 [kN] | Résistance plastique de calcul pour le cisaillement | | $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$ |

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |19,92| < 71,45 \quad \text{vérifié} \quad (0,28)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 2,35$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 1,74$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,67 < 0,85$$

$W_{net} = 7,20$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 1,98$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1,83| < 1,98 \quad \text{vérifié} \quad (0,93)$$

$A_v = 4,70$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 3,48$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$V_{pl,Rd} = 74,62$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |39,84| < 74,62 \quad \text{vérifié} \quad (0,53)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,98

ANNEXE 4



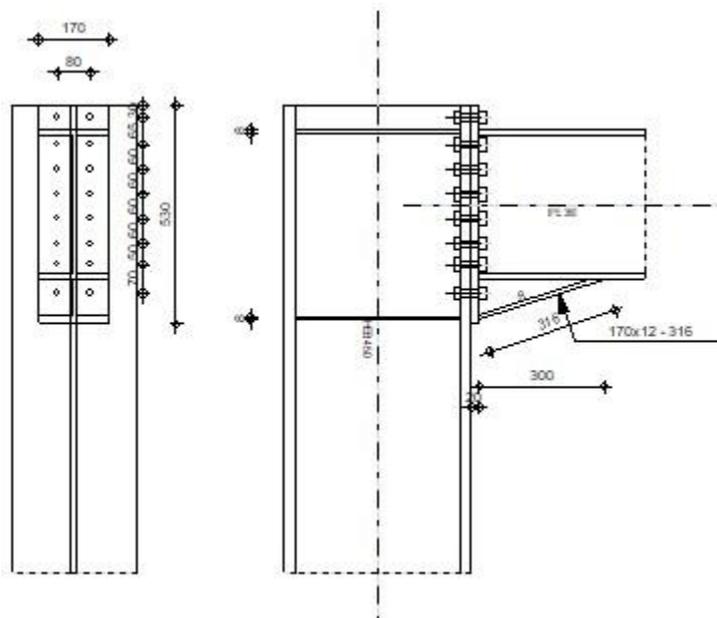
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,68



GENERAL

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Angle de portique

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEB 450
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 26$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 217,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 79887,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 360
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 135,65$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 8$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 30$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 80$ [mm]
 Entraxe $p_i = 65; 60; 60; 60; 60; 50; 70$ [mm]

PLATINE

$h_p = 530$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yp} = 275,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 100$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 18,4$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E28
 $f_{ybu} = 275,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER E28
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER E28
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 10$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 10$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 10$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_w = 10$ [mm] Soudure âme
 $a_{fd} = 10$ [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: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = -137,38$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = -114,02$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 43,14$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 684,91$ [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)

$W_{plb} = 1019,15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 280,27$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1341,68$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 368,96$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 368,96$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 447$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 824,82$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = -137,38$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 0,00$ [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)]

$z = 354$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = -388,46$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 79,6/6$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 79,6/6$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 402$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 13,9/4$ [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$A_{vs} = 79,66 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $M_{pl,stu,Rd} = 1,32 \text{ [kN*m]}$ Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $M_{pl,sti,Rd} = 1,32 \text{ [kN*m]}$ Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$
 $V_{wp,Rd} = 1214,23 \text{ [kN]}$ Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]
 $V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,32 < 1,00$ vérifié (0,32)

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 14 \text{ [mm]}$ Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $b_{eff,c,wc} = 346 \text{ [mm]}$ Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vc} = 79,66 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,82$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 0,00 \text{ [MPa]}$ Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
 $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
 $A_s = 19,12 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 1620,41 \text{ [kN]}$ Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 344 \text{ [mm]}$ Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,83$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,91$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 3,88$ 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]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 1525,91 \text{ [kN]}$ Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd,upp} = 1525,91 \text{ [kN]}$ 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 | 11 | - | 110 | - | 70 | 72 | 91 | 72 | 91 | 106 | 35 | 35 | 35 |
| 2 | 11 | - | 110 | - | 60 | 72 | 183 | 72 | 183 | 120 | 60 | 60 | 60 |
| 3 | 11 | - | 110 | - | 55 | 72 | 183 | 72 | 183 | 110 | 55 | 55 | 55 |
| 4 | 11 | - | 110 | - | 60 | 72 | 183 | 72 | 183 | 120 | 60 | 60 | 60 |
| 5 | 11 | - | 110 | - | 60 | 72 | 183 | 72 | 183 | 120 | 60 | 60 | 60 |
| 6 | 11 | - | 110 | - | 60 | 72 | 183 | 72 | 183 | 120 | 60 | 60 | 60 |
| 7 | 11 | - | 110 | - | 60 | 72 | 91 | 72 | 91 | 96 | 30 | 30 | 30 |
| 8 | 11 | - | 110 | - | 73 | 72 | 75 | 72 | 75 | 0 | 0 | 0 | 0 |

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 | 25 | - | 45 | - | 70 | 155 | 159 | 155 | 159 | 148 | 117 | 117 | 117 |
| 2 | 25 | - | 45 | - | 60 | 155 | 155 | 155 | 155 | 120 | 60 | 60 | 60 |
| 3 | 25 | - | 45 | - | 55 | 155 | 155 | 155 | 155 | 110 | 55 | 55 | 55 |
| 4 | 25 | - | 45 | - | 60 | 155 | 155 | 155 | 155 | 120 | 60 | 60 | 60 |
| 5 | 25 | - | 45 | - | 60 | 155 | 155 | 155 | 155 | 120 | 60 | 60 | 60 |
| 6 | 25 | - | 45 | - | 60 | 155 | 155 | 155 | 155 | 120 | 60 | 60 | 60 |
| 7 | 25 | - | 45 | - | 60 | 155 | 155 | 155 | 155 | 138 | 107 | 107 | 107 |
| 8 | 25 | 19 | 45 | 30 | 73 | 118 | 85 | 85 | 85 | - | - | - | - |

m – Distance du boulon de l'âme
m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

- m – Distance du boulon de l'âme
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

- F_{t,Rd} = 135,65 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
- B_{p,Rd} = 293,15 [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} = 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} = ω b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / γ_{M0} [6.2.6.3.(1)]
- F_{t,ep,Rd} = Min (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
- F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / γ_{M0} [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} = Min (F _{t1,Rd,comp}) | 271,30 | Résistance d'une rangée de boulon |
| F _{t,fc,Rd(1)} = 271,30 | 271,30 | Aile du poteau - traction |
| F _{t,wc,Rd(1)} = 272,97 | 272,97 | Ame du poteau - traction |
| F _{t,ep,Rd(1)} = 271,30 | 271,30 | Platine d'about - traction |
| F _{t,wb,Rd(1)} = 341,24 | 341,24 | Ame de la poutre - traction |
| B _{p,Rd} = 586,30 | 586,30 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| V _{wp,Rd} /β = 1214,23 | 1214,23 | Panneau d'âme - compression |
| F _{c,wc,Rd} = 1525,91 | 1525,91 | Ame du poteau - compression |
| F _{c,fb,Rd} = 824,82 | 824,82 | Aile 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} = Min (F _{t2,Rd,comp}) | 86,72 | Résistance d'une rangée de boulon |
| F _{t,fc,Rd(2)} = 271,30 | 271,30 | Aile du poteau - traction |
| F _{t,wc,Rd(2)} = 272,97 | 272,97 | Ame du poteau - traction |
| F _{t,ep,Rd(2)} = 271,30 | 271,30 | Platine d'about - traction |
| F _{t,wb,Rd(2)} = 340,99 | 340,99 | Ame de la poutre - traction |
| B _{p,Rd} = 586,30 | 586,30 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| V _{wp,Rd} /β - ∑ ¹ F _{ti,Rd} = 1214,23 - 271,30 | 942,93 | Panneau d'âme - compression |
| F _{c,wc,Rd} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 1525,91 - 271,30 | 1254,62 | Ame du poteau - compression |
| F _{c,fb,Rd} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 824,82 - 271,30 | 553,52 | Aile de la poutre - compression |
| F _{t,fc,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 542,59 - 271,30 | 271,30 | Aile du poteau - traction - groupe |
| F _{t,wc,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 358,02 - 271,30 | 86,72 | Ame du poteau - traction - groupe |
| F _{t,ep,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 476,25 - 271,30 | 204,95 | Platine d'about - traction - groupe |
| F _{t,wb,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 388,38 - 271,30 | 117,09 | Ame de la poutre - traction - groupe |

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

| F _{t3,Rd,comp} - Formule | F _{t3,Rd,comp} | Composant |
|---|-------------------------|-----------------------------------|
| F _{t3,Rd} = Min (F _{t3,Rd,comp}) | 151,36 | Résistance d'une rangée de boulon |
| F _{t,fc,Rd(3)} = 271,30 | 271,30 | Aile du poteau - traction |

| Ft3,Rd,comp - Formule | Ft3,Rd,comp | Composant |
|---|--------------------|---------------------------------------|
| $F_{t,wc,Rd(3)} = 272,97$ | 272,97 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(3)} = 271,30$ | 271,30 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(3)} = 340,99$ | 340,99 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 586,30$ | 586,30 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1214,23 - 358,02$ | 856,21 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1525,91 - 358,02$ | 1167,89 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 824,82 - 358,02$ | 466,80 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 542,59 - 86,72$ | 455,87 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 431,44 - 86,72$ | 344,72 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 813,89 - 358,02$ | 455,87 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 551,87 - 358,02$ | 193,85 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 415,31 - 86,72$ | 328,59 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 253,00 - 86,72$ | 166,28 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 681,43 - 358,02$ | 323,41 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 509,38 - 358,02$ | 151,36 | Ame de la poutre - traction - groupe |

