République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية فرانسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'Obtention du Diplôme de l'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Construction

Thème

Etude d'un hangar de charpente métallique

(Unité extrusion d'aluminium équipé d'un pont roulant de 2 tonnes et une mezzanine)

Présenté par :

- ANKI Djamel

Encadré par :

Mr. BOUTOUIL Rachid

Mme. BOUKEZZI Yamina

Promotion : 2024/2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements :

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Dieu Tout-Puissant de m'avoir donné cette opportunité et de m'avoir aidé à mener ce travail à son terme.

Je remercie vivement tous les enseignants qui m'ont accompagné tout au long de ma formation, en particulier Monsieur ***BOUTOUIL*** *pour son suivi rigoureux et ses conseils précieux, ainsi que Madame* ***BOUKEZZI*** *pour son accompagnement attentif.*

Je suis également profondément reconnaissant envers ma chère famille, dont le soutien moral et physique a été un pilier essentiel durant ce parcours.

Mes remerciements s'adressent aussi aux membres du jury, pour le temps consacré à l'évaluation de mon modeste travail.

Enfin, je souhaite remercier toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace :

Avant tout, je rends grâce à Allah, le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener ce travail à son terme.

Je dédie ce mémoire à la mémoire de mon père bien-aimé, dont l'absence physique n'a jamais effacé la présence spirituelle. Tes valeurs, ton amour et tes sacrifices continuent de guider mes pas. Qu'Allah t'accorde sa miséricorde.

À ma mère, pilier de ma vie, dont l'amour inconditionnel, le dévouement et les prières m'ont porté à chaque étape. Merci pour tout.

À mon frère Smail, pour son soutien indéfectible, ses encouragements constants et sa foi en moi, même dans les moments de doute.

À ma sœur, pour sa présence, ses encouragements et sa patience tout au long de mes études.

À mon oncle (vava Amar) pour tout ce que t'avais pour nous, pour ton amour et tes sacrifices continuent de guider mes pas.

À mes amis proches, qui ont su m'épauler avec bienveillance et m'apporter réconfort et motivation.

A mes copains de chambre (Youcef et Ryad) avec qui j'avais partagé énormément de souvenirs et de bons moments

Enfin, je remercie sincèrement tous ceux, enseignants, camarades ou proches, qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire. Cet accomplissement est aussi le leur.

ملخص

هذا مشروع نهاية الدراسات يتناول دراسة وحدة بثق الألومنيوم، المزمع إنشاؤها ببلدية وادي البردي (ولاية البويرة). تتكون المنشأة من بلاطة مركبة ورافعة جسرية، تخضع أساسًا للتأثيرات التالية: الأحمال الديناميكية للرافعة الجسرية، تأثيرات الرياح، والتأثيرات الزلزالية.

بعد تحديد جميع الأحمال، قمنا بإجراء التحققات التنظيمية لجميع العناصر الإنشائية، مع إيلاء اهتمام خاص لتحديد أبعاد الرافعة الجسرية. كما أجرينا دراسة خاصة للبلاطة المركبة المكونة من صفائح معدنية مضلعة، موصلات، وبلاطة ضغط من الخرسانة المسلحة.

أخيرًا، قمنا بتصميم الوصلات والأساسات وفقًا للجهود المطبقة. تم إجراء الحسابات الإنشائية باستخدام برنامج Robot Structural Analysis، بينما تم إعداد المخططات التنفيذية باستخدام AutoCAD وTekla **Structures.**

الكلمات المفتاحية

وحدة بثق الألومنيوم -رافعة علوية-
قوة الرياح-
القوى الديناميكية-
الفحوصات الإنشائية-
أرضية مختلطة-
صفيحة مضلعة-
موصلات-
لوح ضغط-
حساب التجميعات–

Résumé :

Ce projet de fin d'études porte sur l'étude d'une unité d'extrusion d'aluminium, implantée dans la commune de Oued El Berdi (wilaya de Bouira). La structure comprend un plancher mixte et un pont roulant, soumis principalement aux sollicitations suivantes : charges dynamiques du pont roulant, actions du vent et effets sismiques.

Après avoir déterminé l'ensemble des charges, nous avons procédé aux vérifications réglementaires de tous les éléments structuraux, avec une attention particulière portée au dimensionnement du pont roulant. Par ailleurs, nous avons mené une étude spécifique du plancher mixte, composé d'une tôle nervurée, de connecteurs et d'une dalle de compression en béton armé.

Enfin, nous avons dimensionné les assemblages et les fondations en fonction des sollicitations appliquées. Les calculs structurels ont été réalisés à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, tandis que les plans d'exécution ont été établis sous AutoCAD et Tekla Structures.

Mots clés :

- unité d'extrusion
- Pont roulant
- Forces du vent
- Forces dynamiques
- plancher mixte
- Plaque nervurée
- Connecteurs
- Calcul des assemblages

Summary:

This graduation project focuses on the structural analysis of an aluminum extrusion unit located in the municipality of Oued El Berdi (Bouira). The structure consists of a composite floor and an overhead crane, primarily subjected to the following loads: dynamic forces from the crane operation, wind actions, and seismic effects.

After determining all applied loads, we conducted regulatory verification checks for all structural components, with particular attention to the overhead crane design. Additionally, we performed a specific study of the composite floor system, comprising corrugated steel decking, shear connectors, and a reinforced concrete compression slab. Finally, we designed the connections and foundation elements according to the applied loads. Structural calculations were performed using Robot Structural Analysis software, while technical drawings were produced using AutoCAD and Tekla Structures.

Keywords

- Aluminum extrusion unit
- Overhead crane
- Wind loads
- Dynamic force
- Composite floor
- Corrugated steel deck
- Shear connectors
- Connection design

Plan de Travail

Durant la réalisation de ce travail, nous avons respecté les étapes suivantes :

1. Introduction Générale :

- Nous avons présenté les données relatives à notre ouvrage, telles que l'emplacement géographique, les dimensions de l'ouvrage, et les matériaux utilisés. Ce contenu se trouve dans le chapitre I.

2. Étude de la Charge Climatique :

- Étant donné que les structures métalliques sont légères avec de grandes surfaces exposées au vent, elles sont principalement sollicitées par cette action. Nous avons donc débuté notre étude par le calcul de la charge climatique pour déterminer la pression aérodynamique qui s'appliquera sur chaque façade de notre ouvrage. Ce contenu se trouve dans le chapitre I.

3. Prédimensionnement des éléments secondaires:

- Une fois la charge climatique déterminée, nous avons identifié les profils des éléments qui devront supporter et transmettre ces efforts aux éléments structuraux. Ce contenu se trouve dans le chapitre II.

4. Calcul du plancher mixte :

- Dans le chapitre III, nous avons calculé les poutres mixtes qui formeront un plancher collaborant. Ce dernier supportera le personnel d'exploitation (employés et bureaux).

5. Étude de la Poutre de Roulement :

- Lors de l'étude de la poutre de roulement, nous avons détaillé les étapes de calculs. Nous avons défini et déterminé les sollicitations et les coefficients nécessaires. Nous avons suivi et présenté explicitement les étapes de calcul proposées par les Eurocodes 1 partie 3 et Eurocode 3 partie 6. Ce contenu se trouve au chapitre IV.

6. Dimensionnement des Contreventements :

- Maintenant que toutes les sollicitations horizontales et verticales ont été déterminées, nous avons procédé au dimensionnement des contreventements horizontaux et verticaux. Leur but principal est de stabiliser la structure en acheminant les sollicitations horizontales (dues au vent et aux mouvements du pont roulant) vers les fondations. Ce contenu se trouve au chapitre V.

7. Etude sismique:

- Dans le contexte d'un projet de construction métallique, la prise en compte des actions sismiques revêt une importance primordiale, notamment dans les régions à risque. Le chapitre VI est consacré à l'étude sismique, conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024). Cette analyse vise à garantir la stabilité et la sécurité de la structure face aux sollicitations dynamiques induites par un éventuel séisme.

8. Étude des Assemblages :

- Dans le chapitre VII, nous avons étudié les assemblages des éléments structuraux. Nous avons détaillé les méthodes et les critères de conception des assemblages pour garantir la stabilité et la robustesse de la structure entière.

9. Dimensionnement des Fondations :

-Dans le chapitre VIII, nous avons réalisé le dimensionnement des fondations pour assurer la stabilité de la structure. Nous avons déterminé les dimensions et les spécifications des fûts nécessaires pour supporter et transmettre les charges aux fondations.

Table des matières

Chapitre I : Etude Climatique 1

I.1 Description du projet..... 2
I.1.1 Donnée relative au site : 3
I.1.2 Dimensions :..... 3
I.1.3 Matériaux utilisés : 3
I.2 Calcul de la charge climatique : 3
I.2.1 Le but de l'étude climatique : 3
I.3. Calcul de la charge du vent : 4
I.3.1 Calcul de la pression de point : 4
I.3.2 La hauteur de référence Ze :..... 4
I.3.3 Calcule du coefficient évalue l'influence Ct : 4
I.3.4 Calcule du coefficient de rugosité Cr : 4
I.3.5 Calcul de l'intensité de la turbulence Iv : 5
I.3.6 Calcul des coefficients de pression extérieure Cpe : 6
I.3.7 Calcul des coefficients de pression intérieure CPi : 8
I.3.8 Détermination de la pression aérodynamique W (ze) : 11
I.4 Action de neige : 12
I.4.1 Calcul des charges de neige : 12
I.4.2 Coefficient de forme de la toiture : 12

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments secondaires..... 14

II.1Vérification des pannes : 15
II.1.1 Définition des pannes :..... 15
II.1.2 Objectifs de l'étude des pannes : 15
II.1.3 Prédimensionnement des pannes : 15
II.1.4 Les cas de charges qui solliciteront la panne : 15
II.1.5 Les charges permanentes : 15
II.1.6 Les charges climatiques : 16
II.1.7 Les combinaisons d'actions ELS : 16
II.1.8 Vérification du prédimensionnement (vérification de la flèche) : 16
II.1.9 Dimensionnement des pannes : Profilé retenu IPE140..... 17
II.1.10 Les charges permanentes : 17
II.1.11 Les charges climatiques : 17
II.1.12 Les combinaisons d'actions ELS 17

II.1.13 Vérification de la flèche : 17
II.1.14 Vérification de stabilités : 18
II.2 Vérification des lisses de bardage: 20
II.2.1 Définition des lisses de bardage : 20
II.2.1 Objectifs de l'étude des lisses : 21
II.2.2 Pré-dimensionnement des lisses: 21
II.2.3 Les cas de charges qui solliciteront la lisse: 21
II.2.4 Les charges Permanente: 21
II.2.5 Les combinaisons d'actions ELS: 21
II.2.6 Vérification du prédimensionnement (vérification de la flèche) : 22
II.2.7 Vérification des stabilités: 23
II.2.8 Vérification de la flexion déviée : 24
II.2.9 Vérification au déversement : 24
II.3 Les liernes : 26
II.3.1 Calcule des charges : 26
II.3.2 Dimensionnement : 26
II.4 Vérification des potelets 27
II.4.1 Définition des potelets 27
II.4.2 Prédimensionnement des potelets : 28
II.4.3 Cas de charges qui solliciteront le potelet : 28
II.4.3 Dimensionnement 29
II.4.4 Vérification des stabilités 30
II.5. Vérification des escaliers : 34
II.5.1. Choix des dimensions : 34
II.5.2. Dimensionnement des supports des marches : 35
II.5.3. Dimensionnement du limon : 37

Chapitre III : Etude du plancher 38

III.1. Introduction: 39
III.2. Disposition des solives 39
III.3. Caractéristiques des éléments constructifs 39
III.4. Vérification au stade de montage: 40
III.4.1. Evaluation des charges: 40
III.4.2. Vérification de la flèche (ELS) 40
III.4.3. Vérification a l'ELU : 41
III.5. Vérification au stade final (après durcissement du béton) : 42

III.5.1. Détermination de la position de l'axe neutre 42
III.5.1. Calcule au moment de flexion sollicitant: 45
III.5.2. Calcul et dimensionnement des connecteurs: 46
III.5.3. La poutre principale du plancher collaborant : 47

Chapitre IV : Etude poutre de roulement 50

IV.1. Introduction : 51
IV.2. Documents règlementaires: 51
IV.3. Caractéristiques du pont roulant: 51
IV.4. Les charges verticales par galet: 53
IV.5. Coefficient d'amplification dynamique ϕi : 54
IV.5. Détermination des charges verticales à vide (sans charge nominale) par galet : 55
IV.5.1. Groupe de cas de charge (1) et (2) : 55
IV.5.2. Groupe de cas de charge(3), (4), (5) et (6) : 56
IV.5.3. Détermination des charges verticales en charge (avec charge nominale) par galet : 57
IV.6. Détermination des charges horizontales : 59
IV.6.1. La force d'entrainement K : 59
IV.6.2. Charges horizontales causées par la marche en crabe du pont roulant : 62
IV.6.3. Pré-dimensionnement de la poutre de roulement (Vérifications à l'ELS) : 67
IV.6.4. Pré-dimensionnement de la poutre de roulement : 68
IV.6.4. Vérification a l'ELU: 70
IV.6.5. Vérification des stabilités : 71
IV.7. Conclusion : 77

Chapitre V : Etude contreventement 78

V.1. Introduction : 79
V.2. Les différents types de contreventements : 79
V.2.1. Contreventements de toiture: (poutre au vent) 79
V.2.2. Palée de stabilité 79
V.3. Efforts du vent sur le pignon : 79
V.4. Calcul de la poutre au vent : 80
V.4.2. Dimensionnement des diagonales Hangar 01 : 83
V.4.3. Conclusion : 84
V.4.4. Dimensionnement des diagonales Hangar 02,03 : 84
V.4.5. Conclusion : 87
V.4.6. Etude des palées de stabilité Hangar 01: 87

V.4.7. Conclusion : 89
V.4.8. Etude des palées de stabilité Hangar 02,03: 90
V.4.9. Conclusion : 91
V.5. Etudes des sablières toiture : 91
V.5.1. Les efforts dans les sablières : 91
V.5.2. Section de la sablière (prédimensionnement) : 92
V.5.3. Vérification de la résistance au flambement : 92
V.5.4. Vérification au flambement flexion : 93
V.5.5. Vérification au déversement : 94
V.6. Etude sablière du plancher : 95
V.6.1. Vérification de la flèche (ELS) : 95
V.6.2. Vérification a (ELU) : 96
V.6.3. Vérification au déversement : 96

Chapitre VI : Etude sismique 97

VI.1. Introduction 98
VI.2. Poids des hangars : 98
VI.3. Critères de classification 98
VI.3.1. La catégorie du site : site 3 98
VI.3.2. Coefficient d'importance du bâtiment : Groupe 2 98
VI.3.3. coefficient d'accélération de zone : 98
VI.3.4. Coefficient de comportement : 99
VI.4. Calcule de la période : 100
VI.4. 1. Bloc 1 : 100
VI.4.2. Bloc 2 : 101
VI.4.3. Bloc 3 101
VI.5. Principe de la méthode spectrale : 102
VI.5.1. Nombre de modes de vibrations à considérer : 102
VI.6. Résultat de calcul : 103
VI.6.1. Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y : 103
VI.6.2. Pourcentage de participation de masse 103
VI.6.3. Résultantes des forces sismiques de calcul : 104
VI.7. Conclusion : 104
VI.8. Joint de sismique : 105
VI.9. Justification de la largeur des joints sismiques : 105

Chapitre VII : Assemblages 106

VII.1. Introduction : 107
VII.2.Rôle des assemblages : 107
VII.3. Calculs des assemblages : 107
VII.3.1. Assemblage poteau poutre principale : 107
VII.3.2. Assemblage de Palée de stabilité : 112
VII.3.3. Assemblage articulé solive (poutre principale) : 114
VII.3.4. Calcul la base du poteau : 118

Chapitre VIII : Etude des Fondations 123

VIII.1. Introduction : 124
VIII.2. Type de fondations : 124
VIII.3. Les semelles isolées : 124
VIII.4. Dimensionnement de Platine 'a0' et 'b0' : 125
VIII.5. Dimensionnement de fut : 125
VIII.6. Dimensionnement de la semelle cas l "Nmax": 129
VIII.7. Calcul de ferraillage : 131
VIII.8. Vérification des contraintes à l'ELS : 132
VIII.9. Vérification Effort tranchant dans la section S2 : 132
VIII.10. Dimensionnement de la semelle cas cas l "Mmax": 133
VIII.10.1 calcul de ferraillage : 135
VIII.10.2. Vérification Effort tranchant dans la section S2 : 136
VIII.11. Calcule des longrines : 137
VIII.11.1. Dimensionnement des longrines 137
VIII.11.2. Calcul du ferraillage : 137
Conclusion générale 139
Références bibliographiques 139

Annexes 141

Annexe A : Vues en plan et en perspective 140
Annexe B : Vérification des poteaux 145
Annexe C : Vérification des fermes 148

Liste des figures

Figure I.2 Hangar 02 2
Figure I.1. Hangar 01 2
Figure I.3. Hangar 03 2
Figure I.4 catégories de terrain 5
Figure I.5 surfaces parois verticales 6
Figure I.6 Zone de pression pour la toiture 7
Figure I.7 répartition des surfaces sur pignon 7
Figure I.8 Répartition des surfaces sur la toiture 8
Figure I.9 vent au long pan 01 9
Figure I.10 Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures 10
Figure I.11 Vent au pignon 01. 10
Figure I.12 Coefficient de forme : toiture a versant multiples 12
Figure I.12 Coefficient de forme : toiture a versant multiples 13
Figure II.1 Disposition des pannes dans la toiture. 15
Figure II.2 Disposition des lisses 20
Figure II.3 Disposition des liernes. 26
Figure II.4 Disposition des potelets 27
Figure II.5 Vue de l'escalier 34
Figure II.5 Dimension de l'escalier 35
Figure II.6 Eléments constructif de la marche 35
Figure II.7 Vue de l'escalier par logiciel ROBOT 37
Figure II.8 La flèche de l'escalier par logiciel ROBOT 37
Figure III.1 Plancher collaborant 39
Figure III.2. Section de la poutre mixte 43
Figure III.3. Largeur participante pour une poutre 43
Figure III.4. Représentation de l'axe neutre 44
Figure III.5. Caractéristiques des connecteurs. 46
Figure IV.1 Illustration des composants du pont roulant 51
Figure IV.2. Pont bipoutre avec palan à câble type VTDB 52
Figure IV.3. Données relatives au chariot 52
Figure IV.4. Fiche technique du pont roulant Europont : dimensions et réaction. 53
Figure IV.5. Définition de la masse à lever et du poids propre d'un appareil de levage 54
Figure IV.6. Groupes de cas de charges et coefficients dynamiques associes. 55
Figure IV.7 illustration des efforts du aux accélérations/décélérations du pont roulant. 60
Figure IV.8. Paramètres et caractéristiques relatifs à la marche en crabe. 63

Figure IV.9. Les différents systèmes de fixation des galets à l'axe de rotation.ou n est le nombre de paires de galets. 64
Figure IV.10. Flèche maximale de la poutre de roulement. 69
Figure IV.11. Caractéristiques du rail A45 70
Figure IV.12 Diagramme du moment sollicitant ultime sous chargements verticaux. 71
Figure V.1 les contreventements 79
Figure V.2. Les forces du vent 80
Figure V.3 Toiture a versant simple et multiple 81
Figure V.4 Cheminement des efforts 82
Figure V.6. Cheminement des efforts 85
Figure V.7 La disposions des diagonales 86
Figure V.8. Palée de stabilité 88
Figure VI.1. Schéma du spectre de réponse suivant X et Y 103
Figure VII.1. Représentation des efforts dans l'assemblage poteau -poutre 108
Figure VII.2. Représentation des déférentes zones avec la nature de la sollicitation. 110
Figure VII.3. Représentation de l'assemblage solive-Poutre principale. 114
Figure VII.4. Distribution des efforts dans l'assemblage. 115
Figure VII.5. Déférentes surface de cisaillement en bloc. 118
Figure VIII.1. Vue pied de poteau. 124
Figure VIII.3 Interface de calcul Expert BA 126
Figure VIII.4. Ferraillage de fut avec Expert BA 127
Figure VIII.5. Equilibre du coin 128
Figure VIII.6. Schéma de ferraillage $N_{max.}$ 133
Figure VIII. .schéma de ferraillage M_{max} selon sens X et Y 137

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Valeurs de surface et de coefficient Cpe..... 6
Tableau I.2 : Valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de parois. 6
Tableau I.3 : Coefficient du Cpe retenu (Cpe final). 7
Tableau I.4 Valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de parois vertical 8
Tableau I.5 Valeurs de surface et de coefficient Cpe pour la toiture 8
Tableau I.6 Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1 11
Tableau I.7 Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V1. 11
Tableau I.8 Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2 11
Tableau I.9 Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2 11
Tableau II.1 Donnée de vérification de la panne..... 16
Tableau II.2 Donnée de vérification de la panne..... 17
Tableau II.3 moments de vérification 18
Tableau II.4 caractéristiques de la panne 19
Tableau II.5 Donnée de vérification de la lisse horizontale 22
Tableau II.6 Donnée de vérification de la lisse verticale 22
Tableau II.7 caractéristique de la lisse 23
Tableau II.8 moments de vérification de la lisse. 24
Tableau II.9 Caractéristique du potelet 29
Tableau II.10 Caractéristique de la cornière 50*50*5mm 36
Tableau III.1. Charge permanentes sur le plancher. 45
Tableau III.2. Caractéristique IPE 400 48
Tableau IV.1. Paramètres lambda selon le system de fixation des galets 65
Tableau IV.2. Caractéristique HEA 300. 72
Tableau IV.3. Dimensions HEA 300..... 72
Tableau V.1 Caractéristique du HEB 140 92
Tableau VI.1 Valeurs du coefficient de comportement, R. 99
Tableau VI.2. Valeur du facteur de qualité. 99
Tableau VI.2. Valeurs du coefficient CT. 99
Tableau VI.3. Pourcentage de participation de masse..... 103
Tableau VI.4. Vérification de l'effort tranchant à la base pour le bloc 1 104
Tableau VI.5. Vérification de l'effort tranchant à la base pour le bloc 2..... 104
Tableau VI.6. Vérification de l'effort tranchant à la base pour le bloc 3..... 104
Tableau VII.1. Classification des boulons. 116

Introduction Générale :

La charpente métallique, élément structural essentiel de l'industrie constructive contemporaine, offre des caractéristiques optimales pour la conception de hangars industriels. Ces ouvrages, dédiés au stockage, à la maintenance ou à des applications spécialisées comme l'extrusion d'aluminium, exploitent efficacement les propriétés mécaniques de l'acier : haute résistance, modularité architecturale et rapidité d'assemblage.