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

| Ft4,Rd,comp - Formule | Ft4,Rd,comp | Composant |
|--|--------------------|---------------------------------------|
| $F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$ | 101,64 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(4)} = 271,30$ | 271,30 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(4)} = 272,97$ | 272,97 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(4)} = 271,30$ | 271,30 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(4)} = 340,99$ | 340,99 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 586,30$ | 586,30 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 1214,23 - 509,38$ | 704,84 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1525,91 - 509,38$ | 1016,53 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 824,82 - 509,38$ | 315,43 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 542,59 - 151,36$ | 391,23 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 431,44 - 151,36$ | 280,08 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 813,89 - 238,09$ | 575,80 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 635,79 - 238,09$ | 397,70 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1085,18 - 509,38$ | 575,80 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 744,15 - 509,38$ | 234,77 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 415,31 - 151,36$ | 263,95 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 253,00 - 151,36$ | 101,64 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 625,45 - 238,09$ | 387,36 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 385,00 - 238,09$ | 146,91 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 891,56 - 509,38$ | 382,18 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 641,38 - 509,38$ | 132,00 | Ame de la poutre - traction - groupe |

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

| Ft5,Rd,comp - Formule | Ft5,Rd,comp | Composant |
|---|--------------------|---------------------------------------|
| $F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$ | 132,00 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(5)} = 271,30$ | 271,30 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(5)} = 272,97$ | 272,97 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(5)} = 271,30$ | 271,30 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(5)} = 340,99$ | 340,99 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 586,30$ | 586,30 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 1214,23 - 611,02$ | 603,21 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1525,91 - 611,02$ | 914,89 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 824,82 - 611,02$ | 213,80 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 542,59 - 101,64$ | 440,96 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 449,20 - 101,64$ | 347,56 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 813,89 - 253,00$ | 560,89 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 635,79 - 253,00$ | 382,79 | Ame du poteau - traction - groupe |

| F_{t5,Rd,comp} - Formule | F_{t5,Rd,comp} | Composant |
|--|-------------------------------|--------------------------------------|
| $F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 339,72$ | 745,46 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 818,54 - 339,72$ | 478,81 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1356,48 - 611,02$ | 745,46 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 913,35 - 611,02$ | 302,33 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 420,26 - 101,64$ | 318,63 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 264,00 - 101,64$ | 162,36 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 625,45 - 253,00$ | 372,45 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 385,00 - 253,00$ | 132,00 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 835,58 - 339,72$ | 495,85 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 517,00 - 339,72$ | 177,28 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1101,69 - 611,02$ | 490,67 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 773,38 - 611,02$ | 162,36 | Ame de la poutre - traction - groupe |

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 103,76 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 40,46 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

| F_{t6,Rd,comp} - Formule | F_{t6,Rd,comp} | Composant |
|--|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$ | 173,34 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(6)} = 271,30$ | 271,30 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(6)} = 272,97$ | 272,97 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(6)} = 271,30$ | 271,30 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(6)} = 340,99$ | 340,99 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 586,30$ | 586,30 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1214,23 - 651,48$ | 562,75 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1525,91 - 651,48$ | 874,44 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 824,82 - 651,48$ | 173,34 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 542,59 - 40,46$ | 502,14 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 449,20 - 40,46$ | 408,74 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 813,89 - 142,09$ | 671,80 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 651,89 - 142,09$ | 509,80 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 293,46$ | 791,73 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 818,54 - 293,46$ | 525,08 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1356,48 - 380,18$ | 976,30 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 977,70 - 380,18$ | 597,52 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1627,78 - 651,48$ | 976,30 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1058,97 - 651,48$ | 407,50 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 420,26 - 40,46$ | 379,81 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 264,00 - 40,46$ | 223,54 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 630,40 - 142,09$ | 488,30 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 396,00 - 142,09$ | 253,91 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 835,58 - 293,46$ | 542,12 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 517,00 - 293,46$ | 223,54 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1045,71 - 380,18$ | 665,53 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 649,00 - 380,18$ | 268,82 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1311,83 - 651,48$ | 660,35 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 905,38 - 651,48$ | 253,91 | Ame de la poutre - traction - groupe |

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 61,88 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$$

$$F_{t6,Rd} = 24,13 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

| F _{t7,Rd,comp} - Formule | F _{t7,Rd,comp} | Composant |
|--|-------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t7,Rd} = \text{Min}(F_{t7,Rd,comp})$ | 149,21 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(7)} = 271,30$ | 271,30 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(7)} = 272,97$ | 272,97 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(7)} = 271,30$ | 271,30 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(7)} = 340,99$ | 340,99 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 586,30$ | 586,30 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^6 F_{ti,Rd} = 1214,23 - 675,60$ | 538,62 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd} = 1525,91 - 675,60$ | 850,31 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd} = 824,82 - 675,60$ | 149,21 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 542,59 - 24,13$ | 518,46 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 339,71 - 24,13$ | 315,59 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum_5^6 F_{tj,Rd} = 813,89 - 64,58$ | 749,30 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum_5^6 F_{tj,Rd} = 551,87 - 64,58$ | 487,29 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_4^6 F_{tj,Rd} = 1085,18 - 166,22$ | 918,96 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_4^6 F_{tj,Rd} = 744,15 - 166,22$ | 577,93 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_3^6 F_{tj,Rd} = 1356,48 - 317,58$ | 1038,90 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_3^6 F_{tj,Rd} = 900,16 - 317,58$ | 582,57 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_2^6 F_{tj,Rd} = 1627,78 - 404,31$ | 1223,47 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_2^6 F_{tj,Rd} = 1047,71 - 404,31$ | 643,41 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^6 F_{tj,Rd} = 1899,07 - 675,60$ | 1223,47 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^6 F_{tj,Rd} = 1122,61 - 675,60$ | 447,01 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 467,30 - 24,13$ | 443,17 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 368,49 - 24,13$ | 344,37 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_5^6 F_{tj,Rd} = 677,43 - 64,58$ | 612,85 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_5^6 F_{tj,Rd} = 500,49 - 64,58$ | 435,91 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_4^6 F_{tj,Rd} = 887,56 - 166,22$ | 721,34 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_4^6 F_{tj,Rd} = 632,49 - 166,22$ | 466,28 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_3^6 F_{tj,Rd} = 1092,74 - 317,58$ | 775,16 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_3^6 F_{tj,Rd} = 753,49 - 317,58$ | 435,91 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_2^6 F_{tj,Rd} = 1302,87 - 404,31$ | 898,57 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_2^6 F_{tj,Rd} = 885,49 - 404,31$ | 481,19 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^6 F_{tj,Rd} = 1568,99 - 675,60$ | 893,39 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^6 F_{tj,Rd} = 1141,88 - 675,60$ | 466,28 | Ame de la poutre - traction - groupe |

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h_7/h_1$$

$$F_{t7,Rd} = 20,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t7,Rd} = F_{t2,Rd} h_7/h_2$$

$$F_{t7,Rd} = 7,80 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

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 | 389 | 271,30 | 271,30 | 272,97 | 271,30 | 341,24 | 271,30 | 586,30 |
| 2 | 319 | 86,72 | 271,30 | 272,97 | 271,30 | 340,99 | 271,30 | 586,30 |
| 3 | 269 | 151,36 | 271,30 | 272,97 | 271,30 | 340,99 | 271,30 | 586,30 |
| 4 | 209 | 101,64 | 271,30 | 272,97 | 271,30 | 340,99 | 271,30 | 586,30 |
| 5 | 149 | 40,46 | 271,30 | 272,97 | 271,30 | 340,99 | 271,30 | 586,30 |
| 6 | 89 | 24,13 | 271,30 | 272,97 | 271,30 | 340,99 | 271,30 | 586,30 |
| 7 | 29 | 7,80 | 271,30 | 272,97 | 271,30 | 340,99 | 271,30 | 586,30 |
| 8 | -36 | - | 271,30 | 272,97 | 261,76 | - | 271,30 | 586,30 |

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 203,32 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,68 < 1,00$ vérifié (0,68)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $\beta_{Lf} = 0,94$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]
 $F_{v,Rd} = 85,20$ [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]
 $F_{t,Rd,max} = 135,65$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,int} = 175,20$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,ext} = 187,20$ [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 | 271,30 | 0,00 | 271,30 | 183,31 | 183,31 | 88,16 |
| 2 | 271,30 | 0,00 | 86,72 | 58,60 | 58,60 | 144,12 |
| 3 | 271,30 | 0,00 | 151,36 | 102,27 | 102,27 | 124,52 |
| 4 | 271,30 | 0,00 | 101,64 | 68,67 | 68,67 | 139,60 |
| 5 | 271,30 | 0,00 | 40,46 | 27,34 | 27,34 | 158,14 |
| 6 | 271,30 | 0,00 | 24,13 | 16,30 | 16,30 | 163,09 |
| 7 | 271,30 | 0,00 | 7,80 | 5,27 | 5,27 | 168,04 |
| 8 | 271,30 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 170,41 |

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

$V_{j,Rd} = 1156,09$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,10 < 1,00$ vérifié (0,10)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 164,79$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
 $A_{wy} = 87,60$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
 $A_{wz} = 77,19$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
 $I_{wy} = 45513,89$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -54,98$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]
 $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -47,36$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
 $\tau_{\parallel} = -14,77$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
 $\beta_w = 0,85$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]
 $\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $109,95 < 381,18$ vérifié (0,29)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $98,11 < 381,18$ vérifié (0,26)
 $\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ $54,98 < 291,60$ vérifié (0,19)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]
 $h_{head} = 12$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $h_{nut} = 16$ [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $L_b = 68$ [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $k_{10} = 4$ [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 | 13,16 | 350,41 |

| Nr | h _j | k ₃ | k ₄ | k ₅ | k _{eff,j} | k _{eff,j} h _j | k _{eff,j} h _j ² |
|----|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------|-----------------------------------|--|
| 1 | 389 | 1 | 370 | 56 | 1 | 2,66 | 103,22 |
| 2 | 319 | 1 | 641 | 29 | 1 | 3,24 | 103,19 |
| 3 | 269 | 1 | 587 | 26 | 1 | 2,56 | 68,81 |
| 4 | 209 | 1 | 641 | 29 | 1 | 2,12 | 44,24 |
| 5 | 149 | 1 | 641 | 29 | 1 | 1,51 | 22,46 |
| 6 | 89 | 1 | 641 | 29 | 1 | 0,90 | 7,99 |
| 7 | 29 | 1 | 317 | 51 | 1 | 0,17 | 0,49 |

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 266 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 5 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 79,66 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 266 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 11 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 51288,13 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,04 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 49461,25 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 54652,42 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 3415,78 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION

REMARQUES

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 13 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,68

ANNEXE 5



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

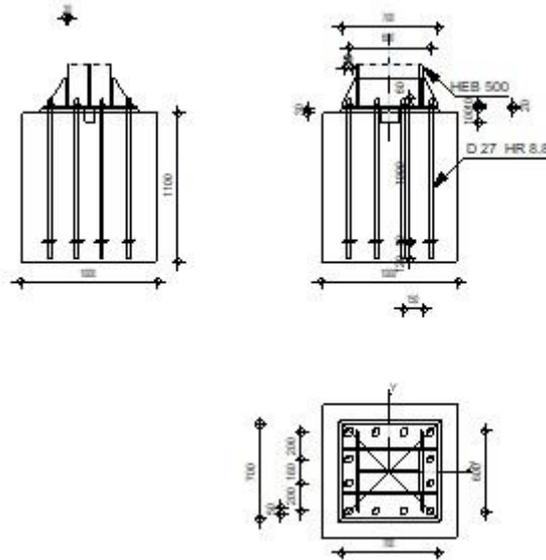
Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio
0,96



GENERAL

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEB 500

| | | | |
|------------|-----------|--------------------|---|
| $L_c =$ | 5,00 | [m] | Longueur du poteau |
| $\alpha =$ | 0,0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_c =$ | 500 | [mm] | Hauteur de la section du poteau |
| $b_{fc} =$ | 300 | [mm] | Largeur de la section du poteau |
| $t_{wc} =$ | 15 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section du poteau |
| $t_{fc} =$ | 28 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section du poteau |
| $r_c =$ | 27 | [mm] | Rayon de congé de la section du poteau |
| $A_c =$ | 238,64 | [cm ²] | Aire de la section du poteau |
| $I_{yc} =$ | 107176,00 | [cm ⁴] | Moment d'inertie de la section du poteau |

Matériau: ACIER E28

| | | | |
|------------|--------|-------|-------------------------------|
| $f_{yc} =$ | 275,00 | [MPa] | Résistance |
| $f_{uc} =$ | 405,00 | [MPa] | Résistance ultime du matériau |

PLATINE DE PRESCELLEMENT

| | | | |
|------------|-----|------|-----------|
| $l_{pd} =$ | 700 | [mm] | Longueur |
| $b_{pd} =$ | 700 | [mm] | Largeur |
| $t_{pd} =$ | 20 | [mm] | Epaisseur |

Matériau: ACIER E28
 $f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 640,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 900,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 27$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 4,59$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 5,73$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 200;200$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 180;200$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
 $L_2 = 1000$ [mm]
 $L_3 = 120$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur
 $b_p = 100$ [mm] Largeur
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 50$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 50$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 140

$l_w = 100$ [mm] Longueur

Matériau: ACIER E28

$f_{yw} = 275,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_s = 700$ [mm] Longueur
 $w_s = 600$ [mm] Largeur
 $h_s = 200$ [mm] Hauteur
 $t_s = 20$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 10$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 10$ [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

$L = 1000$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1000$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 1100$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON30

$f_{ck} = 30,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUURES

$a_p = 15$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$ [mm] Bêche

$a_s = 15$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -2684,77$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -1005,49$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -518,62$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -140,87$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -178,85$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 20,00$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 19,05$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{MO}))}$

$c = 44$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 116$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 388$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 448,82$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 3472,49$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

$F_{rd,u} = 2496,81$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$

$f_{jd} = 37,09$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 2924,42$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 891,11$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 1034,40$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n} = 10845,83$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 3304,86$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 3836,28$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 12210,57$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 3357,91$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 496$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y} = 6770,39$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = 8007,65$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{Vc,Rd,z} = 1822,22$ [kN*m] Résistance réduite (cisaillement) de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.8.(5)]

| | | |
|---|---|------------------------|
| $W_{pl,z} = 8007,65$ [cm ³] | Facteur plastique de la section | EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] |
| $h_{f,z} = 384$ [mm] | Distance entre les centres de gravité des ailes | [6.2.6.7.(1)] |
| $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$ | | |
| $F_{c,fc,Rd,z} = 4740,55$ [kN] | Résistance de l'aile et de l'âme comprimées | [6.2.6.7.(1)] |

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

| | | |
|--|---|---------------|
| $N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$ | | |
| $N_{j,Rd} = 10845,83$ [kN] | Résistance de la semelle à l'effort axial | [6.2.8.2.(1)] |
| $F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$ | | |
| $F_{C,Rd,y} = 3304,86$ [kN] | Résistance de la semelle dans la zone comprimée | [6.2.8.3] |
| $F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$ | | |
| $F_{C,Rd,z} = 3836,28$ [kN] | Résistance de la semelle dans la zone comprimée | [6.2.8.3] |

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

| | | | |
|--|---|---------|---------------|
| $N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) | $0,25 < 1,00$ | vérifié | (0,25) |
| $e_y = 52$ [mm] | Excentricité de l'effort axial | | [6.2.8.3] |
| $z_{c,y} = 248$ [mm] | Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ | | [6.2.8.1.(2)] |
| $z_{t,y} = 300$ [mm] | Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ | | [6.2.8.1.(3)] |
| $M_{j,Rd,y} = 286,25$ [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) |
| $e_z = 67$ [mm] | Excentricité de l'effort axial | | [6.2.8.3] |
| $z_{c,z} = 192$ [mm] | Bras de levier $F_{C,Rd,z}$ | | [6.2.8.1.(2)] |
| $z_{t,z} = 290$ [mm] | Bras de levier $F_{T,Rd,z}$ | | [6.2.8.1.(3)] |
| $M_{j,Rd,z} = 379,56$ [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) | $0,47 < 1,00$ | vérifié | (0,47) |
| $M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ | $0,96 < 1,00$ | vérifié | (0,96) |

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

| | | |
|---|--|---------------|
| $\alpha_{d,y} = 0,69$ | Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement | [Tableau 3.4] |
| $\alpha_{b,y} = 0,69$ | 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] |
| $F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$ | | |
| $F_{1,vb,Rd,y} = 301,66$ [kN] | Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise | [6.2.2.(7)] |

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

| | | |
|---|--|---------------|
| $\alpha_{d,z} = 0,57$ | Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement | [Tableau 3.4] |
| $\alpha_{b,z} = 0,57$ | 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] |
| $F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$ | | |
| $F_{1,vb,Rd,z} = 251,38$ [kN] | Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise | [6.2.2.(7)] |

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

| | | |
|--|--|---------------|
| $\alpha_b = 0,25$ | Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ | [6.2.2.(7)] |
| $A_{sb} = 4,59$ [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon | [6.2.2.(7)] |
| $f_{ub} = 900,00$ [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)] |
| $F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{sb} / \gamma_{M2}$ | | |
| $F_{2,vb,Rd} = 81,96$ [kN] | Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier | [6.2.2.(7)] |
| $\alpha_M = 2,00$ | Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation | CEB [9.3.2.2] |
| $M_{Rk,s} = 1,86$ [kN*m] | Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion | CEB [9.3.2.2] |
| $l_{sm} = 54$ [mm] | Longueur du bras de levier | CEB [9.3.2.2] |
| $\gamma_{Ms} = 1,20$ | Coefficient de sécurité partiel | CEB [3.2.3.2] |
| $F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$ | | |
| $F_{v,Rd,sm} = 57,79$ [kN] | Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier | CEB [9.3.1] |

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

| | | |
|--|---|---------------|
| $N_{Rk,c} = 78,57$ [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] |
| $F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$ | | |
| $F_{v,Rd,cp} = 72,75$ [kN] | Résistance du béton à l'effet de levier | CEB [9.3.1] |

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

| | | |
|---|--|-----------------|
| $V_{Rk,c,y}^0 = 359,6$ [kN] | Résistance caractéristique du boulon d'ancrage | CEB [9.3.4.(a)] |
| $\psi_{A,V,y} = 0,63$ | 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)] |
| $\psi_{s,V,y} = 0,89$ | Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement | CEB [9.3.4.(d)] |
| $\psi_{ec,V,y} = 1,00$ | Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage | CEB [9.3.4.(e)] |
| $\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$ | Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant | CEB [9.3.4.(f)] |
| $\psi_{ucr,V,y} = 1,00$ | Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation | CEB [9.3.4.(g)] |
| $\gamma_{Mc} = 2,16$ | Coefficient de sécurité partiel | CEB [3.2.3.1] |
| $F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$ | | |
| $F_{v,Rd,c,y} = 94,15$ [kN] | Résistance du béton pour l'écrasement du bord | CEB [9.3.1] |

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

| | | |
|---|--|-----------------|
| $V_{Rk,c,z}^0 = 334,3$ [kN] | Résistance caractéristique du boulon d'ancrage | CEB [9.3.4.(a)] |
| $\psi_{A,V,z} = 0,70$ | 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)] |
| $\psi_{s,V,z} = 0,91$ | 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] |
| $F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$ | | |
| $F_{v,Rd,c,z} = 98,59$ [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)] |
| $N_{c,Ed} = 2684,77$ [kN] | Effort de compression | [6.2.2.(6)] |
| $F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$ | | |
| $F_{f,Rd} = 805,43$ [kN] | Résistance au glissement | [6.2.2.(6)] |

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

| | | |
|--|---|--|
| $F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$ | | |
| $F_{v,Rd,wg,y} = 392,00$ [kN] | Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton | |
| $F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$ | | |
| $F_{v,Rd,wg,z} = 204,40$ [kN] | Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton | |

CONTROLE DU CISAILLEMENT

| | | |
|--|--|-----------------------|
| $V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$ | | |
| $V_{j,Rd,y} = 1890,92$ [kN] | Résistance de l'assemblage au cisaillement | CEB [9.3.1] |
| $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ | $0,53 < 1,00$ | vérifié (0,53) |
| $V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$ | | |
| $V_{j,Rd,z} = 1703,32$ [kN] | Résistance de l'assemblage au cisaillement | CEB [9.3.1] |
| $V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ | $0,30 < 1,00$ | vérifié (0,30) |
| $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ | $0,84 < 1,00$ | vérifié (0,84) |

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

| | | |
|---|--|-------------------------|
| $M_1 = 14,30$ [kN*m] | Moment fléchissant du raidisseur | |
| $Q_1 = 286,04$ [kN] | Effort tranchant du raidisseur | |
| $Z_s = 50$ [mm] | Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque) | |
| $I_s = 4436,67$ [cm ⁴] | Moment d'inertie du raidisseur | |
| $\sigma_d = 9,67$ [MPa] | Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\sigma_g = 54,80$ [MPa] | Contrainte normale dans les fibres supérieures | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\tau = 71,51$ [MPa] | Contrainte tangentielle dans le raidisseur | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\sigma_z = 124,24$ [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) $0,45 < 1,00$ | | vérifié (0,45) |

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

| | | |
|---|--|-------------------------|
| $M_1 = 43,24$ [kN*m] | Moment fléchissant du raidisseur | |
| $Q_1 = 497,35$ [kN] | Effort tranchant du raidisseur | |
| $Z_s = 50$ [mm] | Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque) | |
| $I_s = 4436,67$ [cm ⁴] | Moment d'inertie du raidisseur | |
| $\sigma_d = 29,24$ [MPa] | Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\sigma_g = 165,68$ [MPa] | Contrainte normale dans les fibres supérieures | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\tau = 124,34$ [MPa] | Contrainte tangentielle dans le raidisseur | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\sigma_z = 217,33$ [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) $0,79 < 1,00$ | | vérifié (0,79) |

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

| | | |
|--|--|----------------|
| $\sigma_{\perp} = 39,55$ [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} = 39,55$ [MPa] | Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{yII} = -28,27$ [MPa] | Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{zII} = -9,37$ [MPa] | Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ | [4.5.3.(7)] |
| $\beta_w = 0,85$ | Coefficient dépendant de la résistance | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,14 < 1,00$ | | vérifié (0,14) |
| $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,24 < 1,00$ | | vérifié (0,24) |
| $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,12 < 1,00$ | | vérifié (0,12) |

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)] |
| $\tau_{II} = 166,86$ [MPa] | Contrainte tangentielle parallèle | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_z = 0,00$ [MPa] | Contrainte totale équivalente | [4.5.3.(7)] |
| $\beta_w = 0,85$ | Coefficient dépendant de la résistance | [4.5.3.(7)] |
| $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,76 < 1,00$ | | vérifié (0,76) |

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

| | | |
|---|---|----------------|
| $\sigma_{\perp} = 152,87$ [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} = 152,87$ [MPa] | Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{II} = 82,89$ [MPa] | Contrainte tangentielle parallèle | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_z = 337,77$ [MPa] | Contrainte totale équivalente | [4.5.3.(7)] |
| $\beta_w = 0,85$ | Coefficient dépendant de la résistance | [4.5.3.(7)] |
| $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,89 < 1,00$ | | vérifié (0,89) |

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

| | | |
|--------------------------------|---|-------------|
| $\sigma_{\perp} = 67,42$ [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} = 67,42$ [MPa] | Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)] |

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

| | | | | |
|--|--------|-------|--|-----------------------------------|
| $\sigma_{\perp} =$ | 67,42 | [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\parallel} =$ | 31,90 | [MPa] | Contrainte tangentielle parallèle | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_z =$ | 145,72 | [MPa] | Contrainte totale équivalente | [4.5.3.(7)] |
| $\beta_w =$ | 0,85 | | Coefficient dépendant de la résistance | [4.5.3.(7)] |
| $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) | | | | 0,38 < 1,00 vérifié (0,38) |

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

| | | | | |
|--|--------|-------|---|-----------------------------------|
| $\sigma_{\perp} =$ | 90,17 | [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} =$ | 90,17 | [MPa] | Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\parallel} =$ | 95,25 | [MPa] | Contrainte tangentielle parallèle | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_z =$ | 244,43 | [MPa] | Contrainte totale équivalente | [4.5.3.(7)] |
| $\beta_w =$ | 0,85 | | Coefficient dépendant de la résistance | [4.5.3.(7)] |
| $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) | | | | 0,64 < 1,00 vérifié (0,64) |

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

| | | | | |
|---|------------|--------|---|----------------|
| $b_{eff} =$ | 116 | [mm] | Largeur efficace de la semelle de tronçon T | [6.2.5.(3)] |
| $l_{eff} =$ | 388 | [mm] | Longueur efficace de la semelle de tronçon en T | [6.2.5.(3)] |
| $k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$ | | | | |
| $k_{13,y} =$ | 27 | [mm] | Coef. de rigidité du béton comprimé | [Tableau 6.11] |
| $l_{eff} =$ | 270 | [mm] | Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 | [6.2.6.5] |
| $m =$ | 43 | [mm] | Pince boulon-bord de renforcement | [6.2.6.5] |
| $k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$ | | | | |
| $k_{15,y} =$ | 12 | [mm] | Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction | [Tableau 6.11] |
| $L_b =$ | 290 | [mm] | Longueur efficace du boulon d'ancrage | [Tableau 6.11] |
| $k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$ | | | | |
| $k_{16,y} =$ | 3 | [mm] | Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction | [Tableau 6.11] |
| $\lambda_{0,y} =$ | 0,27 | | Elancement du poteau | [5.2.2.5.(2)] |
| $S_{j,ini,y} =$ | 694838,40 | [kN*m] | Rigidité en rotation initiale | [Tableau 6.12] |
| $S_{j,rig,y} =$ | 1350417,60 | [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 $M_{j,Ed,z}$

| | | | | |
|---|-----------|--------|---|----------------|
| $k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$ | | | | |
| $k_{13,z} =$ | 41 | [mm] | Coef. de rigidité du béton comprimé | [Tableau 6.11] |
| $l_{eff} =$ | 405 | [mm] | Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 | [6.2.6.5] |
| $m =$ | 76 | [mm] | Pince boulon-bord de renforcement | [6.2.6.5] |
| $k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$ | | | | |
| $k_{15,z} =$ | 6 | [mm] | Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction | [Tableau 6.11] |
| $L_b =$ | 290 | [mm] | Longueur efficace du boulon d'ancrage | [Tableau 6.11] |
| $k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$ | | | | |
| $k_{16,z} =$ | 3 | [mm] | Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction | [Tableau 6.11] |
| $\lambda_{0,z} =$ | 0,79 | | Elancement du poteau | [5.2.2.5.(2)] |
| $S_{j,ini,z} =$ | 633618,18 | [kN*m] | Rigidité en rotation initiale | [6.3.1.(4)] |
| $S_{j,rig,z} =$ | 159061,14 | [kN*m] | Rigidité de l'assemblage rigide | [5.2.2.5] |
| $S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE | | | | [5.2.2.5.(2)] |

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,96

Soudures

| Type | Matériau | Épaisseur [mm] | Longueur [mm] | Longueur [mm] |
|------------------------|----------|----------------|---------------|---------------|
| Soudure d'angle double | S 275 | 10,0 | 14,1 | 2501,8 |

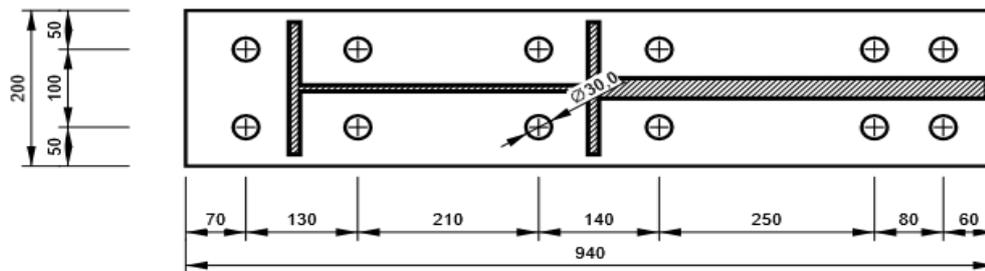
Boulons

| Nom | Longueur de serrage [mm] | Compter |
|---------|--------------------------|---------|
| M27 8.8 | 42 | 12 |
| M27 8.8 | 76 | 6 |

Dessin

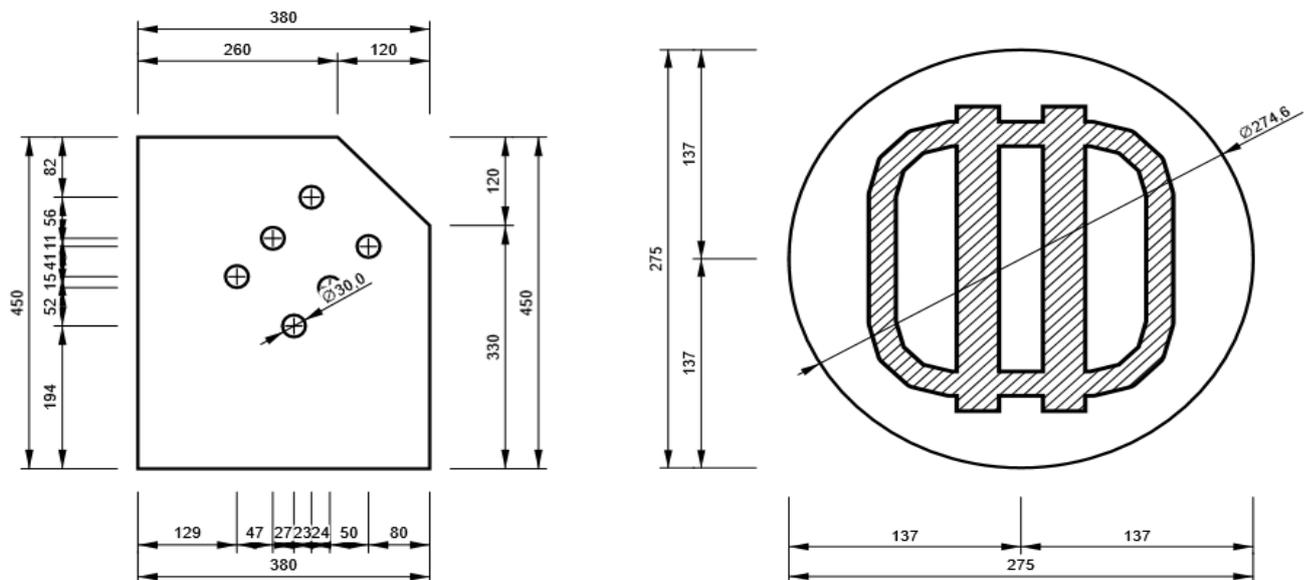
EP1

P16,0x940-200 (S 275)