Cette étude porte sur un hangar industriel dédié à une **unité d'extrusion d'aluminium**, présentant des dimensions imposantes : **150 mètres de long, 48 mètres de large et 8 mètres de hauteur sous plafond**. La structure intègre un **pont roulant de 2 tonnes** pour les opérations de manutention, ainsi qu'une **mezzanine** pour optimiser l'espace fonctionnel.

Sur le plan technique, les hangars métalliques permettent de couvrir de grandes portées sans appuis intermédiaires, offrant des espaces unimodulaires tout en maîtrisant les coûts sur le cycle de vie. Pour garantir la fiabilité de cette structure, une modélisation précise a été réalisée à l'aide de logiciels spécialisés (**Autocad, Tekla Structures et Robot Structural Analysis**), assurant une optimisation des performances mécaniques et une conformité aux normes en vigueur.
Ce projet sera développé selon une méthodologie rigoureuse, organisée en **huit chapitres** :

1. **Étude climatique**
2. **Prédimensionnement des éléments secondaires**
3. **Étude du plancher mixte**
4. **Analyse du pont roulant**
5. **Etude de Contreventement** :
6. **Étude sismique**
7. **Dimensionnement des Assemblages**
8. **Dimensionnement des Fondations**

Cette approche systématique permettra d'assurer la stabilité, la durabilité et la sécurité de l'ouvrage, tout en respectant les impératifs économiques et fonctionnels du projet.

Chapitre I : Etude Climatique

I.1 Description du projet

Avant de commencer l'étude climatique, nous allons présenter quelques informations sur notre projet. Notre projet de fin d'études consiste à calculer un hangar métallique (usine d'extrusion d'aluminium), équipé d'un pont roulant de 2 tonnes de capacité, nous allons présenter notre ouvrage étudié ainsi que les matériaux utilisé.

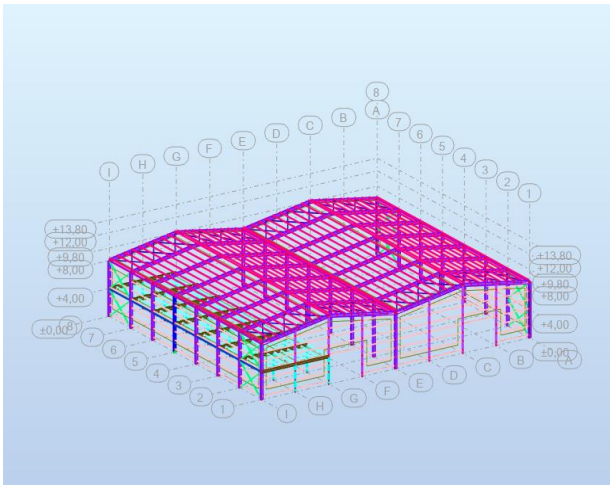


Figure I.1. Hangar 01

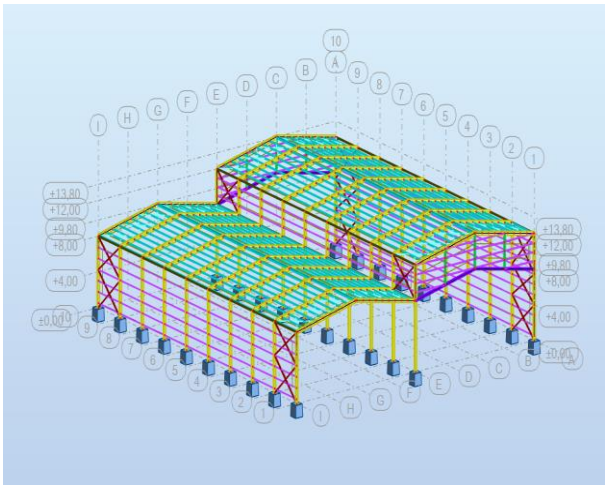


Figure I.2 Hangar 02

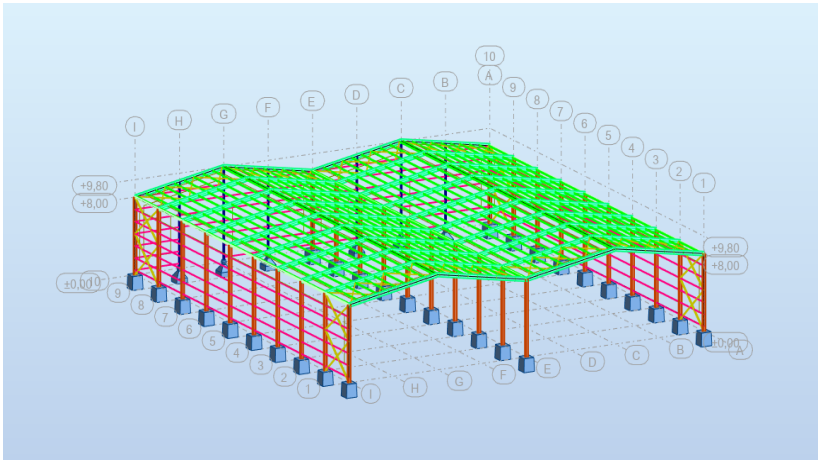


Figure I.3. Hangar 03

I.1.1 Données relatives au site :

- Lieu de réalisation : BOUIRA
- Zone de neige : A
- Zone de vent : **II**
- Zone sismique : 5
- Site plat
- Catégorie du terrain : **III**

I.1.2 Dimensions :

- Largeur : 48 mètres
- Longueur : 150 mètres mais divisé en trois petits hangars
  - ❖ Hangar 01 : 42 mètres
  - ❖ Hangar 02 : 54 mètres
  - ❖ Hangar 03 : 54 mètres
- Hauteur : 8 mètres
- Versant de la toiture : 8,53 °

I.1.3 Matériaux utilisés :

- Acier de construction S275 (E28-2 conformément à la norme EN 10025-2 :2004)
- Contrainte de la limite élastique f_y =275 MPa
- Contrainte de rupture en traction f_u=430 Mpa
- Béton : C25/30 fc28 = 25 MPa (sur éprouvette cylindrique) ´
- Boulons à haute résistance de type HR 10.9,
- Boulons d'attaches ordinaires de classes 8.8, 6.8
- Les soudures sont de même qualité que l'acier de construction

I.2 Calcul de la charge climatique :

I.2.1 Le but de l'étude climatique :

L'analyse du climat repose sur les directives du règlement neige et vente et sable de 2013 (RNV DTR2-47), visant à évaluer les diverses pressions climatiques résultant des forces du vent et du sables affectant l'intégralité de la structure ainsi que ses composants individuels. Le RNV 2013 propose d'utiliser la formule ci-dessous afin de déterminer la pression du vent agissant sur les parois extérieures de la structure.

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} + C_{pi}] \quad \text{(Page 57, paragraphe 2.5.2)}$$

Où q_p est la pression dynamique de pointe.

Le C_{pe} est un coefficient de pression extérieure et C_{pi} est un coefficient de pression intérieur .

I.3. Calcul de la charge du vent :

I.3.1 Calcul de la pression de point :

Le RNV 2013 propose la formule suivante :

$$q_p(Z_e) = q_{réf} \times C_e(Z_e) \qquad \text{(page50 paragraphe 2.3.1)}$$

$qref$ est la pression de référence, elle dépend de la zone au vent. Comme notre projet se situe à BOUIRA, alors la zone de vent adéquate est **La zone II** d'où la pression de référence est

$$q_{réf} = 435\ N/m^2$$

Ce (ze) est le coefficient d'exposition au vent, la formule proposée est la suivante :

$$C_e(Z_e) = {C_t}^2(Z_e) \times {C_r}^2(Z_e) \times [1 + I_V(Z_e)] \qquad \text{(page 51 paragraphe 2.4.2)}$$

I.3.2 La hauteur de référence Ze :

Nous avons deux hauteurs de références à considérer, celle de la toiture et celle des parois verticales.

Pour les parois verticales: $Z_e = 8m$

Pour la toiture : $Z_e = 9{,}8m$

I.3.3 Calcul du coefficient qui évalue l'influence Ct :

C_t est le coefficient qui évalue l'influence de la topographie locale sur la vitesse du vent. Comme notre structure se situe sur une zone relativement plate ($\phi < 0{,}05$) alors

$$C_t = 1$$

I.3.4 Calcul du coefficient de rugosité Cr :

C_r est le coefficient de rugosité, il tient compte à la fois de la rugosité du terrain et de la hauteur de la structure dans le calcul de la vitesse du vent.

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_o}\right) \quad \text{Pour} \quad Z_{min} \leq Z_e \leq 200m$$

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_o}\right) \quad \text{Pour} \quad Z_e \leq Z_{min}$$

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0.170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Figure I.4 catégories de terrain

La catégorie de notre terrain est la catégorie **III**. Nous obtenons donc les données suivantes:

Ainsi pour les parois verticales :

$$C_r(8) = K_t \times \ln(\frac{Z_e}{Z_o}) = 0{,}215 \times \ln\left(\frac{8}{0{,}3}\right) = 0{,}71$$

Pour la toiture :

$$C_r(9.8) = K_t \times \ln(\frac{Z_e}{Z_o}) = 0{,}215 \times \ln\left(\frac{9{,}8}{0{,}3}\right) = 0{,}75$$

I.3.5 Calcul de l'intensité de la turbulence Iv :

L'intensité de la turbulence est I_v donnée comme suite :

$$\begin{cases} I_v = \dfrac{1}{C_t(Z_e) \times \ln(\frac{Z_e}{Z_o})} \; pour \; Z_e > Z_{min} \\ I_v = \dfrac{1}{C_t(Z_e) \times \ln(\frac{Z_{min}}{Z_o})} \; pour \; Z_e \leq Z_{min} \end{cases}$$

$$\forall \, Z_e \in (8m, 9{,}8m) \;\; Z_e > Z_{min} = 1$$

Donc pour les parois verticales :

$$I_v = \frac{1}{1 \times \ln(\frac{8}{0{,}3})} = 0{,}304$$

Pour la toiture :

$$I_v = \frac{1}{1 \times \ln(\frac{9{,}8}{0{,}3})} = 0{,}287$$

En portant les résultats obtenus dans l'équation:

Pour les parois verticales:

$$C_e(8) = 1^2 \times 0{,}71^2 \times [1 + 7 \times 0{,}304] = 1{,}57$$

Pour la toiture:

$$C_e(9{,}8) = 1^2 \times 0{,}75^2 \times [1 + 7 \times 0{,}287] = 1{,}69$$

En portant les résultats dans l'équation:

Pour les parois verticales : $q_p(8) = 435 \times 1{,}57 = 682{,}95\ N/m^2$

Pour la toiture : $q_p(9{,}8) = 435 \times 1{,}69 = 735{,}15\ N/m^2$

I.3.6 Calcul des coefficients de pression extérieure Cpe :

1. **Perpendiculaire au long pan $\theta = 0°$**

a. Parois verticales :

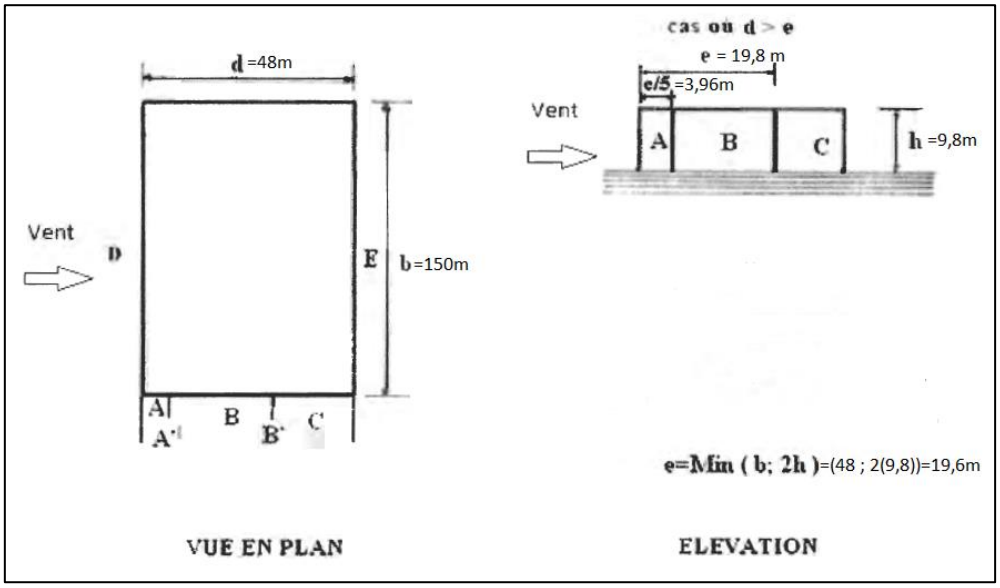


Figure I.5 surfaces parois verticales

En nous référant au RNV2013, nous avons le tableau des C_{PE} suivant :

Paroi latérale						Paroi au vent		paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
- 1.0	- 1.3	- 0.8	- 1.0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

Tableau I.1 : Valeurs de surface et de coefficient Cpe.

Ainsi en prenant en considération les aires des parois nous obtenons:

Zone	A	B	C	D	E
Surface m^2	31,36	125,44	227,2	1200	1200
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tableau I.2 : Valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de parois.

b. Toiture :

L'angle du versant de la toiture est α = 8,53° ∈ [5°, 15°]. Il est par conséquent nécessaire de faire des interpolations et de considérer pour la suite selon les aires respectives des zones F, G, H, I et J la valeur du Cpe la plus défavorable.

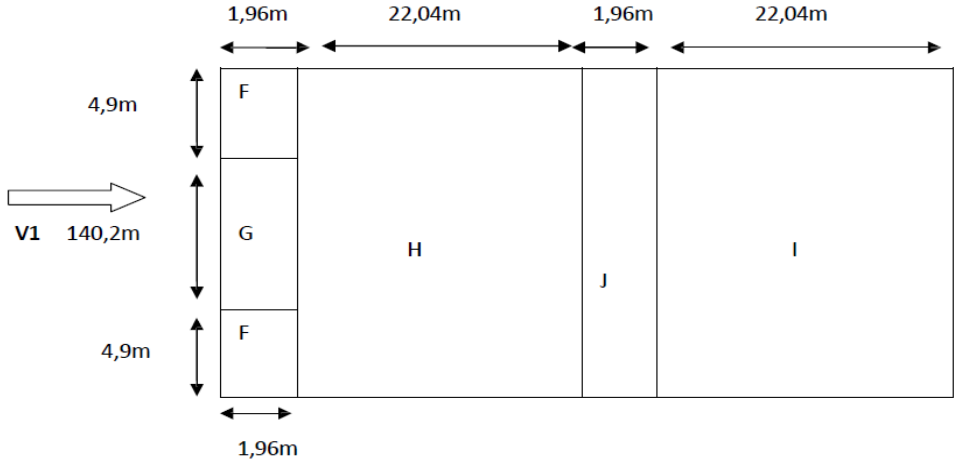


Figure I.6 Zone de pression pour la toiture

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Zone	F	G	H	J	I
Surface m^2	19,21	274,8	3306	294	3306
C_{pe}	-1,75	-1,23	-0,62	-0,61	-0,57

Tableau I.3 : Coefficient du Cpe retenu (Cpe final).

2. Perpendiculaire au pignon θ = 90°

a) Parois verticales :

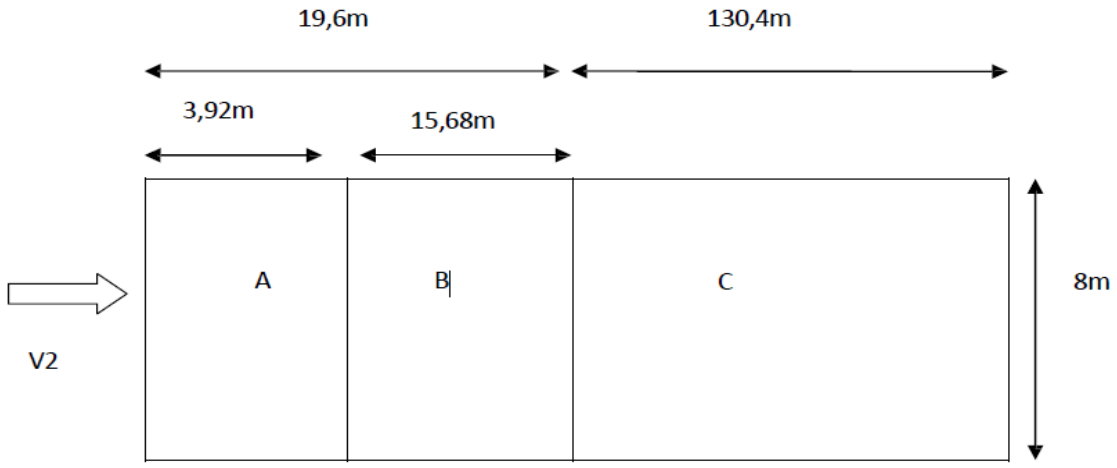


Figure I.7 répartition des surfaces sur pignon

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
Surface m^2	31,36	125,44	227,2	1200	1200
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tableau I.4 Valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de parois vertical

b) Toiture : On a une toiture à versant multiple α=8,5°, Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients Cpe s'obtiennent en utilisant les valeurs de toiture a un versant pour Θ= 90°

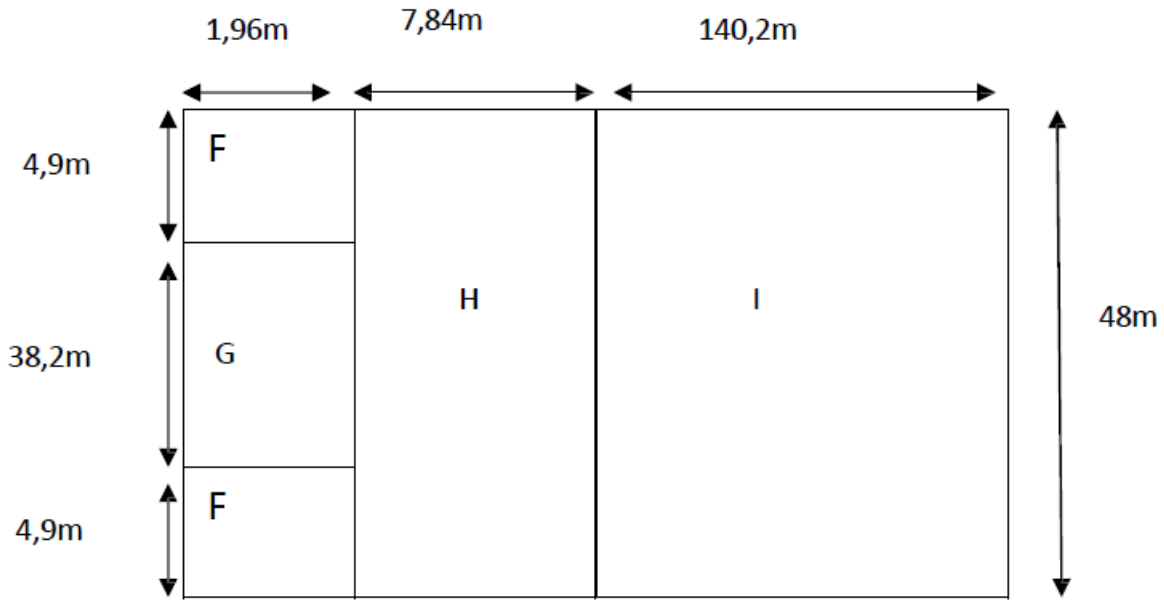


Figure I.8 Répartition des surfaces sur la toiture

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
Surface m^2	19,21	74,87	376,32	6729,6
C_{pe}	-1,62	-1,3	-0,71	0,61

Tableau I.5 Valeurs de surface et de coefficient Cpe pour la toiture

I.3.7 Calcul des coefficients de pression intérieure CPi :

Le C_{pi} dépend des ouvertures qui existent sur les parois de notre structure.

A. Calcul des aires des ouvertures :

- **Long pan 01 :**

− 22 fenêtres (4m*1m)

$S=88m^2$

- **Long pan 02 :**

- 8 fenêtres (5m*1m)
- 2 portes (5m*5m) et 1 portes (2,2m*1m) S= 92,2 m^2

- **Pignon 02 :**

- 4 fenêtres (5m* 1m)
- Une porte (2,2m*1)
- Deux grandes porte (5m*5m) S=72,2m^2

- **Pignon 01 :**

- 8 fenêtres (4m*1m)
- 2 portes (5m*5m)
- 2portes(2,2m*1m)

S=86,4m^2

Nous n'avons pas une face dominante

B. Vent au long pan 01 :

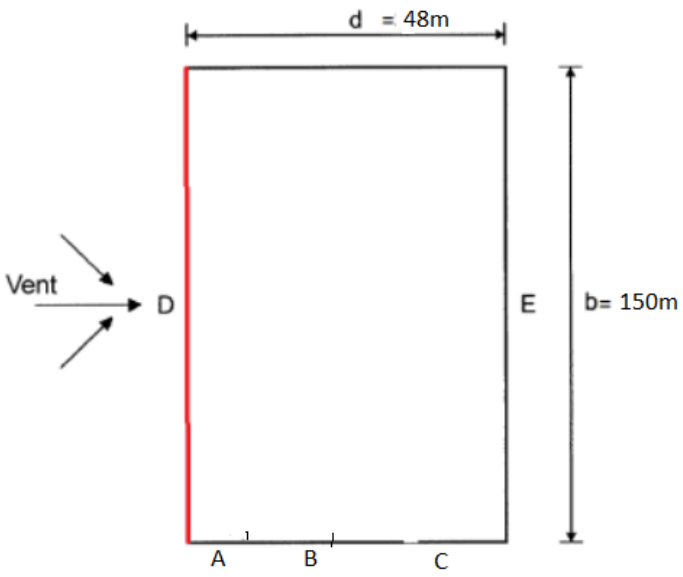


Figure I.9 vent au long pan 01.

- Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et U_p l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \qquad \mu_p = \frac{88 + 86{,}4 + 72{,}2}{88 + 92{,}2 + 86{,}4 + 72{,}2} = 0{,}72$$

Et le rapport $\frac{h}{d} = \frac{9{,}8}{48} = 0{,}2 < 0{,}25$

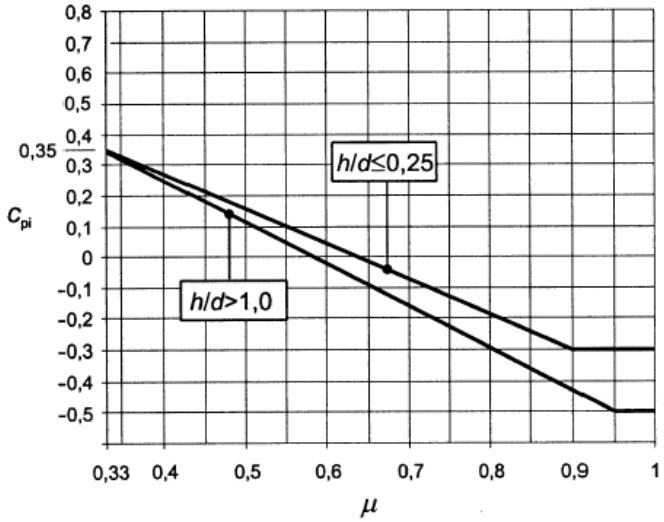


Figure I.10 Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures

On aura : $C_{pi} = -0{,}1$

C. Vent au pignon 01:

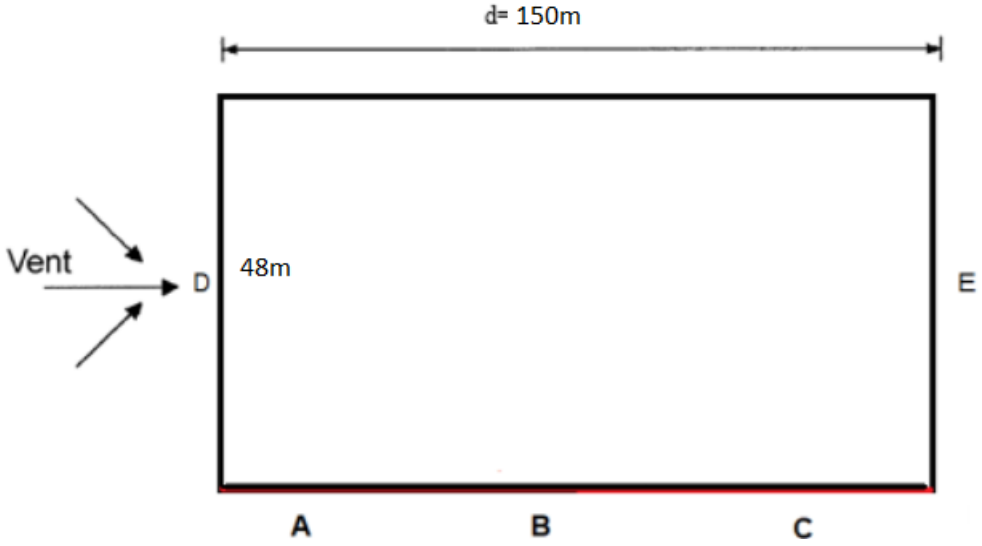


Figure I.11 Vent au pignon 01.

$$\mu_p = \frac{88 + 92{,}2 + 72{,}2}{88 + 92{,}2 + 86{,}4 + 72{,}2} = 0{,}73$$

Et le rapport $\frac{h}{d} = \frac{9{,}8}{150} = 0{,}065 < 0{,}25$

On aura : $C_{pi} = -0{,}1$

I.3.8 Détermination de la pression aérodynamique W (ze) :

La pression aérodynamique W(Zj) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivant**:**

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

1) Du coté de long pan : (V1 perpendiculaire à long-pan)

A. Parois verticales :

Zone	$q_p \ \ N/m^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_e)\ N/m^2$
A	682,95	-1	-0,1	-614,65
B		-0,8		-478,1
C		-0,5		-273,2
D		0,8		614,64
E		-0,3		-136,6

Tableau I.6 Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1

B. Toitures :

Zone	$q_p \ \ N/m^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_e)\ N/m^2$
F	735,15	-1,75	-0,1	-1213
G		-1,23		-830,72
H		-0,62		-382,28
J		-0,61		-373,92
I		-0,57		-345,52

Tableau I.7 Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V1.

2) Du coté du pignon : (V2 perpendiculaire au pignon)

A. Parois verticales :

Zone	$q_p \ \ N/m^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_e)\ N/m^2$
A	682,95	-1	-0,1	-614,65
B		-0,8		-478,1
C		-0,5		-273,2
D		0,8		614,64
E		-0,3		-136,6

Tableau I.8 Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2

B. Parois verticales :

Zone	$q_p \ \ N/m^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_e)\ N/m^2$
F	735,15	-1,62	-0,1	-1117,4
G		-1,3		-882,2
H		-0,71		-448,44
I		0,61		522

Tableau I.9 Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2

I.4 Action de neige :

I.4.1 Calcul des charges de neige :

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante

$$S = \mu \times S_k$$ [RNV2013, P: 18; Paragraphe 3.1.1]

S_k: charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ: coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

Notre projet est implanté à **OUED EL BERDI** wilaya de **BOUIRA** qui est classé en zone A selon la classification de RNVA 2013 avec une altitude d'environ **H =596m**. Donc S_k est donnée par la formule :

$$S_k = \frac{0{,}07H+15}{100}$$ [RNV2013, P: 21; Paragraphe 4]

$$S_k = \frac{0{,}07(596)+15}{100} = 0{,}567\ KN/m^2$$

I.4.2 Coefficient de forme de la toiture :

Dans notre cas on a un toit a multi-versants donc

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	0° ≤ α ≤ 30°	30° < α < 60°	α ≥ 60°
coefficient μ_1	0.8	$0.8.\left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8+0.8\left(\frac{\alpha}{30}\right)$	1.6	-

Figure I.12 Coefficient de forme : toiture a versant multiples

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1{,}8}{12}\right) = 8{,}53\circ$$

Donc :

$$\mu_1 = 0{,}8$$

$$\mu_2 = 0{,}8 + 0{,}8 \times \left(\frac{8{,}53}{30}\right) = 1{,}03$$

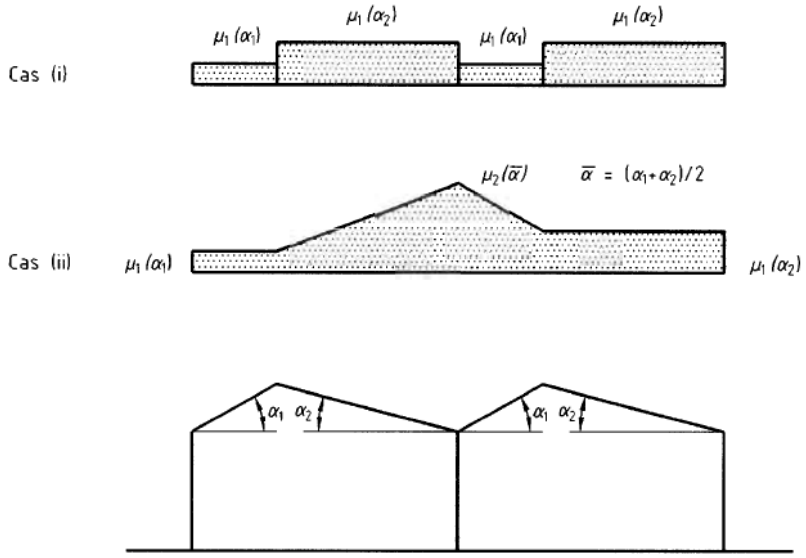


Figure I.12 Coefficient de forme : toiture a versant multiples

Les dispositions de charge à considérer correspondent à :

Cas (i) : sans accumulation de neige

Cas (ii) : avec accumulation de neige [RNV2013, P: 27; Figure 9]

Pour le cas (i) :$\mu = \mu_1$

$$S = \mu \times S_k = 0{,}8 \times 0{,}567 = 0{,}453\ KN/m^2$$

Pour le cas (ii) :$\mu = \mu_2$

$$S = \mu \times S_k = 1{,}03 \times 0{,}567 = 0{,}584\ KN/m^2$$

Chapitre II : prédimensionnement des éléments secondaires

II.1Vérification des pannes :

II.1.1 Définition des pannes :

Les pannes sont des structures destinées à soutenir la couverture et sont placées parallèlement à la ligne de faîtage sur les versants, fixées avec des supports en équerre nommés échantignoles.

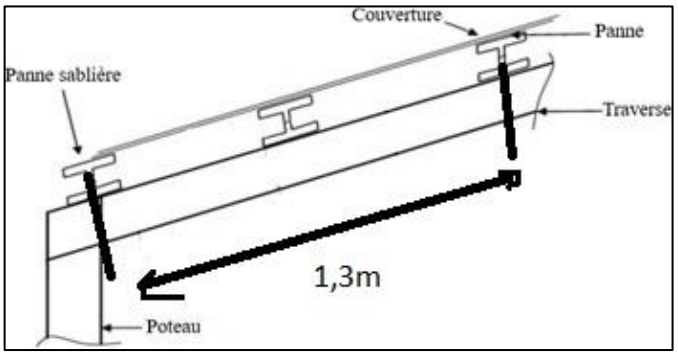


Figure II.1 Disposition des pannes dans la toiture.

Elles sont conçues pour supporter à la fois leur propre poids et celui de la couverture, ainsi que les charges variables telles que la neige, le vent et les surcharges d'entretien. Ces charges sont ensuite transmises par ces éléments aux structures porteuses, qui les répercutent à leur tour aux fondations.

II.1.2 Objectifs de l'étude des pannes :

- Déterminer la combinaison de charge le plus défavorable.
- Déterminer le profile adéquat qui résistera à la combinaison la plus défavorable.
- Faire les vérifications nécessaires :
    - Vérifications de la flèche (ELS)
    - ELU de la résistance à la flexion déviée.
    - ELU de résistance au déversement.

Les pannes qui ne font pas parties d'un system de contreventement travaillent à la flexion simple ou à la flexion déviée (selon l'inclinaison du versant de la toiture).

II.1.3 Prédimensionnement des pannes :

Pour une première itération de prédimensionnement, nous proposons de considérer le profilé IPE120.

II.1.4 Les cas de charges qui solliciteront la panne :

Pour effectuer un calcul manuel plus proche de la réalité, il est essentiel de transformer les chargements surfaciques en chargements linéiques. Ces derniers seront ensuite appliqués comme chargements uniformes sur la panne. De plus, étant donné que l'espacement entre les pannes est de 1,3m, nous multiplierons les chargements surfaciques par 1,3m

II.1.5 Les charges permanentes :

- Les couvertures et accessoires de pose : 13,8 kg/m^2

  1,3*13,8=17,94 kg/m
- Poids propre de la panne : 10,4 kg/m

Ainsi nous obtenons un poids propre de G = 17,94 + 10,4 = 28,34 kg/m

II.1.6 Les charges climatiques :

La pression aérodynamique la plus défavorable correspond à un vent perpendiculaire au long pont ouest. Nous avons obtenu dans ce cas sur la zone F de la toiture une pression aérodynamique égale à : 121,3 daN/m^2.

$$121,3 \times 1,3 = 157,69 \text{ daN/m}^2$$

La charge d'entretien (d'exploitation) 0.1KN placée au premier tiers et au deuxième tiers de la panne, c'est assimilable à deux employés de 100kg chacun.

II.1.7 Les combinaisons d'actions ELS :

$$QEd\ ser = G - V$$

- Projection sur ZZ:

$$Qz\ ser = G \cos \alpha - V = 28,34 \times \cos(8,53) - 157,69 = -129,66\ daN/m$$

Ainsi $Qz\ ser = -129.66\ daN/m$

- Projection sur YY:

$$Qy\ ser = G \sin \alpha = 28.34 \times \sin(8,53) = 4,21\ daN/m$$

Ainsi $Qy\ ser = 4,21\ daN/m$

II.1.8 Vérification du prédimensionnement (vérification de la flèche) :

Le CCM97 1 recommande de limiter la flèche des poutres des toitures $L/200$

$f\ adm = L/200$

$f\ adm = 6000/200 = 30\ mm$

D'où $fadm = 30\ mm$

Dans le cas d'une poutre bi-articulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par :

$fser = (5/385) \times (QEd\ ser.\ L^4 / E.\ Iy)$

$Qz\ ser$ (daN/m)	L(m)	$(N/mm2)$	Iy $(mm4)$
-129,66	6	2.1×10^5	2.6×10^6

Tableau II.1 Donnée de vérification de la panne

$fser = (5/385) \times (0,1296 \times 6^4 / 2,1.10^4 \times 2,6.10^6)$

$fser = 40,05\text{mm} > fadm$

40,05mm > 30mm

La flèche n'est pas vérifiée, il est nécessaire d'augmenter l'inertie. Considérons pour la suite **IPE140**.

II.1.9 Dimensionnement des pannes : Profilé retenu IPE140

Dans cette itération nous referons les mêmes opérations que dans l'itération 1, nous changerons uniquement le poids propre du profile.

II.1.10 Les charges permanentes :

1. Couverture et accessoires de pose : 13,8 $kg/m2$.

15.2 × 1.3= 17,94 daN/m

2. Poids propre de la panne : 12.9 kg/m

Ainsi nous obtenons un poids propre de G = 17,94 + 12.9 = 30,84 daN/m

II.1.11 Les charges climatiques :

Vf =-121,3 daN/m

en repartion linéique V = 121,3 × 1.3 = 157,69 daN/m

II.1.12 Les combinaisons d'actions ELS

$$QEd\ ser = G - V$$

- Projection sur ZZ :

$Qzser = G \cos \alpha - V$= 30,84 × cos 8,53 – 157,69

$$Qzser = -127{,}2\ daN/m$$

- Projection sur YY :

$Qyser = G \sin \alpha$= 30,84 × sin 8,53

$$Qyser = 4{,}57\ daN/m$$

II.1.13 Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une poutre bi-articulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par:

$fser$ = (5/385) × ($QEd\ ser. L^4$ / $E. Iy$)

$Qz\ ser$ (daN/m)	L(m)	($N/mm2$)	Iy ($mm4$)
-127,2	6	2.1×10^5	2.6×10^6

Tableau II.2 Donnée de vérification de la panne

$fser$ = (5/385) × (0,1272 × 6^4 / $2{,}1.10^4 \times 2{,}6.10^6$)

Nous obtenons ainsi $fser$ = 18,89 mm

$fser$ = 18,89mm < $faadm$ = 30mm

La flèche est vérifiée, procédons aux vérifications des ELU.

II.1.14 Vérification de stabilités :

Les combinaisons d'actions ELU

$$QEd = G - 1.5V$$

- Projection sur ZZ :

$QzEd = G\cos\alpha - 1.5V = 30{,}84 \times \cos 8{,}53 - 1.5 \times 157{,}69$

$QzEd = -206{,}036\ daN/m$

Et pour un chargement uniforme sur poutre bi appuyée nous obtenons

$MyEd = (QzEd \times L^2)/8$

Où L = 6m donc

$MyEd = 927{,}16\ daN.m$

- Projection sur YY:

$QyEd = 1.35G \sin\alpha = 1.35 \times 30{,}84 \times \sin 8{,}53 = 6{,}17\ daN/m$

$QyEd = 6{,}17\ daN/m$ ce qui correspond à un moment

$MzEd = (QyEd \times (L)^2)/8$

$MzEd = 27{,}76\ daN.m$

1. Vérification de la flexion déviée :

Le CCM97 recommande de vérifier la résistance à la flexion déviée à l'aide de la formule suivant:

$$\left(\frac{M_{yEd}}{M_{plyRd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{zEd}}{M_{plzRd}}\right)^{\beta} < 1$$

où $\alpha = 2$ pour les sections en I et en H et $\beta = 1$ car il n'y a pas d'effort normal.

$$M_{ply.rd} = \frac{Wply \times Fy}{\gamma m0} = \frac{88{,}3 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 24{,}28\ KN.m = 2428{,}25\ \text{daN.m}$$

$MyEd\ (daN.m)$	$MplyRd\ (daN.m)$	$MzEd\ (daN.m)$	$MplzRd\ (daN.m)$
927,16	2428,25	27,76	530,75

Tableau II.3 moments de vérification

$$M_{plz.rd} = \frac{Wplz \times Fy}{\gamma m0} = \frac{19{,}3 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 5{,}3075\ KN.m = 530{,}75\ \text{daN.m}$$

$$\left(\frac{927{,}16}{2428{,}25}\right)^2 + \left(\frac{27{,}76}{530{,}75}\right)^1 = 0{,}19 < 1$$

La flexion déviée est vérifiée

2. Vérification au déversement :

a. l´élancement géométrique et l'élancement théorique (formule approximative)

Pour les sections en I et en H, leCCM97propose une formule approximative pour calculer l´élancement géométrique.

$$\lambda LT = \frac{\frac{Ld}{iz}}{\sqrt{C1} \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{Ld}{iz}}{\frac{h}{tf}}\right)^2\right)^{0.25}}$$

où $LD = 3\ m$ car la lierne est considérée comme un maintien latéral qui bloque le flambement de la semelle inferieure autours de l'axe ZZ. Et $C1 = 1.88$ coefficient qui dépend de la nature du diagramme des moment

$iz\ (mm)$	$h(mm)$	$tf\ (mm)$
16,5	140	6,9

Tableau II.4 caractéristiques de la panne

Nous obtenons ainsi :

$$\lambda_{LT} = 91{,}05$$

L'élancement théorique est donnée par: $\lambda 1 = 93.9\epsilon$ où $\epsilon = 0.92$ d'ou

$\lambda 1 = 86.4$

Ainsi

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda LT}{\lambda 1} = \frac{91{,}05}{86.4} = 1{,}05$$

$\overline{\lambda_{LT}} = 1{,}05 > 0.4$

- Il y a risque de déversement, il est nécessaire de calculer le M_{bRd}

$$M_{bRd} = \chi_{LT} \beta w \frac{Wply\ fy}{\gamma M1}$$

où $\beta w = 1$ pour les sections de classe 1 et 2, $Wply = 88300\ mm^3$ et $\gamma M1 = 1.1$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi LT + \sqrt{\phi LT^2 - \overline{\lambda LT}^2}}$$

$\phi LT = 0.5(1 + \alpha_{LT}\ (\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \left(\overline{\lambda_{LT}}\right)^2)$

où $\alpha_{LT} = 0.21$ dans le cas du déversement Nous obtenons ainsi les résultats suivants :

$\phi_{LT} = 1{,}14$

$\chi_{LT} = 0.631$

$M_{bRd} = 1392{,}93\ daN.m$

3. Critère de vérification au déversement :

Le CCM97 propose de vérifier la résistance au déversement en flexion bi-axiale en utilisant la formule suivante

$$\frac{kLT \times MyEd}{MbRd} + \frac{kz \,.\, MzEd}{Wplz \,.\, fy/\gamma M1} \leq 1$$

k_{LT} = 1 car il n y a pas d'effort normal.