CPL1 - CPL1a

P26,0x450-380 (S 275)

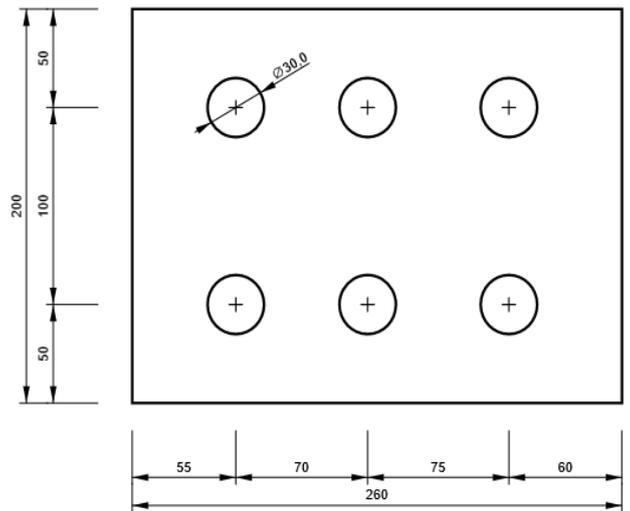
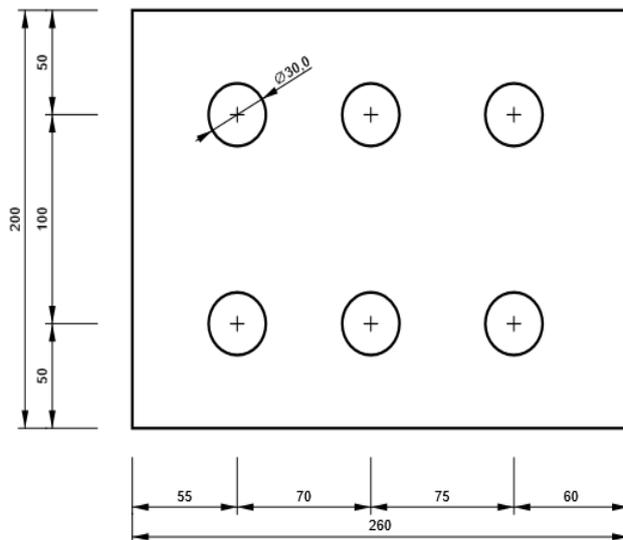


CPL1 - CPL1b

P25,0x275-275 (S 275)

CPL1 - CPL1c

P25,0x200-260 (S 275)



CPL1 - CPL1d

P25,0x200-260 (S 275)

C, CON1(HEB450) - Semelle inférieure 1:

ANNEXE 7

Données du projet

Nom de projet Contreventement poutre
Numéro du projet
Auteur
Description
Date 05/06/2023
Norme EN

Matériau

Acier S 275

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 |
|------|-------------------------------------|-------------------------|----------------------|-------------------------|------------------|------------------|------------------|--------------|
| CH | 1 - CON1(IPE360) | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | Noeud |
| D1 | 2 - TUBO180x180x20(SHS180/180/16.0) | 0,0 | 50,8 | 0,0 | 80 | 0 | 100 | Noeud |
| D2 | 2 - TUBO180x180x20(SHS180/180/16.0) | 180,0 | 50,8 | 0,0 | 80 | 0 | 100 | Noeud |



Sections transversales

| Nom | Matériau |
|-------------------------------------|----------|
| 1 - CON1(IPE360) | S 275 |
| 2 - TUBO180x180x20(SHS180/180/16.0) | S 275 |

Boulons

| Nom | Groupe de boulons | Diamètre [mm] | fu [MPa] | Superficie brute [mm ²] |
|---------|-------------------|---------------|----------|-------------------------------------|
| M27 8.8 | M27 8.8 | 27 | 800,0 | 573 |

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

| Nom | Élément | N [kN] | Vy [kN] | Vz [kN] | Mx [kNm] | My [kNm] | Mz [kNm] |
|-----|---------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|
| LE1 | D1 | -1860,3 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | D2 | 1890,7 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |

Vérification

Sommaire

| Nom | Valeur | Résultat |
|-----------|-------------|----------|
| Analyse | 100,0% | OK |
| Platines | 1,8 < 5% | OK |
| Boulons | 99,9 < 100% | OK |
| Soudures | 98,0 < 100% | OK |
| Voilement | Pas calculé | |

Platines

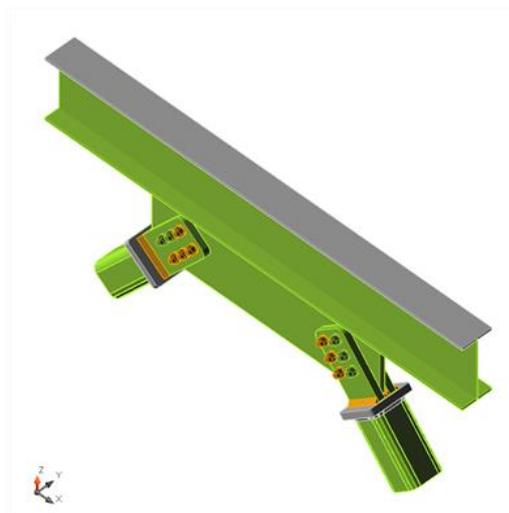
| Nom | Épaisseur [mm] | Charges | σ_{Ed} [MPa] | ϵ_{Pl} [%] | Résultat |
|----------|----------------|---------|---------------------|---------------------|----------|
| CH-bfl 1 | 12,7 | LE1 | 276,1 | 0,5 | OK |
| CH-tfl 1 | 12,7 | LE1 | 236,7 | 0,0 | OK |
| CH-w 1 | 8,0 | LE1 | 278,8 | 1,8 | OK |
| D1 | 16,0 | LE1 | 275,8 | 0,4 | OK |
| D2 | 16,0 | LE1 | 276,0 | 0,5 | OK |
| SP1 | 28,0 | LE1 | 276,3 | 0,6 | OK |
| CPL1a | 35,0 | LE1 | 186,8 | 0,0 | OK |
| CPL1b | 35,0 | LE1 | 275,1 | 0,1 | OK |
| CPL1c | 35,0 | LE1 | 275,1 | 0,1 | OK |
| CPL2a | 35,0 | LE1 | 211,3 | 0,0 | OK |
| CPL2b | 35,0 | LE1 | 275,1 | 0,1 | OK |
| CPL2c | 35,0 | LE1 | 275,1 | 0,1 | OK |

Données de conception

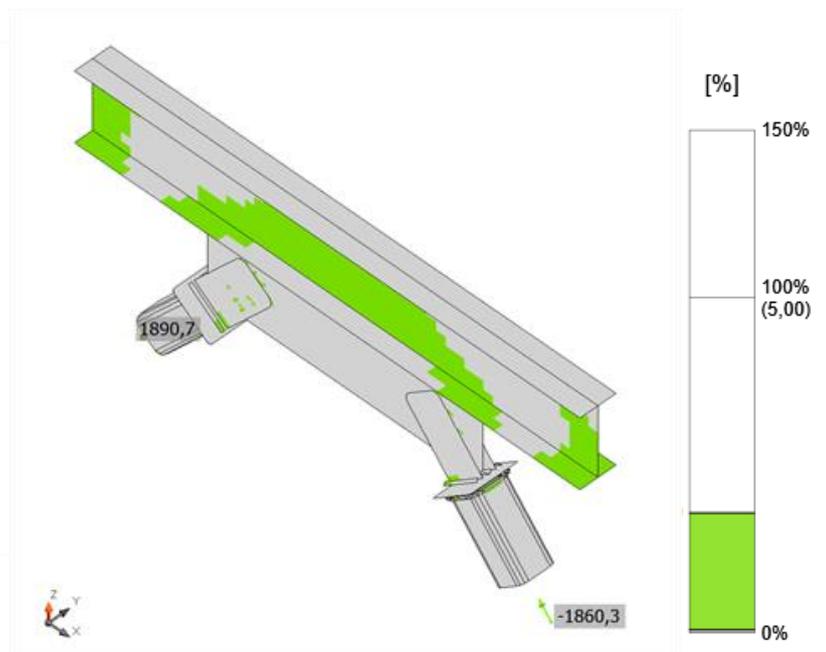
| Matériau | f_y [MPa] | ϵ_{lim} [%] |
|----------|-------------|----------------------|
| S 275 | 275,0 | 5,0 |