$M_{yEd}\ (daN.m)$	$M_{zEd}\ (daN.m)$	$W_{plz}\ (mm^3)$
927,16	27,76	19300

$$0.665 + 0.057 = 0.722 < 1$$

Le profile IPE140 sera retenue pour pannes. Nous placerons 10 pannes par versant.

II.2 Vérification des lisses de bardage:

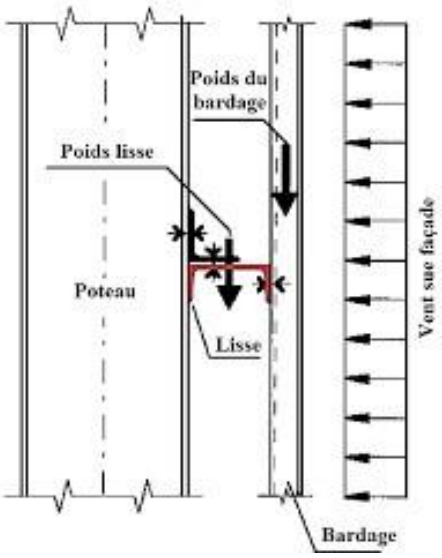


Figure II.2 Disposition des lisses

II.2.1 Définition des lisses de bardage :

Les lisses sont des profilés en I ou U, sont placées horizontalement le long des murs et des pignons. Elles servent à fixer le revêtement extérieur et à soutenir la structure en maçonnerie. Ces lisses transmettent les charges aux potelets sur lesquels elles sont fixées.

"Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal. La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée."

II.2.1 Objectifs de l'étude des lisses :

- Déterminer le profile adéquat.
- faire les vérifications nécessaires :
  - Vérification de la flèche (ELS)
  - ELU de La résistance à la flexion déviée.
  - ELU de résistance au déversement.

II.2.2 Prédimensionnement des lisses:

Pour une première itération de prédimensionnement, nous proposons de considérer le profil UPN120.

II.2.3 Les cas de charges qui solliciteront la lisse:

Afin de faire un calcul manuel qui se rapproche de la réalité´, il est nécessaire de convertir les chargements surfaciques en chargements linéiques que l'on appliquera comme chargement uniforme.
La lisse. Par ailleurs comme l'espacement des pannes est de 1.25 m, nous multiplierons les chargements surface par 1.25m.

II.2.4 Les charges Permanente:

Bardage LL60: 11,544 kg/m^2
Accessoires de pose : 3kg/m^2

D'où la répartition du poids permanent en mètre linéaire de longueur
1.25 m ×(11,544$daNm^2$ + 3daN/m^2) = 18,18 daN/m
Poids propre de la lisse UPN120 : 13,4 kg/m

G=13,4+18,18 =31,58 daN/m
Le vent:
V :610,74 N/m^2 =61,1 daN/m
V = 1,25 × 61,1= 76,4 daN/m

II.2.5 Les combinaisons d'actions ELS:

$QEd\ ser = G + V$

- Projection sur ZZ :

$$Qz\ ser = V = 76{,}4 daN/m$$

$Qzser$ = 76,4 daN/m

- Projection sur YY

$$Qyser = G = 31{,}58 daN/m$$

$Qy\ ser$ = 31,58daN/m

II.2.6 Vérification du prédimensionnement (vérification de la flèche) :

Le CCM97 recommande de limiter la flèche des poutres des toitures à *L*/200

1. Flèche horizontale (due au vent)

$fadmz = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30mm$

$fadmz = 30mm$

Dans le cas d'une poutre bi-articulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par:

$$fserz = \frac{5}{384} \times \frac{Qz\ ser \times L^4}{E \times Iy}$$

$Q_{z\ ser}$ (daN/m)	L(m)	$(N/mm2)$	Iy (mm^4)
76,4	6	2.1×10^5	$3{,}64 \times 10^6$

Tableau II.5 Donnée de vérification de la lisse horizontale

$fserz = \frac{5}{384} \times \frac{0{,}0764 \times 6000^4}{2{,}1 \times 10^4 \times 3{,}64 \times 10^6} = 16{,}87 \leq 30mm$

$f_{serz} < f_{admz}$ La fléché horizontale est vérifiée.

2. Flèche verticale (due au poids propre)

$fadmy = \frac{\frac{L}{2}}{200} = \frac{3000}{200} = 15mm$

D'où $fadmy = 15mm$

Dans le cas d'une poutre avec 3 appuis et chargée uniformément, la flèche est donnée par:

$$fsery = \frac{2{,}05}{384} \times \frac{Qy\ ser \times L^4}{E \times Iy}$$

$Q_{y\ ser}$ (daN/m)	L/2(m)	$(N/mm2)$	Iz $(mm4)$
31,58	3000	2.1×10^5	0.432×10^6

Tableau II.6 Donnée de vérification de la lisse verticale

$fsery = \frac{2{,}05}{384} \times \frac{0{,}03158 \times 3000^4}{2.1 \times 10^4 \times 0.432 \times 10^6} = 1{,}5 \leq 15mm$

$f_{sery} < f_{admy}$ La flèche vertical est vérifiée.

3. Flèche totale :

$ftot = \sqrt{1{,}5^2 + 16{,}87^2} = 16{,}94 \leq 30mm$

La flèche totale est ainsi vérifiée

II.2.7 Vérification des stabilités:

Classification de profilé :

$b(mm)$	$tf(mm)$	$d(mm)$	$tw(mm)$
55	9	82	7

Tableau II.7 caractéristique de la lisse

- Semelle comprimée:

$$\frac{b}{tf} = \frac{55}{9} = 6{,}11 \leq 10\varphi = 10 \times 0{,}92 = 9{,}2$$

Semelle est de classe 1

- Ame fléchie :

$$\frac{b}{tw} = \frac{82}{7} = 11{,}71 \leq 72\varphi = 72 \times 0{,}92 = 66{,}24$$

Ame est de classe 1

Ainsi le profilé et de classe 1,il peut développer une résistance plastique.

Les combinaisons d'actions ELU:

$$QEd = 1.35G + 1.5V$$

- Projection sur ZZ:

$$QzEd = 1.5V = 1.5 \times 76{,}4$$

$$QzEd = 114{,}6\ daN/m$$

Pour un chargement uniforme sur poutre bi appuyée nous obtenons

$$MyEd = \frac{QzEd \times L2}{8}$$

où L = 6m donc $MyEd = 515{,}7\ daN.m$

- Projection sur YY :

$$QyEd = 1.35G$$
$$QyEd = 1.35 \times 31{,}58$$
$$QyEd = 42{,}633\ daN/m$$

Pour un chargement uniforme sur poutre bi appuyée nous obtenons

$$MzEd = \frac{QyEd \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8}$$

où L = 6m donc $MyEd = 43{,}57 daN.m$

II.2.8 Vérification de la flexion déviée :

Le CCM97 recommande de vérifier la résistance à la flexion déviée à l'aide de la formule ci-dessous. Il est toutefois important de mentionner que notre profile UPN120 n'est pas une section bi symétrique ,donc le critère utilisé pour la vérification des pannes n'est pas applicable.

$$\left(\frac{MyEd}{MplyRd}\right)^2 + \left(\frac{MzEd}{MplzRd}\right) < 1$$

$$M_{ply.rd} = \frac{Wply \times Fy}{\gamma m0} = \frac{72{,}6 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 19{,}96\ KN.m = 1996{,}5\ \text{daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{Wplz \times Fy}{\gamma m0} = \frac{21{,}26 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 5{,}85\ KN.m = 584{,}65\ \text{daN.m}$$

$MyEd\ (daN.m)$	$MplyRd\ (daN.m)$	$MzEd\ (daN.m)$	$MplzRd\ (daN.m)$
515,7	1996,5	43,57	584,65

Tableau II.8 moments de vérification de la lisse.

$$\left(\frac{515{,}7}{1996{,}5}\right)^2 + \left(\frac{43{,}57}{584{,}65}\right) = 0{,}14 < 1$$

La flexion déviée est vérifiée.

II.2.9 Vérification au déversement :

Pour les profilés à section constante, le CCM97 propose une formule approximative pour calculer l'élancement géométrique.

$$\lambda LT = \frac{\frac{Ld}{iLT}}{\sqrt{C1} \times \left(1 + \frac{\left(\frac{Ld}{\alpha LT}\right)^2}{25{,}66}\right)^{0.25}}$$

Où $LD = 3\ m$ car la lierne est considérée comme un maintien latérale qui bloque le flambement

de la semelle inférieure autours de l'axe ZZ. Et $C1$ = 1.88 coefficient qui dépend de la nature du diagramme des moment.

$$\alpha LT = \sqrt{\frac{Iw}{It}} = \sqrt{\frac{0{,}9\times10^{9}}{4{,}15\times10^{4}}} = 147{,}26mm$$

$$iLT = \sqrt{\frac{Iz}{A-0{,}5\times twhs}} \qquad \text{hs=h-tf = 120 – 9 = 111mm}$$

$$iLT = \sqrt{\frac{43{,}2\times10^{4}}{1675-388{,}5}} = 18{,}32mm$$

λLT=58,67

L'élancement théorique est donné par: $\lambda 1 = 93.9\epsilon$ où $\epsilon = 0.92$

$\lambda 1 = 86.4$

$$\overline{\lambda LT}=\frac{\lambda LT}{\lambda 1} = \frac{58{,}67}{86.4} =0{,}68> 0{,}4$$

Il y a risque de déversement

$$M_{bRd}=\chi LT\ \beta w \frac{Wply\ fy}{\gamma M1}$$

où βw = 1 pour les sections de classe 1 et 2, $Wply$ = 72600mm^3 et $\gamma M1$ = 1.1

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

ϕLT = 0.5(1 + αLT ($\overline{\lambda LT}$− 0.2) + $\overline{\lambda LT}^2$) αLT= 0,21(laminé à chaud)

ϕLT=0,7816
χLT=0,857
$M_{bRd=}$ 1555,45 daN/m

$$\frac{kLT\ \times MyEd}{MbRd}+\frac{kz\,.\,MzEd}{Wplz\,.\,fy/\gamma M1}\leq 1$$

$$\left(\frac{515{,}7}{1996{,}5}\right)+\left(\frac{43{,}57}{21260\times\frac{275\times10^{-4}}{1{,}1}}\right)=0{,}26+0{,}082=0{,}34<1$$

Le déversement est ainsi vérifié, Notre profilé vérifie ainsi toutes les stabilités

Le profilé UPN120 sera retenu pour les lisses de bardages.

II.3 Les liernes :

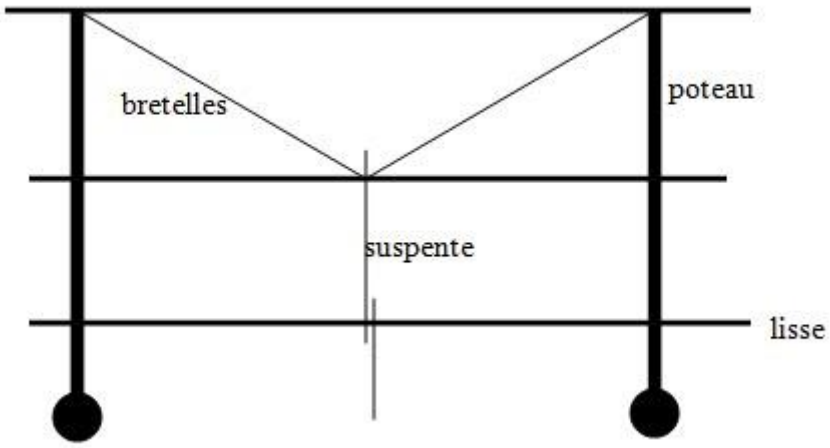


Figure II.3 Disposition des liernes.

II.3.1 Calcul des charges :

Le poids de la lisse de bardage est de 13,4 daN/m
Le poids du bardage et accessoires est de 18,18 daN/m

G_0=13,4+18,18=31,58 daN/m

G=1,35 G_0=1,35(31,58)=42,633 daN/m

II.3.2 Dimensionnement :

- L'effort de traction T_1

$T_1=1{,}25\times\frac{t}{2}\times\frac{L}{2}$

$T_1=1{,}25\times\frac{42{,}633}{2}\times\frac{3}{2}=39{,}96daN$

- L'effort de traction T_2

$T_2=1{,}25\times\frac{2t}{2}\times\frac{L}{2}+T_1$

$T_2=1{,}25\times\frac{2\times42{,}633}{2}\times\frac{3}{2}+39{,}96=119{,}9daN$

- L'effort de traction T_3

$T_3=1{,}25\times\frac{3t}{2}\times\frac{L}{2}+T_2$

T_3=$1{,}25 \times \frac{3\times42{,}633}{2} \times \frac{3}{2} + 119{,}9 = 239{,}81daN$

- L'effort de traction T_4

T_4=$1{,}25 \times \frac{4t}{2} \times \frac{L}{2} + T_3$

T_4=$1{,}25 \times \frac{4\times42{,}633}{2} \times \frac{3}{2} + 239{,}81 = 403{,}43daN$

- L'effort de traction T_5

T_5=$1{,}25 \times \frac{5t}{2} \times \frac{L}{2} + T_4$

T_5=$1{,}25 \times \frac{5\times42{,}633}{2} \times \frac{3}{2} + 403{,}43 = 603{,}27daN$

- L'effort de traction T_6

θ=Arctg($\frac{1{,}25}{3}$)=22,62°

T_6=$\frac{T5}{2\times\sin(22{,}62)} = \frac{603{,}27}{2\times\sin(22{,}62)} = 783{,}91daN$

$N_{t,\,sd}$=$\frac{A\times Fy}{\gamma m0}$ d'où A≥ $\frac{Nt,sd\times\gamma m0}{Fy} \gg \frac{7839{,}1\times1}{275} = 28{,}5mm^2$

A= $\frac{\pi\times D^2}{4}$ d'ou D≥ $\sqrt{\frac{28{,}5\times4}{\pi}}$ =6,02mm

On choisit la lierne de diamètre de 10mm

II.4 Vérification des potelets

II.4.1 Définition des potelets

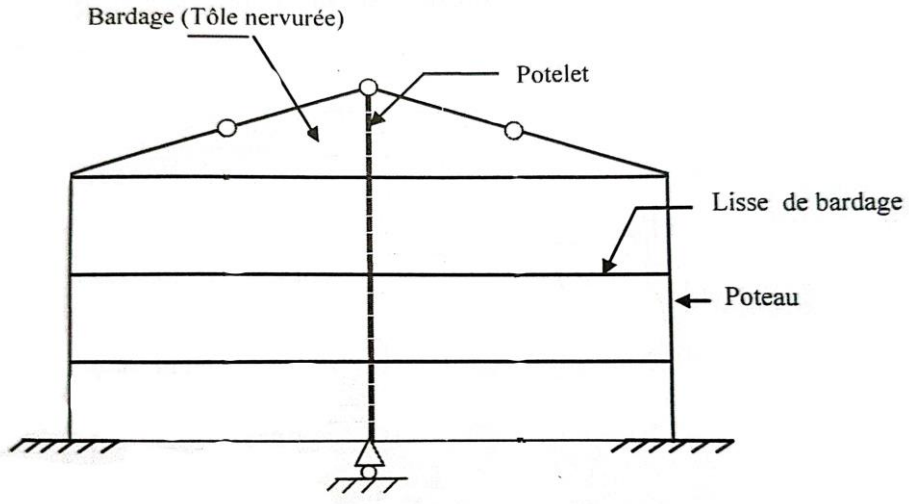


Figure II.4 Disposition des potelets

Les potelets, généralement des profilés en I ou H, servent à renforcer les clôtures et à leur permettre de résister aux pressions horizontales exercées par le vent. Leur conception varie selon le type de bardage utilisé, qu'il soit en maçonnerie ou en tôle ondulée, ainsi que selon la hauteur du bâtiment.
"Le Potelet, travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composé."

— **h = 9,8m**
— **surface tributaire offerte au vent par potelet:** $6m \times 9{,}8m = 58{,}8m^2$

II.4.2 Prédimensionnement des potelets :

Il est important de convertir la pression aérodynamique (flexion) en chargement linéique et le chargement vertical (compression) en chargement ponctuel.

II.4.3 Cas de charges qui solliciteront le potelet :

A. Les charges permanentes.

- Bardage LL60 : 11,544 kg/m^2.
- Accessoires de pose : $3kg/m^2$.