Explication des symboles

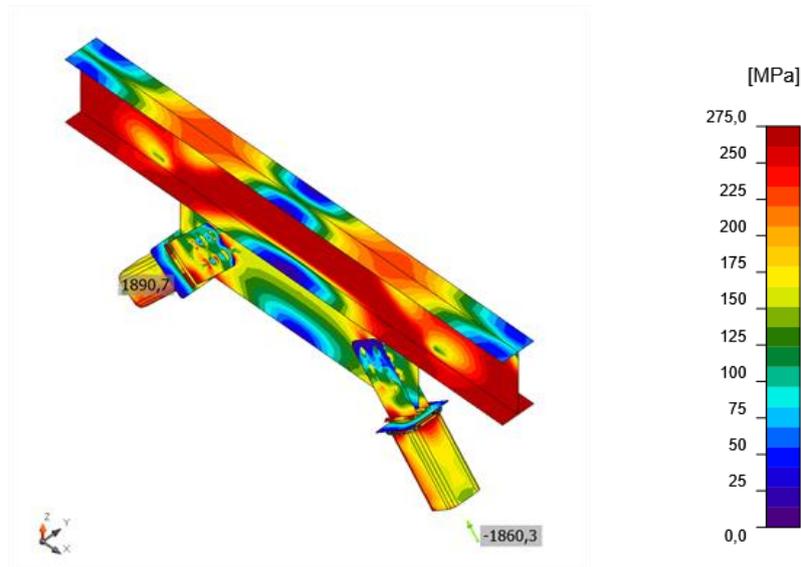
- ϵ_{Pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite



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] | $U_{t,s}$ [%] | $U_{t,ts}$ [%] | Résultat |
|--|-----|---------|--------------------|-----------|------------------|--------------------|------------------|-------------------|----------|
| | B1 | LE1 | 0,3 | 168,2 | 0,1 | 650,2 | 95,4 | 95,5 | OK |
| | B2 | LE1 | 6,4 | 168,2 | 2,4 | 379,3 | 95,5 | 97,2 | OK |
| | B3 | LE1 | 12,0 | 169,0 | 4,5 | 379,3 | 95,9 | 99,1 | OK |
| | B4 | LE1 | 0,0 | 142,0 | 0,0 | 650,2 | 80,6 | 80,6 | OK |
| | B5 | LE1 | 6,6 | 141,1 | 2,5 | 379,3 | 80,1 | 81,9 | OK |
| | B6 | LE1 | 15,5 | 148,3 | 5,9 | 379,3 | 84,1 | 88,3 | OK |
| | B7 | LE1 | 46,1 | 148,6 | 17,5 | 379,3 | 84,3 | 96,8 | OK |
| | B8 | LE1 | 3,7 | 147,4 | 1,4 | 379,3 | 83,6 | 84,6 | OK |
| | B9 | LE1 | 0,0 | 153,7 | 0,0 | 650,2 | 87,2 | 87,2 | OK |
| | B10 | LE1 | 35,7 | 155,1 | 13,5 | 379,3 | 88,0 | 97,6 | OK |
| | B11 | LE1 | 4,3 | 171,0 | 1,6 | 379,3 | 97,0 | 98,2 | OK |
| | B12 | LE1 | 0,6 | 175,7 | 0,2 | 650,2 | 99,7 | 99,9 | OK |

Données de conception

| Nom | $F_{t,Rd}$ [kN] | $B_{p,Rd}$ [kN] | $F_{v,Rd}$ [kN] |
|-------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| M27 8.8 - 1 | 264,4 | 975,9 | 176,3 |

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 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
 $U_{t_{ts}}$ Utilisation en tension et cisaillement EN 1993-1-8 table 3.4

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 | ▲18,0 ▾ | 1300 | LE1 | 329, 4 | 0, 0 | 153, 9 | 67,7 | - 153, 9 | 81, 4 | 31, 5 | OK |
| | | ▲18,0 ▾ | 1300 | LE1 | 329, 4 | 0, 0 | 153, 9 | - 67,7 | 153, 9 | 81, 4 | 31, 5 | OK |
| CPL1a | CPL1 b | ▲15,0 ▾ | 200 | LE1 | 396, 7 | 0, 0 | - 212, 1 | 55,1 | - 185, 5 | 98, 0 | 67, 7 | OK |
| | | ▲15,0 ▾ | 200 | LE1 | 337, 6 | 0, 0 | - 138, 2 | - 52,2 | 170, 0 | 83, 4 | 49, 4 | OK |
| CPL1a | CPL1 c | ▲15,0 ▾ | 200 | LE1 | 337, 4 | 0, 0 | - 138, 2 | 52,3 | - 169, 8 | 83, 4 | 49, 4 | OK |
| | | ▲15,0 ▾ | 200 | LE1 | 396, 7 | 0, 0 | - 212, 0 | - 55,2 | 185, 5 | 98, 0 | 67, 7 | OK |
| CPL2a | CPL2 b | ▲15,0 ▾ | 200 | LE1 | 396, 7 | 0, 0 | 202, 1 | 53,0 | 189, 8 | 98, 0 | 68, 2 | OK |
| | | ▲15,0 ▾ | 200 | LE1 | 337, 9 | 0, 0 | 151, 0 | - 55,5 | - 165, 4 | 83, 5 | 49, 6 | OK |
| CPL2a | CPL2 c | ▲15,0 ▾ | 200 | LE1 | 338, 1 | 0, 0 | 151, 1 | 55,3 | 165, 6 | 83, 5 | 49, 6 | OK |
| | | ▲15,0 ▾ | 200 | LE1 | 396, 7 | 0, 0 | 202, 1 | - 52,9 | - 189, 8 | 98, 0 | 68, 2 | OK |
| | | ▲15,0 ▾ | 599 | LE1 | 238, 5 | 0, 0 | - 114, 7 | - 14,9 | 119, 8 | 58, 9 | 34, 4 | OK |
| CPL1a | D1 | ▲15,0 ▾ | 599 | LE1 | 242, 8 | 0, 0 | - 114, 3 | 25,4 | - 121, 0 | 60, 0 | 40, 6 | OK |
| | | ▲15,0 ▾ | 599 | LE1 | 240, 5 | 0, 0 | 116, 2 | 16,2 | - 120, 5 | 59, 4 | 35, 1 | OK |
| CPL2a | D2 | ▲15,0 ▾ | 599 | LE1 | 245, 4 | 0, 0 | 115, 0 | - 25,6 | 122, 5 | 60, 6 | 41, 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 |
| Ut | Utilisation |
| U _{tc} | Utilisation de capacité de la soudure |

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

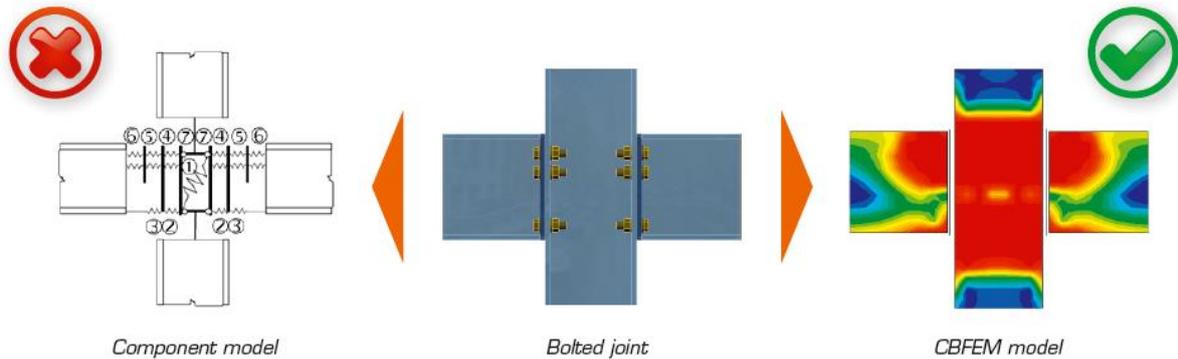
Paramétrage de norme

| 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 | - | ETAG 001-C: 3.2.1 |
| 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 | Oui | | ETAG 001-C |
| Utiliser a_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale. | Oui | | EN 1993-1-8: tab 3.4 |
| Béton fissuré | Oui | | |
| Vérification de déformation locale | Non | | |
| 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 | | |

Theoretical Background

CBFEM versus Component method

The weak point of standard Component method is in analyzing of internal forces and stress in a joint. CBFEM replaces specific analysis of internal forces in joint with general FEA.

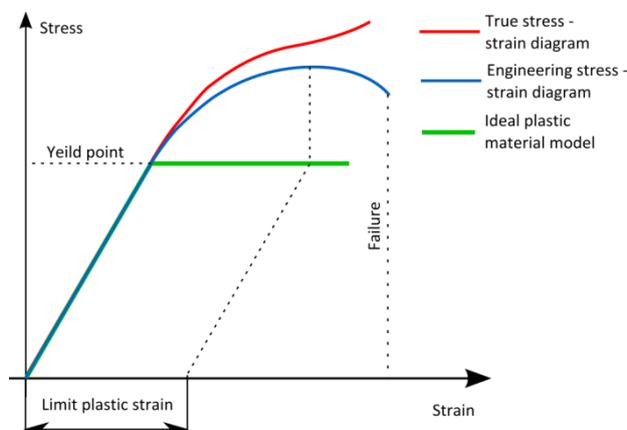


Check methods of specific components like bolts or welds are done according to standard Component method (Eurocode).

For the fasteners – bolts and welds – special FEM components had to be developed to model the welds and bolts behaviour in joint. All parts of 1D members and all additional plates are modelled as plate/walls. These elements are made of steel (metal in general) and the behaviour of this material is significantly nonlinear.

The real stress-strain diagram of steel is replaced by the ideal plastic material for design purposes in building practice. The advantage of ideal plastic material is, that only yield strength and modulus of elasticity must be known to describe the material curve. The granted ductility of construction steel is 15 %. The real usable value of limit plastic strain is 5% for ordinary design (1993-1-5 appendix C paragraph C.8 note 1).

The stress in steel cannot exceed the yield strength when using the ideal elastic-plastic stress-strain diagram.



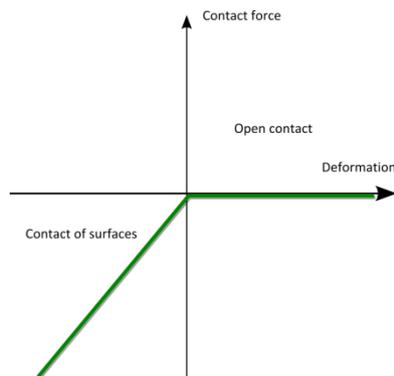
Real tension curve and the ideal elastic-plastic diagram of material

CBFEM method aims to model the real state precisely. Meshes of plates / walls are not merged, no intersections are generated between them, unlike it is used to when modelling structures and buildings. Mesh of finite elements is generated on each individual plate independently on mesh of other plates.