En multipliant par la surface tributaire nous obtenons

$$58{,}8m^2 \times (11{,}544\ \text{daN}/m^2 + 3\text{daN}/m^2) = 855{,}187daN$$

$$G_1 = 855{,}187daN$$

- Poids propre des 6 lisses en UPN 120

$$7 \times 13.4daN/m \times 6m = 562{,}8daN$$

$$G_2 = 562{,}8\ daN$$

Ainsi nous obtenons un chargement ponctuel de compression (poids propre) de

$$G = G_1 + G_2 = 855{,}187 + 562{,}8 = 1418daN$$

B. Les charges climatiques:

Nous avons obtenu dans ce cas sur la zone A de la paroi verticale une pression aérodynamique égale a : 61,1 daN/m^2.

$$V = 61.1 \times 6 = 366{,}6\ daN/m$$

II.4.3 Dimensionnement

A. Détermination de l'inertie minimale (vérifications de la flèche) :

1. la flèche admissible (due au vent) :

$$fadm = \frac{L}{200} = \frac{9800}{200} = 49mm$$

$$fserz = \frac{5}{384} \times \frac{V \times L^4}{E \times I} \leq 49mm$$

$$\text{Iy} = \frac{5 \times V \times L^4}{49 \times 384 \times E} = \frac{5 \times 0{,}3666 \times 9800^4}{49 \times 384 \times 2{,}1 \times 10^4} = 4278{,}78 \times 10^4 mm^4$$

On prend IPE270 Iy=$5790 \times 10^4 mm^4$

B. Vérification des stabilités :

- Classification de profile:

$b(mm)$	$tf(mm)$	$d(mm)$	$tw\ (mm)$	$r\ (mm)$
135	10,2	219,6	6,6	15

Tableau II.9 Caractéristique du potelet

- Semelle comprimée :

$$\frac{b/_2 - tw/_2 - r}{tf} = 4{,}82 \leq 10 \times 0{,}92 = 9{,}2$$

Semelle est de classe 1

- Ame fléchie:

$$\frac{d}{tw} = \frac{219{,}6}{6{,}6} = 33{,}27 \leq 72 \times 0{,}92 = 66{,}24$$

âme est de classe 1, le profile est de classe 1

II.4.4 Vérification des stabilités

a. Vérification de la résistance en section :

$$Ned \leq min\left(0{,}25Npl; \frac{0{,}5 \times Aw \times Fy}{\gamma m0}\right)$$

Aw=A-2btf

$$Npl = \frac{A \times Fy}{\gamma m0} = \frac{4590 \times 275}{1{,}1} = 114750daN$$

$$\frac{0{,}5 \times 1836 \times 275 \times 10^{-3}}{1{,}1} = 22950daN$$

$G_{tot} = G + G_{IPE270} = 1418 + 9{,}8 \times 36{,}1$

$G_{tot} = 1771{,}78daN$

$NEd = 1.35 \times G_{tot} = 2391{,}9daN$

$$Ned \leq min(28687{,}5; 22950)$$

$Ned \leq 22950daN$

$2391{,}9 \leq 22950$ vérifié

Nous avons $MyEd = \frac{Qz \times L^2}{8}$

$$Qz = 1.5V = 1.5 \times 366{,}6 = 550\ daN/m$$

$MyEd = 6602{,}75\ daN.m$

$M_{ply.rd} = \frac{Wply \times Fy}{\gamma m0} = \frac{484 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-4}}{1{,}1} = 12100\ \text{daN.m}$

Le critère de vérifications de la résistance en section est donnée par

$$\frac{\text{MyEd}}{\text{Mply.rd}} = \frac{6602{,}75}{12100} = 0{,}545 \leq 1$$

La résistance en section est vérifiée.

b. Vérification de la résistance au flambement-flexion :

Le CCM97 16 recommande le critère de vérification suivant:

$$\frac{Ned}{\chi min \times A \times \frac{Fy}{\gamma m1}} + \frac{Ky \times MyEd}{Wply \times \frac{Fy}{\gamma m1}} \leq 1$$

$$Ky = 1 - \frac{\mu y \times NEd}{\chi y \times A \times fy}$$

$$Uy = \overline{\lambda y} \times (2 \times \beta M.y - 4) + \frac{Wply - Wely}{Wely}$$

$\beta M.y$	$Wply\ (mm^3)$	$Wely\ (mm^3)$	(mm^2)
1.3	484000	429000	4590

Détermination de χmin :

$iy\ (mm)$	$iz\ (mm)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$tf\ (mm)$
112	30,2	270	135	10,2

Flambement autour de ZZ:

$$\chi z = \frac{1}{\phi z + \sqrt{\phi z^2 - \overline{\lambda z}^2}}$$

$$\overline{\lambda z} = \frac{\lambda z}{\lambda 1}\sqrt{Ba}$$

$$\lambda z = \frac{Lfz}{iz} = \frac{1250}{30,2} = 41,4$$
$$\lambda 1 = 93,9\mathcal{E} = 93,9 \times 0,92 = 86,4$$

$$\overline{\lambda z} = \frac{41,4}{86,4}\sqrt{1} = 0,48 > 0,2$$

Risque de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1,2$$
$$tf = 10,2 < 40mm$$

autour ZZ $\alpha Z = 0,34$

$$\phi z = 0,5(1 + 0,34(\overline{\lambda z} - 0,2) + \overline{\lambda z}^2)$$

$$\phi z = 0,663$$
$$\chi z = 0,89$$

Flambement autour de YY:

$$\chi y = \frac{1}{\phi y + \sqrt{y - \overline{\lambda y}^2}}$$

$$\overline{\lambda y} = \frac{\lambda y}{\lambda 1}\sqrt{Ba}$$

$$\lambda y = \frac{Lfy}{iy} = \frac{9800}{112} = 87{,}5$$
$$\lambda 1 = 93{,}9\mathcal{E} = 93{,}9 \times 0{,}92 = 86{,}4$$

$$\overline{\lambda y} = \frac{87{,}5}{86{,}4}\sqrt{1} = 0{,}98 > 0{,}2$$

Risque de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1{,}2$$
$$tf = 10{,}2 < 40mm$$
$$\alpha Z = 0{,}21$$

$$\phi y = 0{,}5(1 + 0{,}34(\overline{\lambda y} - 0{,}2) + \overline{\lambda y}^2)$$

$$\phi y = 1{,}06$$
$$\chi y = 0{,}679$$

$$\chi min = min(0{,}679; 0{,}89)$$

$$\chi min = 0{,}679$$

$$Uy = 0{,}98 \times (2 \times 1{,}3 - 4) + \frac{484 - 429}{429}$$
$$Uy = -1{,}24 \leq 0{,}9$$

$$Ky = 1 - \frac{-1{,}24 \times 2391{,}9}{0{,}679 \times 4590 \times 275}$$

$$Ky = 1{,}003$$

$$\frac{2391{,}9}{0{,}679 \times 4590 \times \frac{275^{-2}}{1{,}1}} + \frac{1{,}003 \times 6602{,}75}{484 \times 10^3 \times \frac{275^{-2}}{1{,}1}} = 0{,}315 < 1$$

Le critère de flambement-flexion est vérifié

c. Vérification au déversement:

$$\frac{NEd}{\chi z \times A \times \frac{Fy}{\gamma m1}} + \frac{kLT\,.MyEd}{\chi z \times Wply \times \frac{Fy}{\gamma m1}} \leq 1$$

$$KLT = 1 - \frac{\mu LT \times NEd}{\chi z \times A \times fy}$$

$$\mu LT = 0{,}15 \times \overline{\lambda z} \times \ \beta \mathrm{M.LT} - 0{,}15$$

$$\mu LT = -0{,}056$$
$$KLT = \ 1{,}011$$

$$\lambda LT = \frac{\frac{Ld}{iz}}{\sqrt{C1} \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{Ld}{iz}}{\frac{h}{tf}}\right)^2\right)^{0.25}}$$ C_1=1,132, L_D=3m

$$\lambda LT = 51{,}62$$
$$\lambda 1 = 93{,}9\mathcal{E} = 93{,}9 \times 0{,}92 = 86{,}4$$

$$\overline{\lambda LT} = \frac{51{,}62}{86{,}4} = 0{,}6 > 0{,}4$$

Risque de déversement

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

ϕLT = 0.5(1 + αLT ($\overline{\lambda \mathrm{LT}}$− 0.2) + $\overline{\lambda \mathrm{LT}}^2$) αLT= 0,21(laminé à chaud)

ϕLT =0,722
χLT=0,889

$$\frac{2391{,}9}{0{,}89 \times 4590 \times \frac{275 \times 10^{-2}}{1{,}1}} + \frac{1{,}001 \times 6602{,}75}{0{,}889 \times 484 \times 10^3 \times \frac{275 \times 10^{-2}}{1{,}1}} = 0{,}234 + 0{,}613 = 0{,}836 < 1$$

Le déversement est vérifié

<u>Conclusion :</u>

- **Profile pannes: IPE 140**
- **Profile Lisses: UPN 120**
- **Profile potelets: IPE 270**

II.5. Vérification des escaliers :

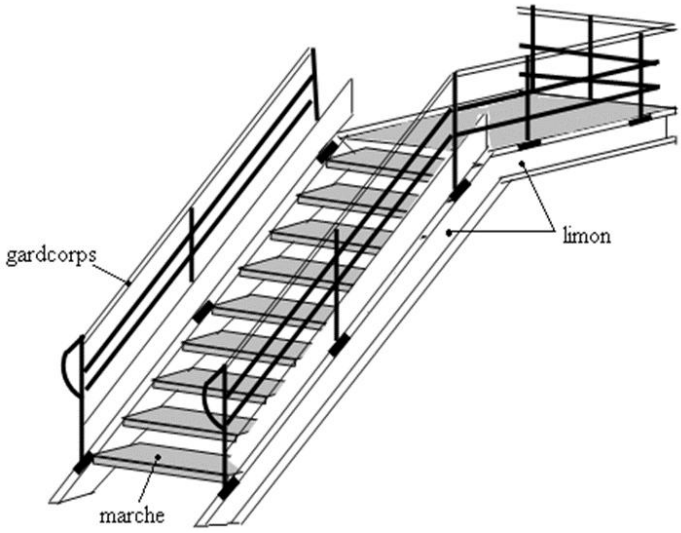


Figure II.5 Vue de l'escalier

II.5.1. Choix des dimensions :

Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- la hauteur de l'étage : h = 4m
- les dimensions en plan de la cage d'escalier : 6*3 m²
- emmarchement : 1,5 m
- les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches sont les suivantes :

  - H : hauteur de la marche $16{,}5 \leq H \leq 18{,}5$cm
  - G : largeur de la marche $27 \leq G \leq 30cm$
  - 2H+G =63
  - $\tan(H/G)$ $avec\ \alpha = 30{,}38°$

On admet une hauteur de marche : H = 17cm, et largeur de la marche G=29cm
On a 24 marches et 25 contres marches

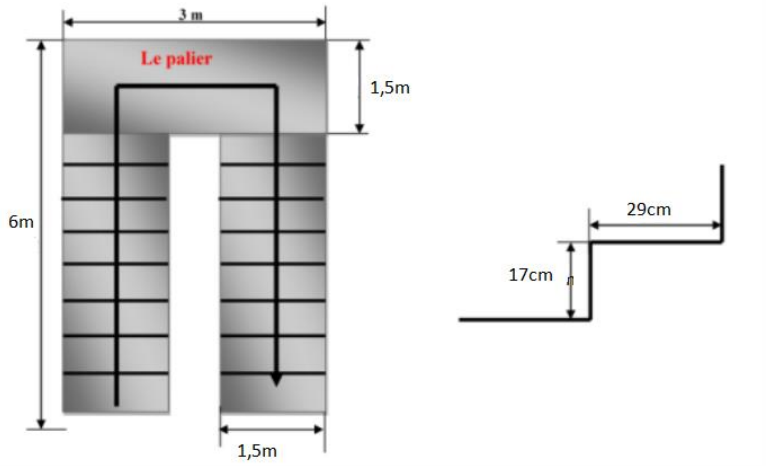


Figure II.5 Dimension de l'escalier

II.5.2. Dimensionnement des supports des marches :

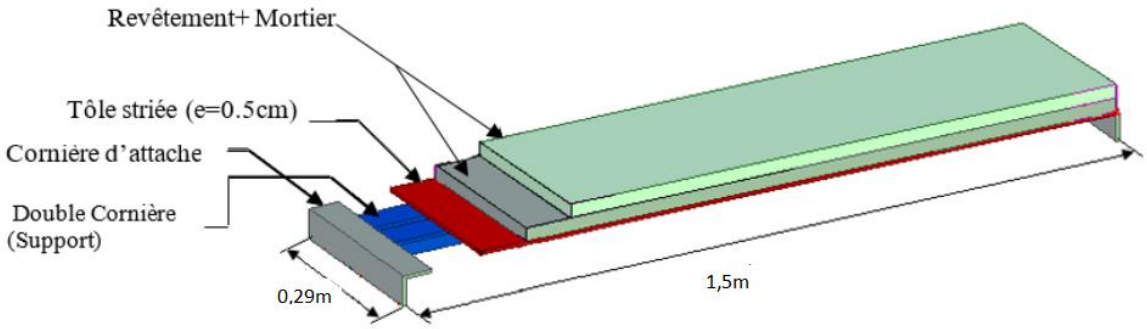


Figure II.6 Eléments constructif de la marche

Déterminations des sollicitations :

- Tôle striée : ep= 5mm $G_1 = 0{,}4\ KN/m^2$
- Mortier de pose + carrelage $G_2 = 0{,}8\ KN/m^2$

- Charge permanente : $G = (0{,}4 + 0{,}8) \times 0{,}29 = 0{,}35\ KN/m$
- Surcharge d'exploitation : $Q = (2{,}5) \times 0{,}29 = 0{,}725\ KN/m$

- Combinaison à l'ELS :

$$T = 1(G) + 1(Q) = 1{,}075\ KN/m$$

- Combinaison à l'ELU :

$$T = 1{,}35(G) + 5(Q) = 1{,}56\ KN/m$$

Prédimensionnement des supports :

On dimensionne les supports des marches sous la condition de la flèche « fy»

$$f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{1500}{250} = 6mm$$

$$f_y \leq f_{max} \rightarrow \frac{5}{384} \times \frac{T \times L^4}{E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 5 \times 1{,}075 \times 1{,}5^3}{2{,}1 \times 10^2 \times 384} = 5{,}68cm^4$$

On prend la CAE50*50*5

Avec : $I_y = 10{,}96cm^4$ et $A(cm^2) = 4{,}8$ et $P\left(\frac{kg}{m}\right) = 3{,}84$

Chargement :

- Charge permanente :

$$G = (0{,}4 + 0{,}8) \times 0{,}29 + 0{,}384 = 0{,}734\ KN/m$$

- Combinaison à l'ELS :

$$T = 1(G) + 1(Q) = 1{,}459\ KN/m$$

- Combinaison à l'ELU :

$$T = 1{,}35(G) + 5(Q) = 2\ KN/m$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{T \times L^4}{E \times I_y} = 4{,}19mm < 6mm$$

La flèche est vérifiée

Condition de la résistance à l'ELU

Classification des cornières :

$I_y(mm^4)$	$I_z(mm^4)$	$b = h(mm)$	$t(mm)$	$A(mm^2)$	$W_{ply}(mm^3)$	$W_{ely}(mm^3)$
109600	109600	50	5	480	30500	30500

Tableau II.10 Caractéristique de la cornière 50*50*5mm

$$\frac{h}{t} = 10 < 15 \times 0{,}92 = 13{,}8$$

$$\frac{b+h}{2t} = 10 < 11{,}5 \times 0{,}92 = 10{,}58$$

Cornière est de classe 3.

$$M_{y,Ed} = \frac{F \times L^2}{8} = \frac{2 \times 1{,}5^2}{8} = 0{,}56\ KN.m$$

$$M_{el,y,Rd} = \frac{W_{ely} \times F_y}{\gamma_{m0}} = 8{,}38KN.m$$

$$\frac{0{,}56}{8{,}38} = 0{,}06 < 1$$

La résistance en section est vérifiée et **CAE50*50*5** est adoptée comme support de marche.

II.5.3. Dimensionnement du limon :

Déterminations des sollicitations :

Nous proposons de considérer le profile **UPN 180.**

- Tôle striée : ép= 5mm $G_1 = 0{,}4\ KN/m^2$
- Mortier de pose + carrelage $G_2 = 0{,}8\ KN/m^2$
- Garde-corps $G_3 = 1\ KN/m$

Nous avons le limon qui est encastré directement (soudé) dans les poteaux et la poutre de palier alors, pour la vérification de limon nous avons utilisé Logiciel Autodesk Robot. Voir annexes

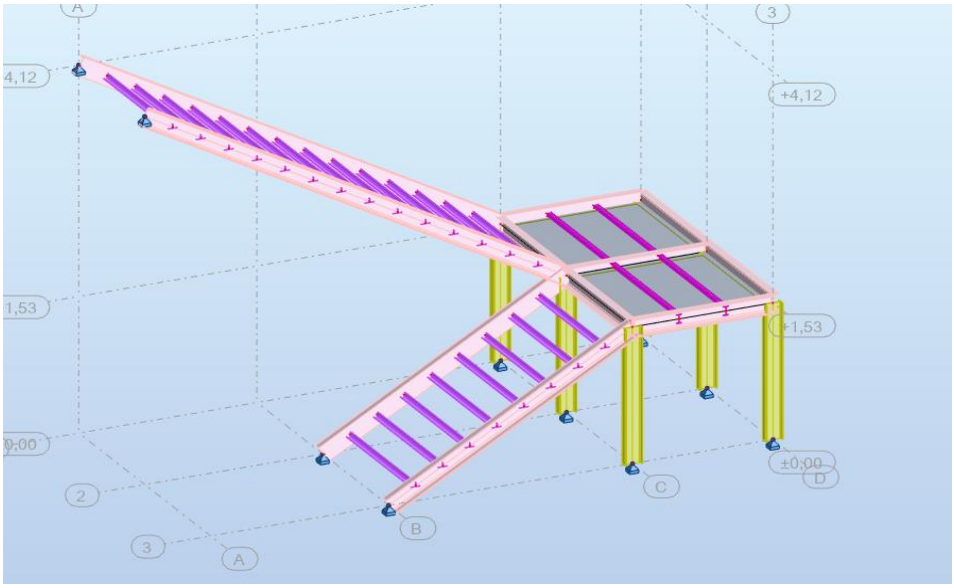


Figure II.7 Vue de l'escalier par logiciel ROBOT

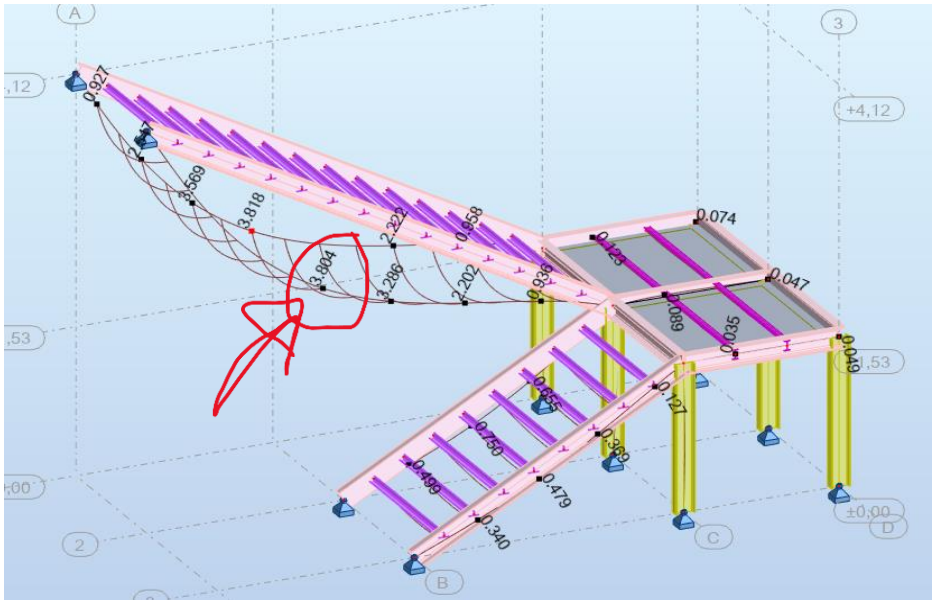


Figure II.8 La flèche de l'escalier par logiciel ROBOT

Chapitre III : Etude du plancher

III.1. Introduction:

Le plancher mixte, composé d'une structure en acier et de béton, est conçu pour supporter et transférer les charges verticales et horizontales, vers les poteaux et les contreventements verticaux, puis les acheminer vers les fondations. Le plancher mixte se compose d'une couche de béton armé reliée aux semelles supérieures des solives par des connecteurs, qui assurent la solidarité entre les solives en acier et la dalle de béton, empêchant ainsi tout glissement relatif. Une dalle de ce type est qualifiée de "collaborant", car elle contribue à l'inertie globale du plancher.

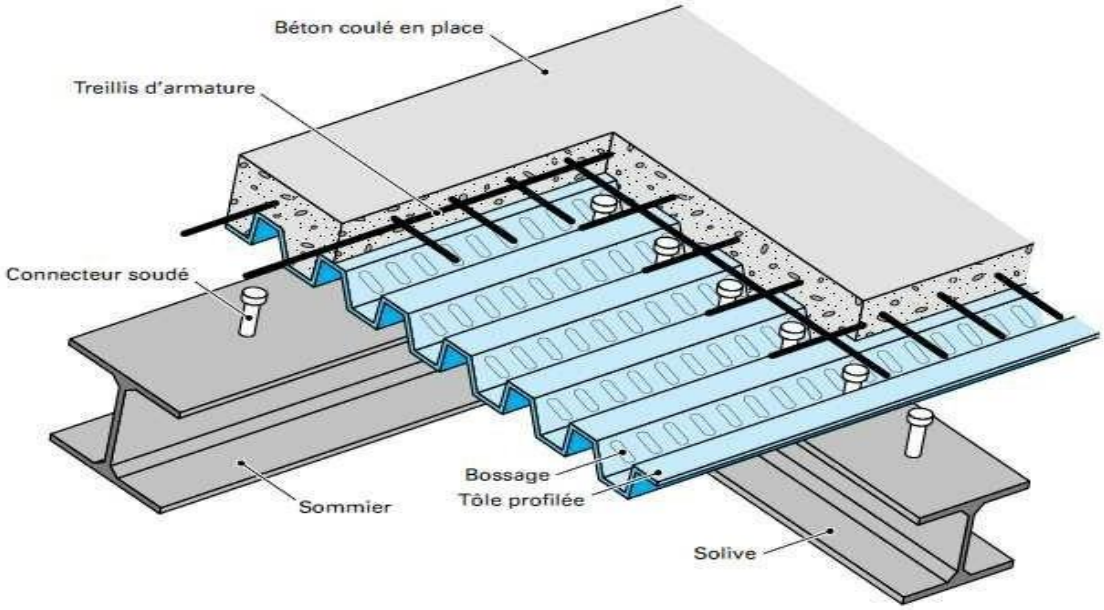


Figure III.1 Plancher collaborant

III.2. Disposition des solives

Pour notre première approche de dimensionnement du plancher de notre ouvrage, nous disposerons dans chaque trame six solives, espacées d'un 1,2m

III.3. Caractéristiques des éléments constructifs

- **Acier**
  - Module de Young $Ea = 2.1 \times 10^5 MPa$
  - Limite d'élasticité $fy = 275MPa$
  - Limite élastique de cisaillement $\tau e = \frac{fy}{\sqrt{3}}$=158,77MPa
  - Tôle nervurée Hi-BOND 55 de 0.75mm d'épaisseur

- **Béton**
  - Pour les planchers nous utiliserons un béton C25/30 d'épaisseur **t =12cm**.
  - $fc28 = 25MPa$.
  - masse volumique $\rho = 25KN/m^3$.
  - Module d'élasticité efficace du béton $E'c = \frac{Ecm}{2}$.
  - Module sécant d'élasticité moyen pour un chargement à court terme : Ecm = 30500MPa

Le coefficient d'équivalence:

$$n = \frac{Ea}{E'c} = \frac{210000}{15250} = 14$$

- Le coefficient de retrait $\epsilon = 2.10^{-4}$

III.4. Vérification au stade de montage:

III.4.1. Evaluation des charges:

Les charges permanentes

- Solive IPE220:

$$G1 = 0.307kN/m$$

- Dalle en béton :

$$G2 = \rho \times espacementsolives = 25kN \times 0.12 \times 1,2$$
$$G2 = 3,6kN/m$$

- Tôle Hi-BOND 55 et accessoires de pose

$$G3 = 0.102kN/m2 \times 1,2m = 0,123kN/m$$

Le poids permanent total est :

$$G = 4,03\ kN/m$$

Les charges d'exploitation :

$$Q = 1.5\ kN/m2 \times 1,2m = 1,8kN/\text{m}$$

III.4.2. Vérification de la flèche (ELS)

$$Qser = G + Q = 4,03 + 1,8$$
$$Qser = 5,83kN/\text{m}$$

$$fadm = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24mm$$

$$fser = \frac{5}{384} \times \frac{Qser \times L^4}{EI} = \frac{5 \times 5{,}83 \times 10^{-3} \times 6^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^2 \times 27{,}72 \times 10^{-6}} = 16{,}9mm$$

$16{,}9mm < 24mm$ la flèche est vérifié

III.4.3. Vérification a l'ELU :

La combinaison à l'ELU est donnée par :

$Qu = 1.35G + 1.5Q$

$Qu = 1.35 \times 4{,}03 + 1.5 \times 1{,}8$

$Qu = 8{,}14$KN/m

Classification du profilé :

Ame fléchie :

$\frac{d}{tw} = \frac{177{,}6}{5{,}9} = 30{,}1 \leq 66{,}24$ Âme est de classe 1

Semelle comprimée :

$\frac{c}{tf} = \frac{40{,}05}{9{,}2} = 4{,}35 \leq 8{,}28$ Semelle est classe 1

Le profilé est de classe 1

Vérification de la résistance en section :

$$MyEd = \frac{Qu \times L^2}{8} = \frac{8{,}14 \times 6^2}{8}$$

MyEd =36,63KN.m

Le moment résistant :

$M_{ply.rd} = \frac{Wply \times Fy}{\gamma m0} = \frac{285 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6}}{1{,}1} = 71{,}25$ KN. m

$$\frac{\text{MyEd}}{\text{Mply. rd}} = \frac{36{,}63}{71{,}25} = 0{,}51 < 1$$

La résistance en section est vérifiée.

Vérification au cisaillement :

A. L'effort tranchant sollicitant:

$$VzEd = \frac{Qu \times l}{2} = \frac{8{,}14 \times 6}{2}$$

VzEd= 24,42KN

B. L'effort tranchant résistant :

$$VzRd = \frac{Avz \times \frac{Fy}{\sqrt{3}}}{\gamma mo}$$

$$Avz = A - 2.b.tf + (tw + 2.r)tf$$

$$Avz = 3340 - 2 \times 110 \times 9{,}2 + (5{,}9 + 2 \times 12) \times 9{,}2$$

Avz=1591mm^2

$$VzRd = \frac{1591 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}}}{1{,}1} = 229{,}6KN$$

$$\frac{VzEd}{VzRd} = \frac{24{,}42}{229{,}6} = 0{,}11 \leq 0{,}5$$

L'effort tranchant est vérifié

III.5. Vérification au stade final (après durcissement du béton) :

Après durcissement du béton, l'inertie du béton participera dans l'inertie totale de la section mixte. Néanmoins comme le béton travaille à la compression et l'acier travaille à la traction, nous aimerions disposer nos poutrelles telle que l'axe neutre de la poutre mixte se situe au voisinage de la semelle supérieure du profile en acier IPE 200.

III.5.1. Détermination de la position de l'axe neutre

Pour une dalle en béton armé d'épaisseur t = 120mm solidairement connecté à un IPE 220

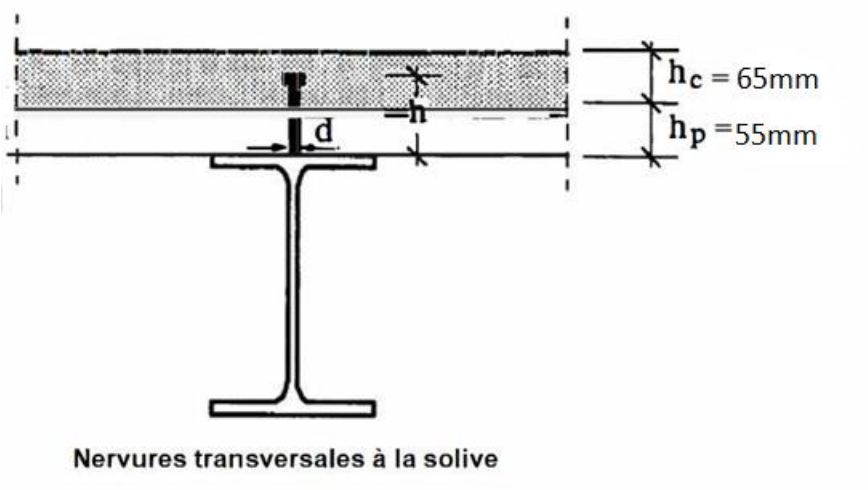


Figure III.2. Section de la poutre mixte

Détermination de $beff$:

$beff$ est la largeur sur laquelle la répartition des contraintes normales est constante.
Afin que le béton soit entièrement comprimé il est nécessaire que:

$$Fa > Fc > Fw$$

Fa: est l'effort résistant à la traction ou à la compression du profile IPE 220.
Fc: est l'effort résistant de la semelle en béton armé.
Fw: est l'effort résistant à la traction ou à la compression de l'âme du profile IPE 220.

- $Fa = \frac{Aa \times Fy}{\gamma a} = \frac{3340 \times 275}{1,1} = 0,835MN$
- $Fc = hc \times \text{beff} \times 0,85 \times \frac{Fc28}{1,5}$
- $Fw = (ha - 2 \times tf) \times tw \times \frac{Fy}{\gamma a} = (220 - 2 \times 9,2) \times 5,9 \times \frac{275}{1,1} = 0,297MN$
-

Calcul de $beff$:

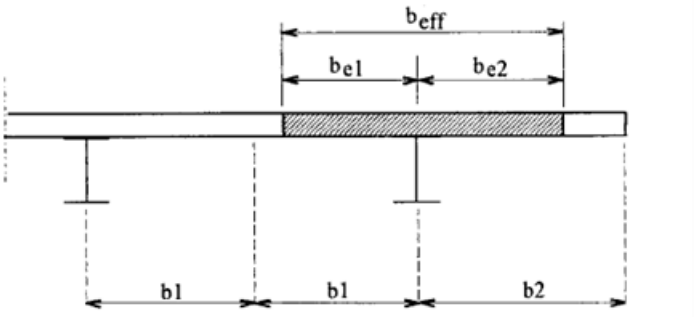


Figure III.3. Largeur participante pour une poutre

$$\text{beff} = \text{be1} + \text{be2}$$

$$bei = min(\frac{L}{8}; bi)$$

$$bei = min(\frac{6000}{8}; 600)$$

$$bei = 600mm$$

$$\text{beff} = 600 + 600$$

beff= 1,2m

$$Fc = 65 \times 1200 \times 0{,}85 \times \frac{25}{1{,}5} = 1{,}105MN$$

Donc le béton n'est pas entièrement comprimé

$$Fc > Fa$$

$$1{,}105 > 0{,}835$$

Déterminons *Zc* la distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure la plus comprimée :

$$Zc = \frac{Fa}{(Beff \times 0{,}85 \times \frac{Fc28}{\gamma c})} < hc$$

$$Zc = \frac{835}{(1{,}200 \times 0{,}85 \times \frac{25}{1{,}5})} = 49{,}12mm < 65mm$$

$$F_c > F_a$$

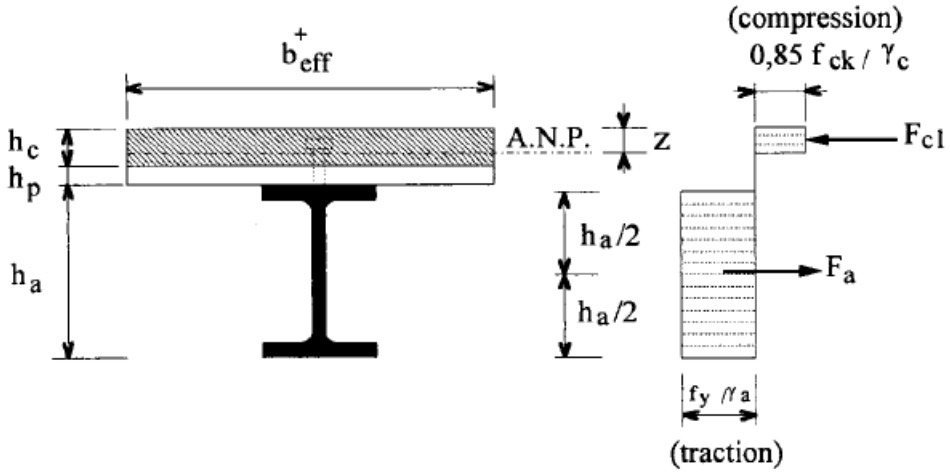


Figure III.4. Représentation de l'axe neutre

III.4.2. Calcul au moment de flexion sollicitant:

Les charges permanentes:

	(kN/m^2)	Espacement (m)	(kN/m)
Cloison	1	1,2	1,2
Carrelage	0,2	1,2	0,24
Chape 2cm	0,4	1,2	0,48
Dalle 12cm	3	1,2	3,6
Hi-BOND 55	0,102	1,2	0,123
IPE 220	0,307	1,2	0,368
Faux plafond	1	1,2	1,2
			7,2

Tableau III.1. Charge permanentes sur le plancher.

Les charges d'exploitations :

$$Q=2,5Kn/m^2$$

$$Q=2,5 \times 1,2 = 3KN/m$$

ELU :

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

$$Qu=1,35(7,2) + 1,5(3)$$

$$Qu= 14,22KN/m$$

$$Mu = \frac{Qu \times L^2}{8} = \frac{14,22 \times 6^2}{8}$$

$$Mu=64KN.m$$

Vérification de la résistance en section:

$$Mpl.Rd = 0,835 \times \left(\frac{ha}{2} + hp + hc - \frac{z}{2}\right)$$

$$Mpl.Rd = 0,835 \times \left(\frac{0,24}{2} + 0,055 + 0,065 - \frac{0,039}{2}\right)$$

$$Mpl.Rd=184,12kN.m$$

$$\frac{Mu}{Mpl.Rd} = \frac{64}{184,12} = 0,347 < 1$$

La résistance en section de la poutre mixte est vérifiée

III.4.3. Calcul et dimensionnement des connecteurs:

Afin qu'il y ait une connexion complète de la poutre mixte il est nécessaire d'utiliser des connecteurs. Les dimensions des connecteurs que nous utiliserons sont représentées

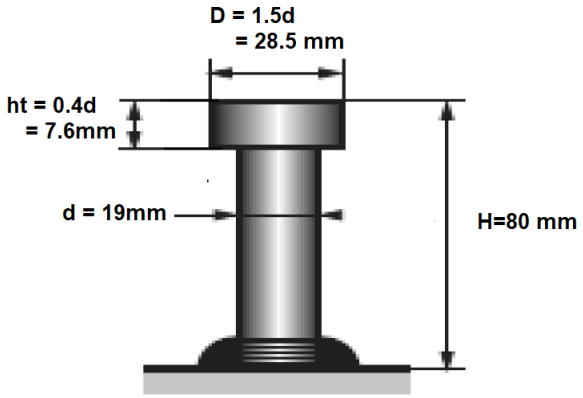


Figure III.5. Caractéristiques des connecteurs.

Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal Vl :

$$Nf \geq \frac{Vl}{Prd}$$

$$Vl = min\left(Aa \times \frac{Fy}{\gamma a}; beff \times hc \times 0{,}85 \times \frac{Fc28}{\gamma c}\right)$$

$$Vl = min\left(3010 \times \frac{275}{1{,}1}; 1{,}5 \times 0{,}065 \times 0{,}85 \times \frac{25}{1{,}5}\right)$$

$$Vl = min(977{,}5; 1381{,}25)$$

Vl=977,5KN

Calcul de la résistance d'un connecteur PRd:

$$\text{Prd=min}\begin{cases} \frac{0{,}8\times Fu}{\gamma v} \times \left(\frac{\pi \times d^2}{4}\right) \\ 0{,}29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F}c28 \times Ecm}{\gamma v} \end{cases}$$

$$\text{Prd=min}\begin{cases} \frac{0{,}8\times 440}{1{,}25} \times \left(\frac{\pi \times 19^2}{4}\right) = 79{,}8KN \\ 0{,}29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25}\times\sqrt{30500}}{1{,}25} = 73{,}13KN \end{cases}$$

Prd=73,13KN

$$Nf \geq \frac{977,5}{73,13} = 13,36$$

Nf=14 connecteurs sur une longueur critique

Lcr=$\frac{L}{2} = \frac{6}{2} = 3m$

Le nombre total de connecteurs sur la solive $2 \times Nf = 2 \times 14 = 28$ connecteurs

$$S = \frac{Lcr}{Nf - 1} = \frac{300}{14 - 1} = 23,07cm$$

S=23cm donc on prend **15 cm** a cause de la disposition des nervure de hi-bond55

III.4.4. La poutre principale du plancher collaborant :

Nous avons:

On va proposer un **IPE360**

G= 6 KN/m^2 G_{IPE360}=0,571KN/m

Q= 2,5 KN/m^2 $I_y = 162,7 \times 10^6 mm^4$

$$G_t = 6 \times 6 + 0.571 = 36,571KN/m$$

$$Q = 2,5 \times 6 = 15KN/m$$

Vérification de la flèche à ELS :

$$F_{ser} = G + Q = 36,571 + 15 = 51,571\ KN/m$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24mm$$

$$f_{ser} = \frac{5 \times F_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ser} = \frac{5 \times 51,571 \times 6^4}{384 \times 2,1 \times 10^2 \times 162,7 \times 10^{-6}} = 25,5mm$$

$$25,5 > 24mm$$

Donc la flèche n'est pas vérifiée

On prend **IPE400**

G_{IPE400} = **0,663KN/m**

I_y = $\mathbf{231,3 \times 10^6 mm^4}$

$$G_t = 6 \times 6 + 0.663 = 36{,}663 KN/m$$
$$Q = 2{,}5 \times 6 = 15 KN/m$$
$$F_{ser} = G + Q = 36{,}663 + 15 = 51{,}663\ KN/m$$

$$f_{ser} = \frac{5 \times 51{,}663 \times 10^{-3} \times 6^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^2 \times 231{,}3 \times 10^{-6}} = 17{,}9mm$$

$17{,}9 < 24mm$ la flèche est vérifié

Vérification à l'ELU :

$$F_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$$
$$F_u = 1{,}35(36{,}663) + 1{,}5(15) = 72\ KN/m$$

Notre profilé est de classe 1

$$W_{pl,y} = 1307 \times 10^3 mm^3$$

La poutre principale est bi-encastrée

$$M_{y,Ed} = \frac{F_u \times l^2}{12} = \frac{72 \times 6^2}{12} = 216\ KN.m$$
$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{1307 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 359{,}425\ KN.m$$
$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{ply,Rd}} = \frac{216}{359{,}425} = 0{,}6 < 1$$

La résistance en section est vérifiée

Vérification au cisaillement :

$$V_{z,Ed} = \frac{F_u \times l}{2} = \frac{72 \times 6}{2} = 216\ KN$$
$$V_{z,Rd} = \frac{A_{v,z} \times \frac{F_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{Mo}}$$
$$A_{v,z} = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

A(mm^2)	b(mm)	h(mm)	tf(mm)	tw(mm)	r(mm)
8450	180	400	13,5	8,6	21

Tableau III.2. Caractéristique IPE 400

$$A_{v,z} = 8450 - 2 \times 180 \times 13{,}5 + (8{,}6 + 2 \times 21)13{,}5$$
$$A_{v,z} = 4273{,}1mm^2$$

$$V_{z,Rd} = \frac{4273{,}1 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}}}{1} = 678{,}45\ KN$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd}} = \frac{216}{678{,}45} = 0{,}32 < 0{,}5$$

Le cisaillement est vérifié

Conclusion :

- **Solives : IPE 220**
- **Poutre mixte :IPE 400**
- **Tôle : hi-bond 55**

Chapitre IV : Etude poutre de roulement

IV.1. Introduction :

Les ponts roulants, conçus pour lever et transporter des charges lourdes le long d'une voie spécifique, se composent des éléments suivants :

- Les poutres principales, qui permettent le déplacement transversal le long de la voie principale.
- Le chariot, équipé d'un treuil pour soulever la charge et se déplacer perpendiculairement à la voie de roulement.
- Le sommier, une pièce transversale assemblée aux poutres principales et reposant sur la voie de roulement.
- La voie de roulement, la structure porteuse du pont roulant, composée de deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial, le long duquel le pont roulant se déplace.

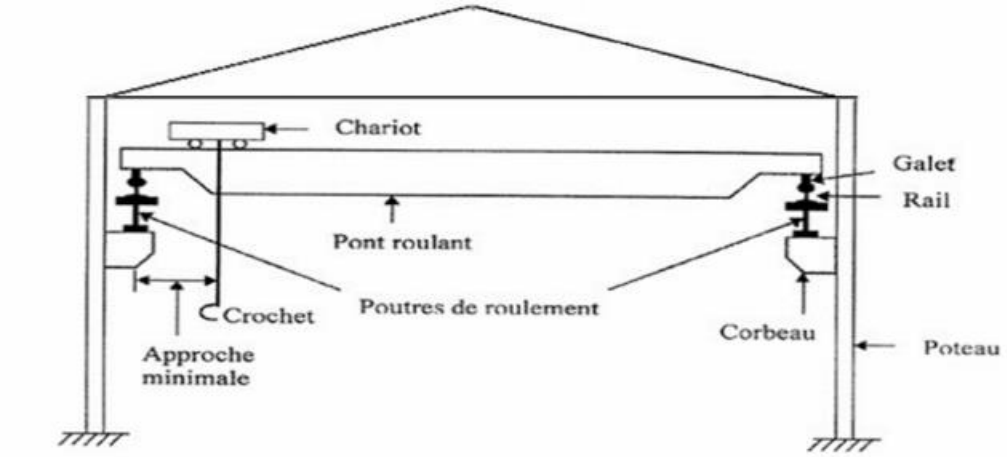


Figure IV.1 Illustration des composants du pont roulant

IV.2. Documents règlementaires:

Durant toute cette étude nous nous baserons principalement sur les textes réglementaires suivants :

- Eurocode 1 partie 3 (EN 1991-3 (2006) (English)): Actions on structure. Actions induced by cranes and machinery.
- Eurocode 3 partie 6 (EN 1993-6 (2007) (English)): Design of steel structures. Crane suppor-ting structures.