Between the meshes, special massless force interpolation constraints are added. They ensure the connection between the edge of one plate and the surface or edge of the other plate.

This unique calculation model provides very good results – both for the point of view of precision and of the analysis speed. The method is protected by patent.

The steel base plate is placed loosely on the concrete foundation. It is a contact element in the analysis model – the connection resists compression fully, but does not resist tension.



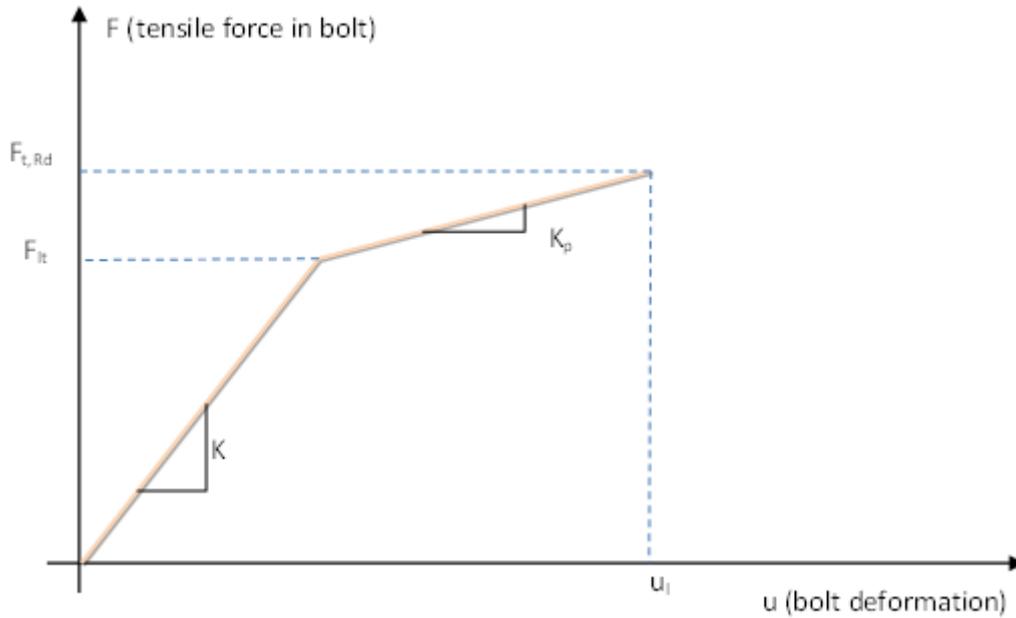
Stress-strain diagram of contact between the concrete block and the base plate

Welds are modelled using a special elastoplastic element, which is added to the interpolation links between the plates. The element respects the weld throat thickness, position and orientation. The plasticity state is controlled by stresses in the weld throat section. The plastic redistribution of stress in welds allows for stress peaks to be redistributed along the longer part of the weld.

Bolted connection consists of two or more clasped plates and one or more bolts. Plates are placed loosely on each other.

A contact element is inserted between plates in the analysis model, which acts only in compression. No forces are carried in tension.

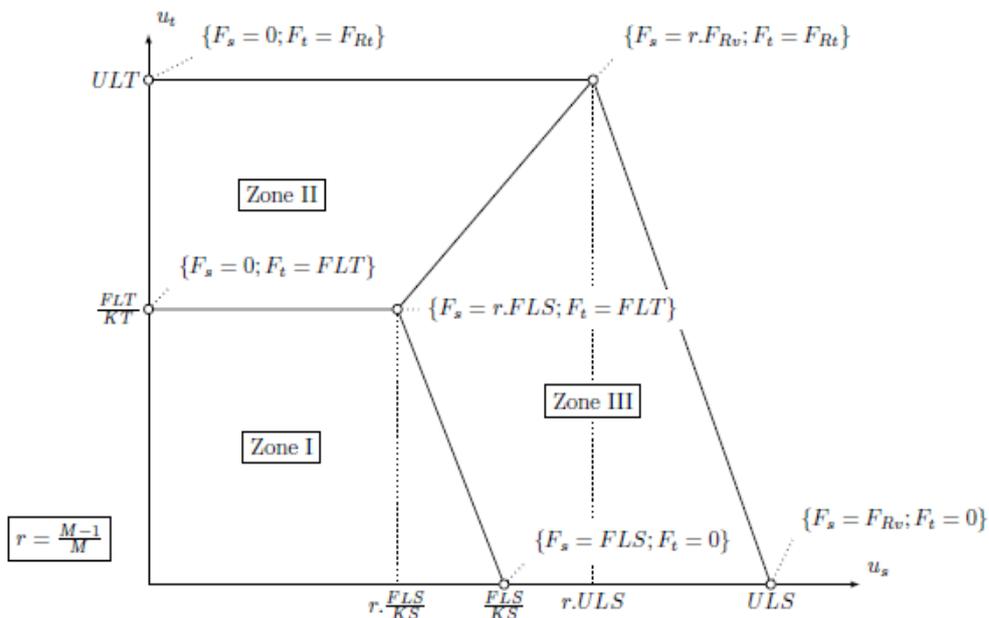
Shear force is taken by bearing. Special model for its transferring in the force direction only is implemented. IDEA StatiCa Connection can check bolts for interaction of shear and tension. The bolt behavior is implemented according to the following picture.



Bolt – tension

Symbols explanation:

- K – linear stiffness of bolt,
- K_p – stiffness of bolt at plastic branch,
- F_{lt} – limit force for linear behaviour of bolt,
- $F_{t,Rd}$ – limit bolt resistance,
- u_l – limit deformation of bolt.



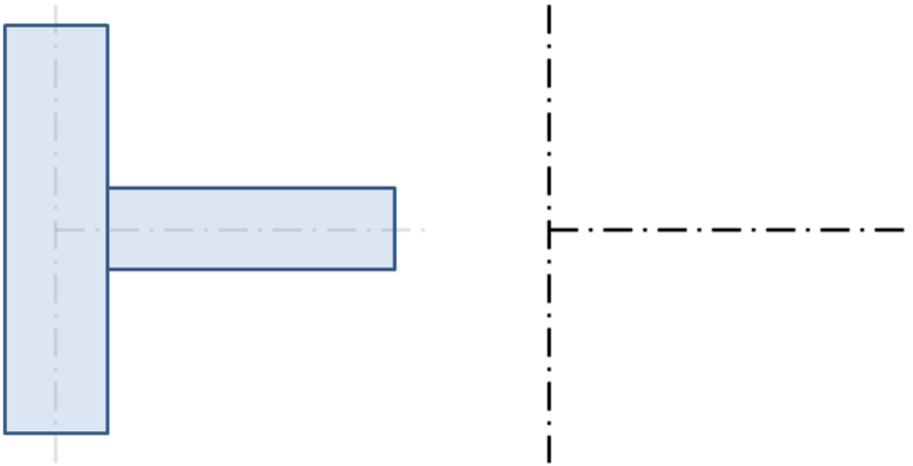
Bolt – interaction of shear and tension

The concrete block in CBFEM is modelled using Winkler-Pasternak subsoil model. The stiffness of subsoil is determined using modulus of elasticity of concrete and effective height of subsoil. The concrete block is not designed by CBFEM method.

Loads

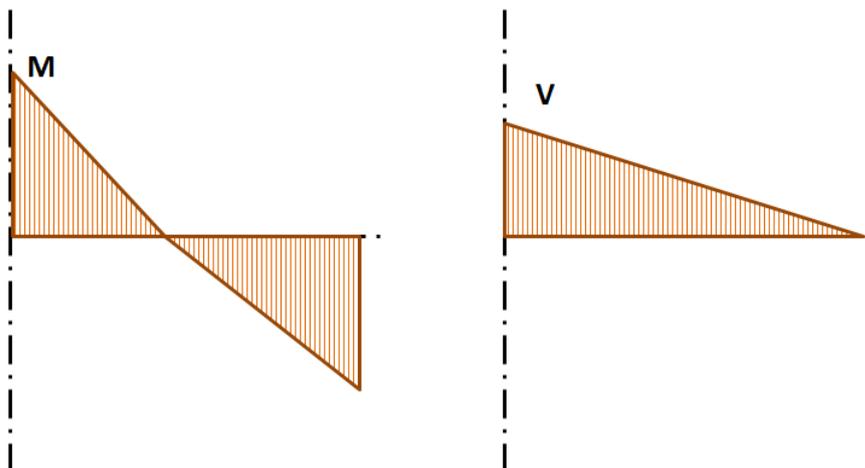
End forces of member of the frame analysis model are transferred to the ends of member segments. Eccentricities of members caused by the joint design are respected during load transfer.

The analysis model created by CBFEM method corresponds to the real joint very precisely, whereas the analysis of internal forces is performed on very idealised 3D FEM 1D model, where individual beams are modelled using centrelines and the joints are modelled using immaterial nodes.



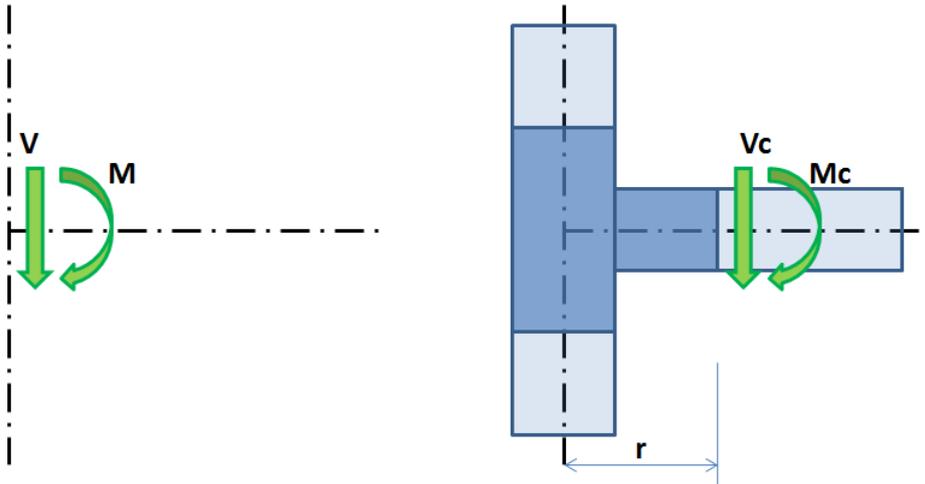
Joint of a vertical column and a horizontal beam

Internal forces are analysed using 1D members in 3D model. There is an example of courses of internal forces in the following picture.