IV.3. Caractéristiques du pont roulant :

Notre pont roulant, fabriqué par l'entreprise Euro pont, est un bipoutre ayant une portée de 24 mètres et une capacité de levage nominale de 2 tonnes. Les caractéristiques principales nécessaires pour les calculs sont illustrées dans la figure ci-dessous:

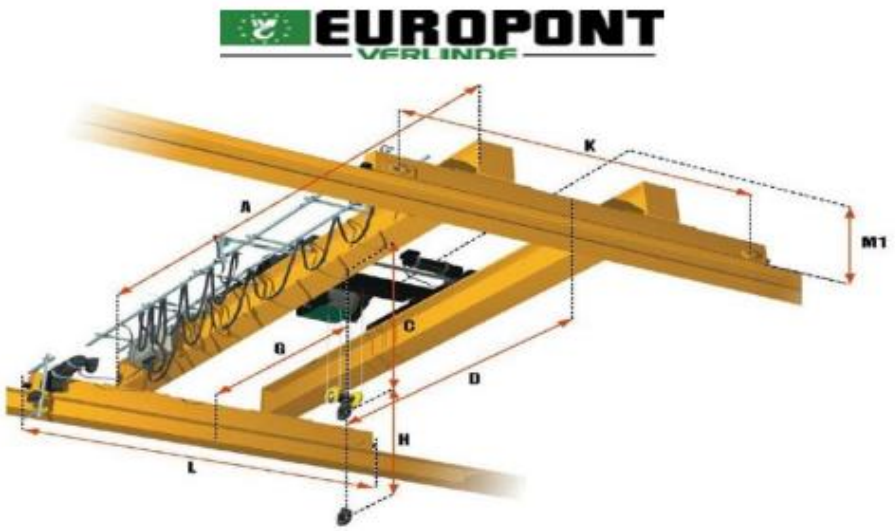


Figure IV.2. Pont bipoutre avec palan à câble type VTDB

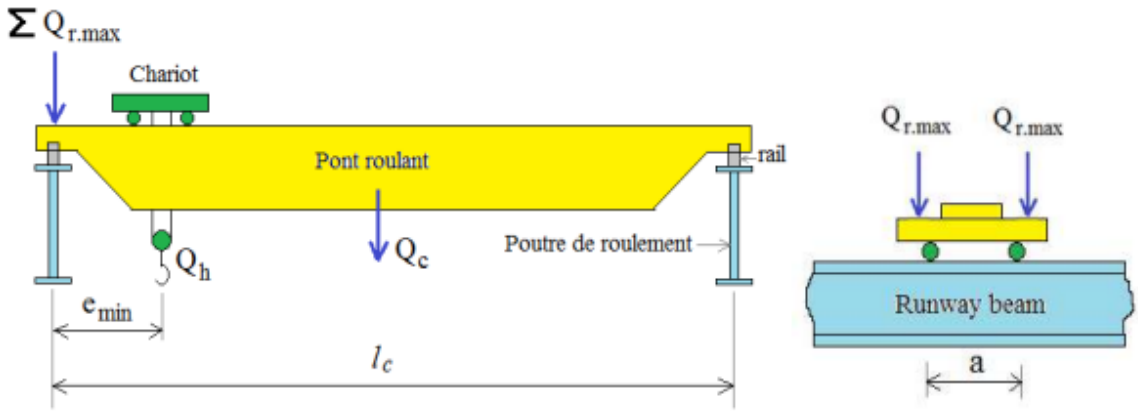


Figure IV.3. Données relatives au chariot

EUROPONT VERLINDE

PONT BIPOUTRE POSE
DIMENSIONS

PAGE 7

CAPACITE DE CHARGE (Tonnes)	PORTEE A (m)	C (mm)	D (mm)	G (mm)	H (mm)	K (mm)	L (mm)	M1 (mm)	REACTION VERT. MAXI PAR GALET STATIQUE SOUS CHARGE NOMINALE (*) (kN)	REACTION VERT. MINI PAR GALET STATIQUE (*) (kN)	POIDS PONT EQUIPE SANS PALAN NI CHARGE (kg)	PUISSANCE ELECTRIQUE TOTALE DU PONT EQUIPE (**) (kW)
2 t	5	270	570	600	6	2200	2480	740	13,1	0,46	1320	3
	6	270	570	600	6	2200	2480	740	13,9	0,50	1540	3
	7	270	570	600	6	2200	2480	740	14,7	0,53	1750	3
	8	270	570	600	6	2200	2480	740	15,5	0,58	1970	3
	9	270	570	600	6	2200	2480	740	16,2	0,62	2190	3
	10	270	570	600	6	2200	2480	740	16,9	0,67	2410	3
	11	270	570	600	6	2200	2480	740	17,6	0,72	2620	2,7
	12	270	570	600	6	2200	2480	740	18,2	0,77	2840	2,7
	13	270	570	600	6	2200	2480	740	18,9	0,82	3060	2,7
	14	270	570	600	6	2200	2500	790	20,5	0,96	3630	2,7
	15	270	570	600	6	2200	2500	810	21,7	1,07	4090	3
	16	270	570	600	6	2700	3000	870	24	1,30	5020	3
	17	270	570	600	6	2700	3030	870	24,8	1,37	5310	3
	18	270	570	600	6	2700	3060	1020	27,2	1,60	6260	3
	19	270	570	600	6	2700	3060	1340	27,2	1,58	6180	3
	20	270	570	600	6	3100	3460	1340	28	1,66	6520	3
	21	270	570	600	6	3100	3460	1340	28,9	1,74	6820	3
	22	270	570	600	6	3100	3460	1340	29,7	1,81	7120	3
	23	270	570	600	6	3800	4160	1460	32,7	2,13	8390	3,4
	24	270	570	600	6	3800	4160	1460	33,6	2,21	8730	3,4
	25	270	570	600	6	3800	4160	1460	34,5	2,29	9070	3,4
	26	270	570	600	6	3800	4190	1580	37	2,54	10040	3,4
	27	270	570	600	6	3800	4190	1330	39,6	2,78	11020	3,4
	28	270	570	600	6	4500	5010	1730	42,5	3,08	12230	4,3
	29	270	570	600	6	4500	5010	1730	43,5	3,18	12610	4,3
	30	270	570	600	6	4500	5010	1980	48,3	3,65	14530	4,3

Figure IV.4. Fiche technique du pont roulant Europont : dimensions et réaction.

IV.4. Les charges verticales par galet:

- Qc1 poids propre du pont roulant (sans le chariot).
- Qc2 poids propre du chariot.
- Qh Masse à lever nominale.

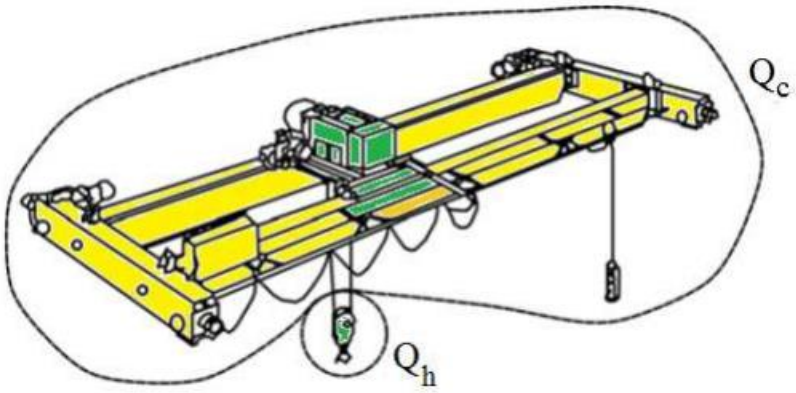


Figure IV.5. Définition de la masse à lever et du poids propre d'un appareil de levage

IV.5. Coefficient d'amplification dynamique ϕi :

Coefficient ϕ_1:

- Il s'applique à $Qc1$ et a $Qc2$.
- Il est dû à la vibration du pont roulant suite au soulèvement de la charge.

Dans notre étude nous considèrerons sa valeur la plus défavorable.

$$\phi 1 = 1.1$$

Coefficient ϕ_2:

- On l'applique à la charge nominale Qh.
- Elle prend en considération le transfert de la charge du sol au pont roulant lors de la manutention.

La classe de levage de l'appareil est **HC2** car le hangar servira comme atelier de maintenance.
Et sa sensibilité à la fatigue est **S3**

D'où β_2 = 0.34 et $\phi_{2,}$ = 1.1 et $V_h = \frac{1}{15} m/s$

$$\phi_2 = \phi_{2,min} + \beta_2 \times V_h$$
$$\phi_2 = 1{,}1 + 0{,}34 \times \frac{1}{15}$$
$$\phi_2 = 1{,}12$$

Coefficient ϕ_3: notre pont roulant n'est pas équipé d'un grapin ou d'un aimant donc

$$\phi_3 = 1$$

Coefficient ϕ_4:

Ce coefficient s'applique à $Qc1$, $Qc2$ et a` Qh

Dans notre cas, on suppose que l'excentricité du chargement vertical ne dépasse pas le quart de la largeur du rail, donc :

$$\phi_4 = 1$$

Coefficient ϕ_5:

Nous avons un system avec une variation légère des forces d'entrainement K,
Donc :

$$\phi_5 = 1.5$$

IV.5. Détermination des charges verticales à vide (sans charge nominale) par galet :

Selon le groupe de cas de charge considéré, nous appliquerons les coefficients d'amplification dynamique. L'Eurocode propose le tableau suivant :

		Symbol	Section	Groups of loads									
				Ultimate Limit State							Test load	Acci-dental	
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Self-weight of crane	Q_c	2.6	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Hoist load	Q_h	2.6	φ_2	φ_3	-	φ_4	φ_4	φ_4	$\eta^{1)}$	-	1	1
3	Acceleration of crane bridge	H_L, H_T	2.7	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	-	-	-	φ_5	-	-
4	Skewing of crane bridge	H_S	2.7	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Acceleration or braking of crab or hoist block	H_{T3}	2.7	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	In-service wind	F_W^*	Annex A	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Test load	Q_T	2.10	-	-	-	-	-	-	-	φ_6	-	-
8	Buffer force	H_B	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	φ_7	-
9	Tilting force	H_{TA}	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
NOTE: For out of service wind, see Annex A.													
[1] η is the proportion of the hoist load that remains when the payload is removed, but is not included in the self-weight of the crane.													

Figure IV.6. Groupes de cas de charges et coefficients dynamiques associés.

IV.5.1. Groupe de cas de charge (1) et (2) :

Nous appliquerons à Q_{c1} et à Q_{c2} le coefficient $\phi_1 = 1.1$

$$Q_{c1,K} = \phi_1 \times Q_{c1}$$

$$Q_{c1,K} = 1{,}1 \times 87{,}3$$

$$Q_{c1,K} = 96{,}03\ KN$$

De même:

$$Q_{c2,K} = \phi_1 \times Q_{c2}$$

$$Q_{c2,K} = 1{,}1 \times 2{,}4$$

$$Q_{c2,K} = 2{,}64\ KN$$

Donc :

$$\sum Q_{r(min)} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,K} + \frac{l - e_{min}}{l} Q_{c2,K}$$

$$\sum Q_{r(min)} = \frac{1}{2} \times 96{,}03 + \frac{24 - 0}{24} \times 2{,}64$$

$$\sum Q_{r(min)} = 50{,}655\ KN$$

$$Q_{r(min)} = 25{,}33\ KN$$

Et

$$\sum Q_{rmin} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,K} + \frac{e_{min}}{l} Q_{c2,K}$$

$$\sum Q_{rmin} = \frac{1}{2} \times 96{,}03 + \frac{0}{24} \times 2{,}64$$

$$\sum Q_{rmin} = 48{,}015\ KN$$

$$Q_{r\ min} = 24\ KN$$

IV.5.2. Groupe de cas de charge (3), (4), (5) et (6) :

Nous appliquerons à Q_{c1} et à Q_{c2} le coefficient $\phi_4 = 1$

$$Q_{c1,K} = \phi_4 \times Q_{c1}$$

$$Q_{c1,K} = 1 \times 87{,}3$$

$$Q_{c1,K} = 87{,}3\ KN$$

De même :

$$Q_{c2,K} = \phi_1 \times Q_{c2}$$

$$Q_{c1,K} = 1 \times 2{,}4$$

$$Q_{c1,K} = 2{,}4\ KN$$

Donc :

$$\sum Q_{r(min)} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,K} + \frac{l - e_{min}}{l} Q_{c2,K}$$

$$\sum Q_{r(min)} = \frac{1}{2} \times 87{,}3 + \frac{24 - 0}{24} \times 2{,}4$$

$$\sum Q_{r(min)} = 46{,}05\ KN$$

$$Q_{r(min)} = 23{,}025\ KN$$

Et :

$$\sum Q_{rmin} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,K} + \frac{e_{min}}{l} Q_{c2,K}$$

$$\sum Q_{rmin} = \frac{1}{2} \times 87{,}3 + \frac{0}{24}$$

$$\sum Q_{rmin} = 43{,}65\ KN$$

$$Q_{r\ min} = 21{,}825\ KN$$

IV.5.3. Détermination des charges verticales en charge (avec charge nominale) par galet :

Groupe de cas de charge (1) :

Nous appliquerons à $Qc1$ et a $Qc2$ le coefficient $\phi 1$ = 1.1. Et nous appliquerons à Qh le coefficient $\phi 2$ = 1.12

$$Q_{c1,K} = 96{,}03\ KN$$

$$Q_{c2,K} = 2{,}64\ KN$$

$$Q_{h,K} = \phi_2 \times Q_h$$

$$Q_{h,K} = 1{,}12 \times 20$$

$$Q_{h,K} = 22{,}4\ KN$$

Donc :

$$\sum Q_{r\ max} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,K} + \frac{l - e_{min}}{l} (Q_{c2,K} + Q_{h,K})$$

$$\sum Q_{r\ max} = \frac{1}{2} \times 96{,}03 + \frac{24 - 0}{24} \times (2{,}64 + 22{,}4)$$

$$\sum Q_{r\ max} = 73.05\ KN$$

$$Q_{r\ max} = 36{,}53\ KN$$

Et :

$$\sum Q_{r(\ max)} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,K} + \frac{e_{min}}{l} \times (Q_{c2,K} + Q_{h,K})$$

$$\sum Q_{r(max)} = \frac{1}{2} \times 96{,}03 + \frac{0}{24} (2.64 + 22{,}4)$$

$$\sum Q_{r(max)} = 48{,}015\ KN$$

$$Q_{r\,(max)} = 24\ KN$$

Groupe de cas de charge (2) :

Nous appliquerons à $Qc1$ et a $Qc2$ le coefficient $\phi 1$ = 1.1. Et nous appliquerons à Qh le coefficient $\phi 3$ = 1

$$Q_{c1,K} = 96{,}03\ KN$$

$$Q_{c2,K} = 2{,}64\ KN$$

$$Q_{h,K} = \phi_3 \times Q_h$$

$$Q_{h,K} = 1 \times 20$$

$$Q_{h,K} = 20\ KN$$

Donc :

$$\sum Q_{r\,max} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,K} + \frac{l - e_{min}}{l}(Q_{c2,K} + Q_{h,K})$$

$$\sum Q_{r\,max} = \frac{1}{2} \times 9603 + \frac{24 - 0}{24}(2{,}64 + 20)$$

$$\sum Q_{r\,max} = 70{,}655\ KN$$

$$Q_{r\,max} = 35{,}33\ KN$$

Et :

$$\sum Q_{r(\,max)} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,K} + \frac{e_{min}}{l} \times (Q_{c2,K} + Q_{h,K})$$

$$\sum Q_{r(\,max)} = \frac{1}{2} \times 96{,}03 + \frac{0}{24}(2{,}64 + 20)$$

$$\sum Q_{r(max)} = 48{,}015\ KN$$

$$Q_{r\,(max)} = 24\ KN$$

Groupe de cas de charge (4), (5) et (6) :

Nous appliquerons à $Qc1$, $Qc2$ et à Qh le coefficient $\phi 4$ = 1

$$Q_{c1,K} = \phi_4 \times Q_{c1}$$

$$Q_{c1,K} = 1 \times 87{,}3$$

$$Q_{c1,K} = 87{,}3\ KN$$

De même :

$$Q_{c2,K} = \phi_1 \times Q_{c2}$$

$$Q_{c1,K} = 1 \times 2{,}4$$

$$Q_{c1,K} = 2{,}4\ KN$$

Donc :

$$\sum Q_{r\ max} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,K} + \frac{l - e_{min}}{l}(Q_{c2,K} + Q_{h,K})$$

$$\sum Q_{r\ max} = \frac{1}{2} \times 87{,}3 + \frac{24 - 0}{24}(2{,}4 + 20)$$

$$\sum Q_{r\ max} = 66{,}05$$

$$Q_{r\ max} = 33\ KN$$

Et :

$$\sum Q_{r(\ max)} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,K} + \frac{e_{min}}{l} \times (Q_{c2,K} + Q_{h,K})$$

$$\sum Q_{r(\ max)} = \frac{1}{2} \times 87{,}3 + \frac{0}{24}(2{,}4 + 20)$$

$$\sum Q_{r(max)} = 43{,}65\ KN$$

$$Q_{r\ (max)} = 21{,}825\ KN$$

IV.6. Détermination des charges horizontales :

Charges horizontales causées par les accélérations et les décélérations du pont roulant :
Dans cette partie nous aurons à déterminer les paramètres suivants:

- La force d'entrainement **K** (Drive Force **K**).
- Les forces horizontales longitudinales $HL,1$ **et** $HL,2$.
- Les forces horizontales transversales $HT,1$ **et** $HT,2$.

IV.6.1. La force d'entrainement K :

Les accélérations et décélérations du pont roulant résultent d'une force d'entraînement appliquée par le moteur aux galets. Cette force se combine pour former une force K qui agit au centre de gravité du système. Toutefois, puisque le chariot peut se déplacer transversalement, le centre de gravité et le centre de masse du système ne coïncident pas, entraînant un décalage de la force K par rapport au centre de masse (composé de la poutre principale, du sommier, du chariot et de la charge). Ce décalage crée un moment parasite. Pour contrebalancer et stabiliser le système, un couple est exercé au niveau des galets situés sur le même rail. Par ailleurs, des forces

longitudinales apparaissent à l'interface entre le galet (qui transmet la force d'entraînement) et le rail.

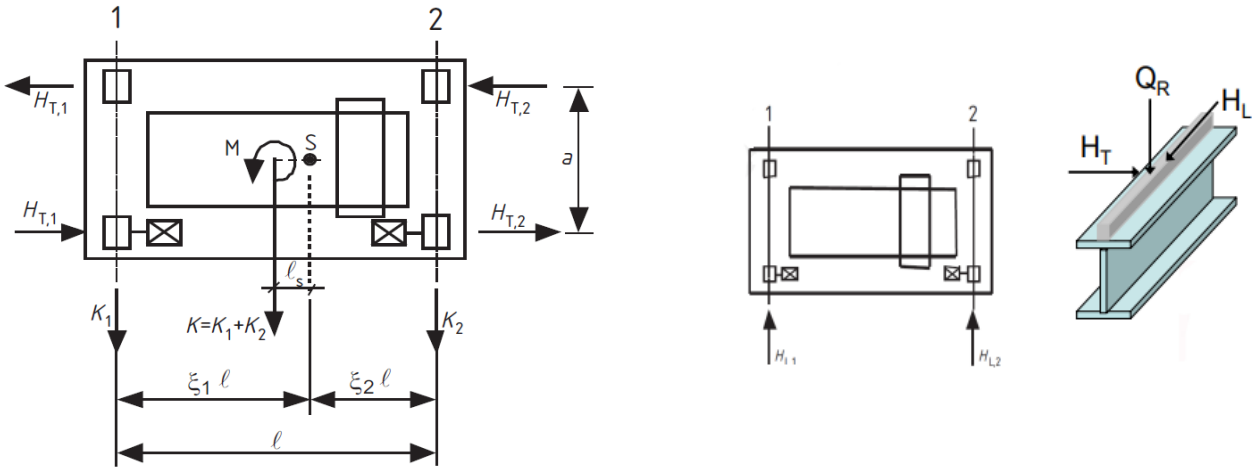


Figure IV.7 illustration des efforts dus aux accélérations/décélérations du pont roulant.