Internal forces in horizontal beam. M and V are the end forces at joint.

The effects caused by member on the joint are important to design the joint (connection). The effects are illustrated in the following picture.



Effects of the member on the joint. CBFEM model is drawn in dark blue color.

Moment M and shear force V act in a theoretical joint. The point of theoretical joint does not exist in CBFEM model, thus the load cannot be applied here. The model must be loaded by actions M and V , which have to be transferred to the end of segment in the distance r .

$$M_c = M - V \cdot r$$

$$V_c = V$$

In CBFEM model, the end section of segment is loaded by moment M_c and force V_c .

Welds

Design resistance

The stress in the throat section of fillet weld is determined according to EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3:

$$\sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5}$$

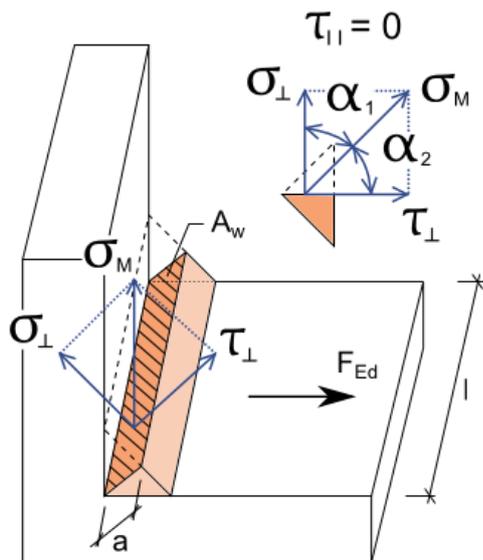
$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$$

$$0.9 \cdot \sigma_{w,Rd} = f_u / \gamma_{M2}$$

Weld utilisation

$$U_t = \min(\sigma_{w,Ed}/\sigma_{w,Rd}; \sigma_{\perp}/0.9 \cdot \sigma_{w,Rd})$$

β_w – correlation factor – Tab. 4.1



Bolts

Design tension resistance of bolt: $F_{t,Rd} = 0.9 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$.

Design shear resistance at punching of bolt head or nut EN 1993-1-8: $B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$.

Design shear resistance per one shear plane: $F_{v,Rd} = \alpha_v f_{ub} A / \gamma_{M2}$.

Design bearing resistance of plate EN 1993-1-8: $F_{b,Rd} = k_1 a_b f_u d t / \gamma_{M2}$.

Utilisation in tension [%]: $U_{tt} = F_{t,Ed} / \min(F_{t,Rd}, B_{p,Rd})$.

Utilisation in shear [%]: $U_{ts} = V / \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd})$.

Interaction of shear and tension [%]: $U_{tts} = (V / F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed} / 1.4 F_{t,Rd})$.

where

- A – gross cross-section of the bolt or tensile stress area of the bolt if threads are intercepted by shear area,
- A_s – tensile stress area of the bolt,
- f_{ub} – ultimate tensile strength,
- d_m – bolt head diameter,
- d – bolt diameter,
- t_p – plate thickness under the bolt head/nut,
- f_u – ultimate steel strength,
- $\alpha_v = 0.6$ for classes (4.6, 5.6, 8.8)
 $\alpha_v = 0.5$ for classes (4.8, 5.8, 6.8, 10.9),
- $k_1 \leq 2.5$ – factor from Table 3.4,
- $a_b \leq 1.0$ – factor from Table 3.4,
- $F_{t,Ed}$ – design tensile force in bolt,
- V – resultant of shear forces in bolt.

Preloaded bolts

The design slip resistance of a preloaded class 8.8 or 10.9 bolt is subjected to an applied tensile force, $F_{t,Ed}$.

Preloading force to be used EN 1993-1-8 – 3.9 (3.7)

$$F_{p,C} = 0.7 f_{ub} A_s$$

Design slip resistance per bolt EN 1993-1-8 3.9 – (3.8)

$$F_{s,Rd} = k_s n \mu (F_{p,C} - 0.8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3}$$

Utilisation in shear [%]:

$$U_{ts} = V / F_{s,Rd} \text{ where}$$

- A_s – tensile stress area of the bolt,
- f_{ub} – ultimate tensile strength,
- k_s – coefficient given in Table 3.6; $k_s = 1$,
- μ – slip factor obtained,
- n – number of the friction surfaces. Check is calculated for each friction surface separately,
- γ_{M3} – safety factor,
- V – shear force,
- $F_{t,Ed}$ – design tensile force in bolt.

Anchors

Concrete cone failure resistance of anchor or group of anchors ETAG-001 Annex C – 5.2.2.4:

$$N_{Rkc} = N_{Rkc}^0 A_{cN} / A_{cN}^0 \Psi_{sN} \Psi_{reN}$$

Initial value of characteristic resistance:

$$N_{Rkc}^0 = 7.2 f_{ck}^{0.5} h_{ef}^{1.5},$$

where

- A_{cN}^0 – area of concrete cone of an individual anchor; circle of diameter $1.5 \cdot h_{ef}$,
- h_{ef} – length of anchor in concrete,
- f_{ck} – characteristic concrete compressive strength,
- A_{cN} – actual area of concrete cone of the anchorage at the concrete surface respecting influence of edges and adjoining anchors,
- $\Psi_{sN} = 1$,
- $\Psi_{reN} = 1$.

Anchors shear resistance in case of transfer of shear forces. Friction is not taken into account. Valid in case, that the anchor failure precedes the concrete failure ETAG-001 5.2.3.2:

$$V_{Rks} = 0.5 f_y A_s.$$

Concrete pry-out failure ETAG-001 5.2.3.3:

$$V_{Rkcp} / \gamma_{Mc} \leq V,$$

$$V_{Rkcp} = k \cdot N_{Rkc},$$

where

- V – shear force,
- $k = 1$ for $h_{ef} < 60$
 $k = 2$ for $h_{ef} \geq 60$.

Concrete edge failure ETAG-001 5.2.3.4:

$$V_{Rkc} / \gamma_{Mc} \leq V,$$

$$V_{Rkc} = V_{Rkc}^0 A_{cV} / A_{cV}^0 \Psi_{sV} \Psi_{reV},$$

$$V_{Rkc}^0 = 1.7 d^\alpha l_f^\beta f_{ck}^{0.5} c_1^{1.5},$$

$$\alpha = 0.1 (l_f / c_1)^{0.5},$$

$$\beta = 0.1 (d / c_1)^{0.2},$$

where

- $l_f = h_{ef}$,
- c_1 – edge distance,
- d – anchor diameter,
- $\Psi_{sV} = 1$,
- $\Psi_{reV} = 1$,
- A_{cV}^0 – area of concrete cone of an individual anchor at the lateral concrete surface not affected by edges ($4.5 c_1^2$),
- A_{cV} – actual area of concrete cone of anchorage at the lateral concrete surface.

Concrete block

Concrete resistance at concentrated compression:

$$F_{jd} = \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c.$$

Average stress under the base plate:

$$\sigma = N / A_{eff}.$$

Utilisation in compression [%]:

$$U_t = \sigma / F_{jd},$$

where

- f_{ck} – characteristic compressive concrete strength,
- $\beta_j = 0.67$ – foundation joint material coefficient,
- k_j – concentration factor,
- γ_c – safety factor,
- A_{eff} – effective area, on which the column force N is distributed.

Shear in concrete block

1. Shear is transferred only by friction:

$$V_{Rd,y} = N \cdot C_f,$$

$$V_{Rd,z} = N \cdot C_f.$$

2. Shear is transferred by shear iron:

$$V_{Rd,y} = A_{vy} \cdot f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0}),$$

$$V_{Rd,z} = A_{vz} \cdot f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0}).$$

Plates of shear lug, welds to the base plate and concrete in bearing are checked.

3. Shear is transferred by anchors:

Anchors loaded in shear are checked according to ETAG 001 – Annex C.

Utilisation in shear [%]:

$$U_t = \min (V_y / V_{Rd,y}, V_z / V_{Rd,z}),$$

where

- A_{vy} – shear area of shear iron cross-section,
- A_{vz} – shear area of shear iron cross-section,
- f_y – yield strength,
- γ_{M0} – safety factor,
- V_y – shear force component in the base plate plane in y-direction,
- V_z – shear force component in the base plate plane in z-direction,
- N – compressive force perpendicular to the base plate,
- C_f – coefficient of friction between steel and concrete.

Infos sur le logiciel

| | |
|---------------|-------------------------|
| Application | IDEA StatiCa Connection |
| Version | 10.1.117.55848 |
| Développé par | Idea StatiCa |

ANNEXE 8

Caractéristiques de la sélection

Caractéristiques de la section simple exprimées dans le repère local de section

Aire : 1 246,4 m²

Position du centre de gravité

x : 1,69e-15 m
y : 25,09 m

Inerties au centre de gravité

I_{xx} : 94 779,7 m⁴
I_{yy} : 185 116,3 m⁴
I_{xy} : -6,8691e-11 m⁴

Par rapport aux axes principaux u-v

I_{uu} : 185 116,3 m⁴
I_{vv} : 94 779,7 m⁴
angle x - u : 90 deg
section réduite S_u : 1 001,6 m²
section réduite S_v : 1 155,1 m²