Nous avons :

$$K = K1 + K2 = \mu . \Sigma Qr*, min$$

Avec le paramètre de frottement $\mu = 0.2$ pour un contact acier/acier.

mais $\Sigma Qr*, = mw.Qr,min$

mw = 2, c'est le nombre de system d'entrainement à un galet.

$$\sum Q_{rmin} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,K} + \frac{e_{min}}{l} Q_{c2,K}$$

$$\sum Q_{rmin} = \frac{1}{2} \times 87{,}3 + \frac{0}{24} \times 2{,}4$$

$$\sum Q_{rmin} = 43{,}65\ KN$$

$$K = 0{,}2 \times 43{,}65$$

$$K = 8{,}73\ KN$$

Les forces horizontales longitudinales HL,1 et HL,2 :

$$H_{L1} = H_{L2} = \phi_5 \times \frac{K}{n_r}$$

$$H_{L2} = 1{,}5 \times \frac{8{,}73}{2}$$

$$H_{L2} = 6{,}55\ KN$$

Les forces horizontales transversales HT,1 et HT,2 :

$$H_{T1} = \phi_5 \times \zeta_2 \times \frac{M}{2}$$

$$\zeta_1 = \frac{\sum Q_{r\,max}}{\sum Q_r}$$

$$\sum Q_r = Q_{r\,(max)} + Q_{r\,max}$$

$$\sum Q_{r\,max} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,K} + \frac{l - e_{min}}{l}(Q_{c2,K} + Q_h)$$

$$\sum Q_{r\,max} = \frac{1}{2} \times 87{,}3 + \frac{24 - 0}{24}(2{,}4 + 20)$$

$$\sum Q_{r\,max} = 66{,}05\ KN$$

Et :

$$\sum Q_{r\,(max)} = \frac{1}{2} \times Q_{c1,K} + \frac{e_{min}}{l}(Q_{c2,K} + Q_h)$$

$$\sum Q_{r\,(max)} = \frac{1}{2} \times 87{,}3 + \frac{0}{24}(2{,}4 + 20)$$

$$\sum Q_{r\,(max)} = 43{,}65\ KN$$

$$\sum Q_r = Q_{r\,(max)} + Q_{r\,max}$$

$$\sum Q_r = 43{,}65 + 66{,}05$$

$$\sum Q_r = 109{,}7\ KN$$

$$\zeta_1 = \frac{\sum Q_{r\,max}}{\sum Q_r}$$

$$\zeta_1 = \frac{66{,}05}{109{,}7} = 0{,}602$$

$$\zeta_2 = 1 - 0{,}6 = 0{,}4$$

Calcule de M:

$$M = K \times ls$$

$$0{,}5 \times ls = \zeta_1 \times l + ls$$

$$ls = 24\ (0{,}5 - 0{,}4)$$

$$ls = 2{,}4m$$

$$M = 6{,}55 \times 2{,}4$$

$$M = 15{,}72\ KN$$

Ainsi :

$$H_{T1} = \phi_5 \times \zeta_2 \times \frac{M}{a}$$

$$H_{T1} = 1{,}5 \times 0{,}4 \times \frac{15{,}72}{3{,}8}$$

$$H_{T1} = 2{,}48\ KN$$

Et :

$$H_{T2} = \phi_5 \times \zeta_2 \times \frac{M}{a}$$

$$H_{T2} = 1{,}5 \times 0{,}6 \times \frac{15{,}72}{3{,}8}$$

$$H_{T2} = 3{,}72\ KN$$

IV.6.2. Charges horizontales causées par la marche en crabe du pont roulant :

Afin de d´exterminer ces forces $Hs,,,$ et Hs,i,j,T , il est nécessaire de déterminer les paramètres suivants :

- L'angle α (skewing angle).
- Le paramètre (Non-positive factor).
- Les paramètres $\lambda s,,,$ (Force factor)

A. L'angle α(Skewing Angle):

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 \leq 0.015rad$$

Nous nous proposons de prendre en considération sa valeur la plus défavorable

$$\alpha = 0.015$$

Le paramètre f (Non-positive factor)

$$f = 0{,}3 \times (1 - e^{-250\alpha}) \leq 0{,}3$$

$$f = 0{,}3 \times (1 - e^{-250 \times 0{,}015})$$

$$f = 0{,}3$$

Les paramètres $\lambda s,,,$ (Force factor) :

Afin de déterminer ces paramètres il est nécessaire de déterminer les paramètres :

❖ ***ei*: distance entre système de guidage et paire de galets:**

Dans notre cas nous avons des galets à double boudin (Wheel flange)

e1=0 et $e2 = R = 3{,}8\ m$

❖ **Combinaison des paires de galets:**

Dans les cas courant et dans notre cas en particulier, les deux galets (de la même paire) ont leur propre axe de rotation (ils sont indépendant l'un de l'autre)

Donc

- notre combinaison de paires de galets est une **IFF** (Independant -Fixed-Fixed).
- **m = 0** car les deux galets sont indépendants l'un de l'autre.

❖ **<u>Distance h:</u>**

$$h = \frac{m\xi_1\xi_2 l^2 + \Sigma e_j^2}{\Sigma e_j} = \frac{\Sigma e_j^2}{\Sigma e_j}$$

h=3,8m

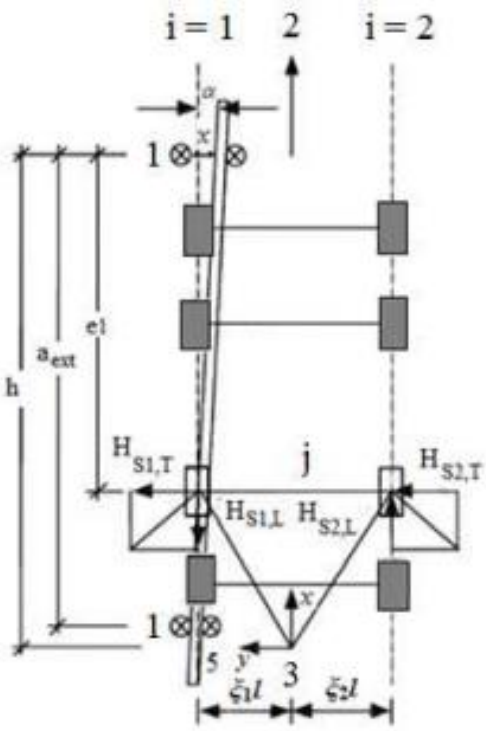
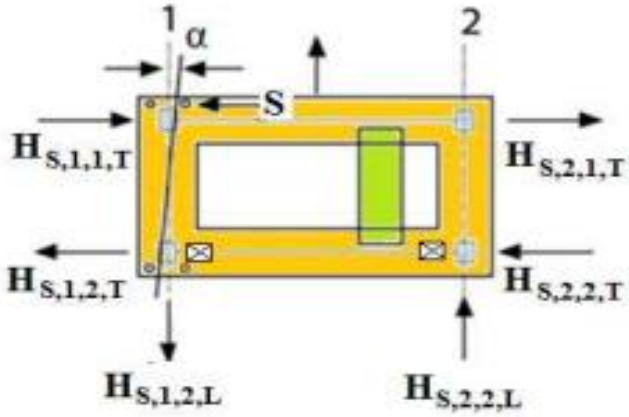


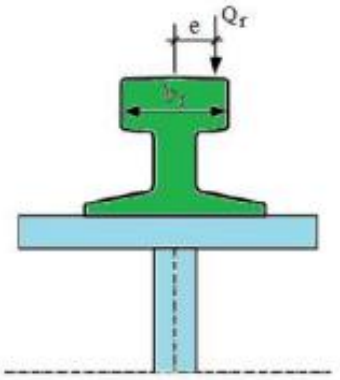
Figure IV.8. Paramètres et caractéristiques relatifs à la marche en crabe.

1- Dispositif de guidage
2- Sens du déplacement
3- Centre instantané de rotation
α est l'angle de rotation en crabe
i: rails
j: paire de galets



Détermination de $\lambda s, j$:

$$\lambda_{s.j} = 1 - \frac{\sum e_j}{n \times h}$$



Fixing of wheels according to lateral movements	Combination of wheel pairs		h
	coupled (c)	independent (i)	
Fixed/Fixed FF	CFF	IFF	$\frac{m\xi_1\xi_2 l^2 + \Sigma e_j^2}{\Sigma e_j}$
Fixed/Movable FM	CFM	IFM	$\frac{m\xi_1 l^2 + \Sigma e_j^2}{\Sigma e_j}$

Where:
- h is the distance between the instantaneous centre of rotation and the relevant guidance means;
- m is the number of pairs of coupled wheels ($m = 0$ for independent wheel pairs);
- $\xi_1 l$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 1;
- $\xi_2 l$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 2;
- ℓ is the span of the appliance;
- e_j is the distance of the wheel pair j from the relevant guidance means.

Figure IV.9. Les différents systèmes de fixation des galets à l'axe de rotation.ou n est le nombre de paires de galets.

Donc:

$$\lambda_{s.j} = 1 - \frac{3{,}8}{2 \times 3{,}8} = 0{,}5$$

$$\lambda_{s.j} = 0{,}5$$

Détermination $\lambda s,1, ,$ et $\lambda s,2, j ,L$:

Comme indiqué dans la figure au-dessus :

$$\lambda s,1, j, L = \lambda s,2, , = 0$$

Détermination de λs,1, j, T:

i. pour j=1 (paire de galets avant) :

$$\lambda_{s,1,1,T} = \frac{\xi_2}{n}(1 - \frac{e_1}{h})$$

$$\lambda_{s,1,1,T} = \frac{0,4}{2}\left(1 - \frac{0}{3,8}\right)$$

$$\lambda_{s,1,1,T} = 0,2$$

ii. pour j=2 (paire de galets arrière) :

$$\lambda_{s,1,2,T} = \frac{\xi_2}{n}(1 - \frac{e_2}{h})$$

$$\lambda_{s,1,2,T} = \frac{0,4}{2}(1 - \frac{3,8}{3,8})$$

$$\lambda_{s,1,2,T} = 0$$

System	$\lambda_{s,j}$	$\lambda_{s,1,j,L}$	$\lambda_{s,1,j,T}$	$\lambda_{s,2,j,L}$	$\lambda_{s,2,j,T}$
CFF	$1-\frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n}\frac{l}{h}$	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n}\frac{l}{h}$	$\frac{\xi_1}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$
CFM	$\xi_2\left(1-\frac{\Sigma e_j}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n}\frac{l}{h}$	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n}\frac{l}{h}$	0
IFM		0	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	0	0

Where:
- n is the number of wheel pairs;
- $\xi_1 l$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 1;
- $\xi_2 l$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 2;
- ℓ is the span of the appliance;
- e_j is the distance of the wheel pair j from the relevant guidance means;
- h is the distance between the instantaneous centre of rotation and the relevant guidance means.

Tableau IV.1. Paramètres lambda selon le système de fixation des galets

Détermination de λs,2, j,:

i. pour j=1(paire de galets avant) :

$$\lambda_{s,2,1,T} = \frac{\xi_1}{n}(1 - \frac{e_1}{h})$$

$$\lambda_{s,2,1,T} = \frac{0,6}{2}(1 - \frac{0}{3,8})$$

$$\lambda_{s,2,1,T} = 0,3$$

ii. pour j=2(paire de galets arrière) :

$$\lambda_{s,2,2,T} = \frac{\xi_1}{n}(1 - \frac{e_2}{h})$$

$$\lambda_{s,2,2,T} = \frac{0,6}{2}(1 - \frac{3,8}{3,8})$$

$$\lambda_{s,2,2,T} = 0$$

Détermination des forces horizontales LONGITUDINALES $Hs,1,L$ et $Hs,2,L$:

$Hs,1,L = Hs,2,L = 0\ daN$ car les paramètres λ sont nuls.

Détermination de la force de guidage S:

$$S = \mathbf{f} \times \boldsymbol{\lambda_{s,j}} \times \sum Q_r$$

$$\sum Q_r = Q_{r\,(max)} + Q_{r\,max}$$

$$\sum Q_r = 43,65 + 66,05$$

$$\sum Q_r = 109,7\ KN$$

$$S = \mathbf{0,3 \times 0,5 \times 109,7}$$

$$S = \mathbf{16,455\ KN}$$

Détermination des forces transversales $Hs,,j,T$:

$$H_{s,i,j,T} = \mathbf{f} \times \boldsymbol{\lambda_{s,i,j,T}} \times \sum Q_r$$

i. **$Hs,,1,T$ (j=1, paire de galets avant)**

- **rail gauche i=1:**

$$H_{s,1,1,T} = \mathbf{f} \times \boldsymbol{\lambda_{s,1,1,T}} \times \sum Q_r$$

$$H_{s,1,1,T} = \mathbf{0,3 \times 0,2 \times 109,7}$$

$$H_{s,1,1,T} = \mathbf{6,58\ KN}$$

- **<u>rail droite i=2:</u>**

$$H_{s,2,1,T} = \mathbf{f} \times \boldsymbol{\lambda_{s,2,1,T}} \times \sum Q_r$$

$$H_{s,2,1,T} = \mathbf{0,3 \times 0,3 \times 109,7}$$

$$H_{s,2,1,T} = \mathbf{9,87\ KN}$$

$$\mathrm{H_{s,1,T}} = S - H_{s,1,1,T}$$

$$\mathrm{H_{s,1,T}} = 16{,}455 - 6{,}58$$

$$\mathrm{H_{s,1,T}} = 9{,}87\ KN$$

Et :

$$\mathrm{H_{s,2,T}} = H_{s,2,1,T} = 9{,}87\ KN$$

ii. $Hs,,2,T$ (j=2, paire de galets arrière) :

Dans ce cas les paramètres λs, 1, 2, T et $\lambda s,2,2,T$ sont nuls. Donc

$$H_{s,1,2,T} = H_{s,2,2,T} = 0$$

B. Forces horizontales causées par les accélérations et les décélérations du chariot $H_{T,3}$:

L'Eurocode recommande de prendre comme valeur de $H_{T,3} = 0.1(Qc2 + Qh)$ (mais cela n'est valable que si les balancements du chargement ne sont pas bloqués.)

$$H_{T,3} = 0{,}1 \times (Q_{c2} + Q_h)$$

$$H_{T,3} = 0{,}1 \times (2{,}4 + 20)$$

$$H_{T,3} = 2{,}24\ KN$$

IV.6.3. Prédimensionnement de la poutre de roulement (Vérifications à l'ELS) :

L'Eurocode recommande de vérifier la flèche **verticale sans prendre en considération les coefficients d'amplification dynamique.** Et pour la flèche horizontale, il est nécessaire de prendre en considération ces coefficients dynamiques.

A. Flèche verticale:

La flèche recommandée par les Eurocodes est min (l/600, 25 mm).

$$f_{adm} = \frac{l}{600} = \frac{6000}{600}$$

$$f_{adm} = 10mm$$

IV.6.4. Prédimensionnement de la poutre de roulement :

Nous appliquerons au niveau de la semelle supérieure de la poutre de roulement une charge concentrée.

Déterminons l'inertie minimale de la section qui vérifiera

$$f_{Q_r,max} < f_{adm}$$

$$\frac{Q_{r,max} \times l^3}{24 \times E \times I_{min}} < f_{adm}$$

$$I_{min} > \frac{Q_{r,max} \times l^3}{24 \times E \times f_{adm}}$$

$$I_{min} > \frac{33 \times 6^3}{24 \times 210 \times 10^6 \times 0{,}01}$$

$$I_{min} > 141{,}43 \times 10^6 mm^4$$

Le profilé adéquat est donc **HEA 300** d'inertie $I_y = 182.6 \times 10^6 mm^4$

Vérification du Prédimensionnement sous chargement vertical :

Détermination de $QVser$:

Choix du rail: On choisit le A45

Poids du rail :

$$G_{rail} = 0{,}221\ KN/m$$

Poids du profilé de la poutre de roulement :

$$G_{HEA\,300} = 0{,}883\ KN/m$$

Charges ponctuelles verticales:

Au niveau de chaque galet, nous appliquerons un chargement ponctuel $\boldsymbol{Qr}$, (cette charge ponctuelle ne prend pas en compte les coefficients d'amplification dynamique).

$$Q_{r\,max} = 33KN\ /galet$$

Après avoir procéder au calcul de cette flèche sous le logiciel Robot Structural, nous avons ` obtenu les résultats comme indiqué sur la figure ci-dessous

$$f_{v,ser} = 4{,}5mm < f_{adm} = 10mm$$

La flèche verticale est ainsi vérifiée

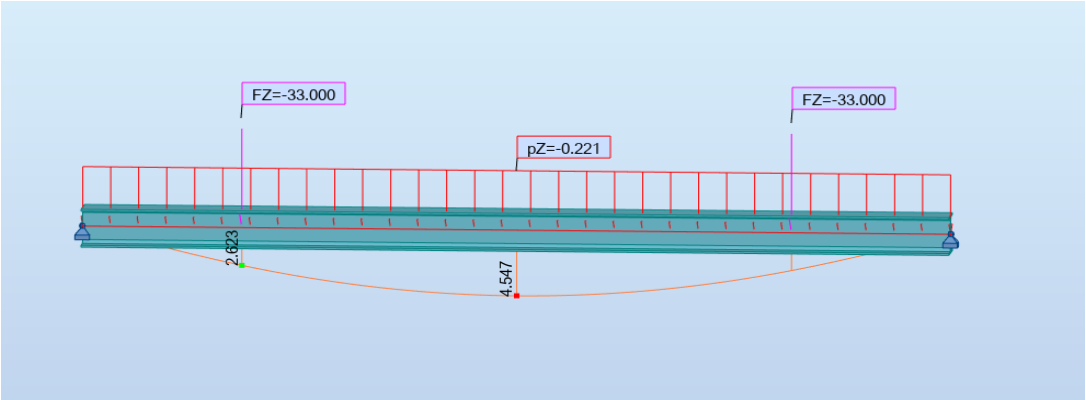


Figure IV.10. Flèche maximale de la poutre de roulement.

Vérification du Prédimensionnement sous chargement horizontal :

Les textes réglementaires recommandent de vérifier la flèche horizontale au niveau de **la semelle supérieure.**

Chargement horizontal :

Nous appliquerons au niveau de la semelle supérieure de la **PDR** une charge concentrée

$$H_{s,1,T} = 9{,}87 \text{ KN}$$

$$f_{H,ser} > \frac{H_{s,1,T} \times l^3}{48 \times E \times I_f}$$

$$I_f = \frac{T_f \times b^3}{12} = \frac{14 \times 300^3}{12} = 31{,}5 \times 10^6 mm^4$$

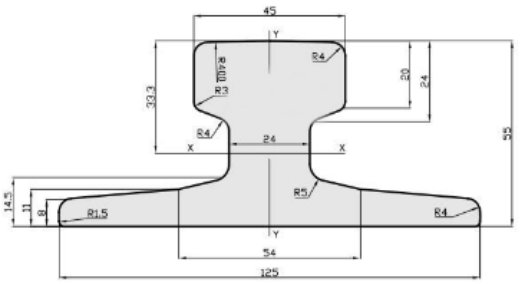
$$f_{H,ser} > \frac{9{,}87 \times 6^3}{48 \times 210 \times 10^6 \times 31{,}5 \times 10^{-6} mm^4}$$

$$f_{H,ser} = 6{,}7mm$$

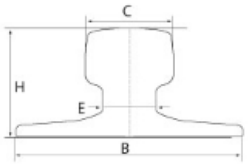
$$f_{v,ser} = 6{,}7mm < f_{adm} = 10mm$$

La flèche horizontale est ainsi vérifiée

Profile rail A45:



Dimensions:



Rail profile	Standard	Dimensions mm				Section S	Mass m
		H	B	C	E	cm²	kg/m
A45	DIN 536	55	125	45	24	28,20	22,10

Figure IV.11. Caractéristiques du rail A45

IV.6.4. Vérification à l'ELU:

Détermination des efforts internes:

Nous avons l'empattement $a = 3{,}8m < 0.586l = 3{,}516\ m$.

$$3{,}8m > 3{,}516m$$

La condition n'est pas vérifiée

Conséquence :

Le moment maximal ne se produit plus forcément au centre de la poutre

Moment sollicitant dû au poids permanent :

$$M_{y,Ed} = \frac{G_{Ed} \times l^2}{8}$$

$$G_{Ed} = 1{,}35(G_{HEA\,300} + G_{A45})$$

$$G_{Ed} = 1{,}35(0{,}883 + 0{,}221)$$

$$G_{Ed} = 1{,}5\ KN/m$$

$$M_{y,Ed} = \frac{1{,}5 \times 6^2}{8}$$

$$M_{y,Ed} = 6{,}75KN/m$$

Moment sollicitant dû au chargement vertical Qr, (charges d'exploitations) :

$$Q_u = 1{,}5 \times Q_{r,max}$$

$$Q_u = 1{,}5 \times 33$$

$$Q_u = 49{,}5\ KN$$

Cas d'une poutre de roulement du pont à 4 galets avec deux charges identiques

Mesuré depuis l'appui gauche de la poutre, la distance à laquelle il convient de positionner le galet gauche (d'après le théorème de BARRE)

$$d = \frac{L}{2} - \frac{a}{4}$$

$$d = \frac{6}{2} - \frac{3,8}{4}$$

$$d = 2,05m$$

Les réactions :

R_1 =22,8815 KN

R_2 = 43,7815 KN

$$M_{max} = d \times R_1$$

$$M_{max} = 2,05 \times 22,8815$$

$$M_{max} = 46,91\ KN.m$$

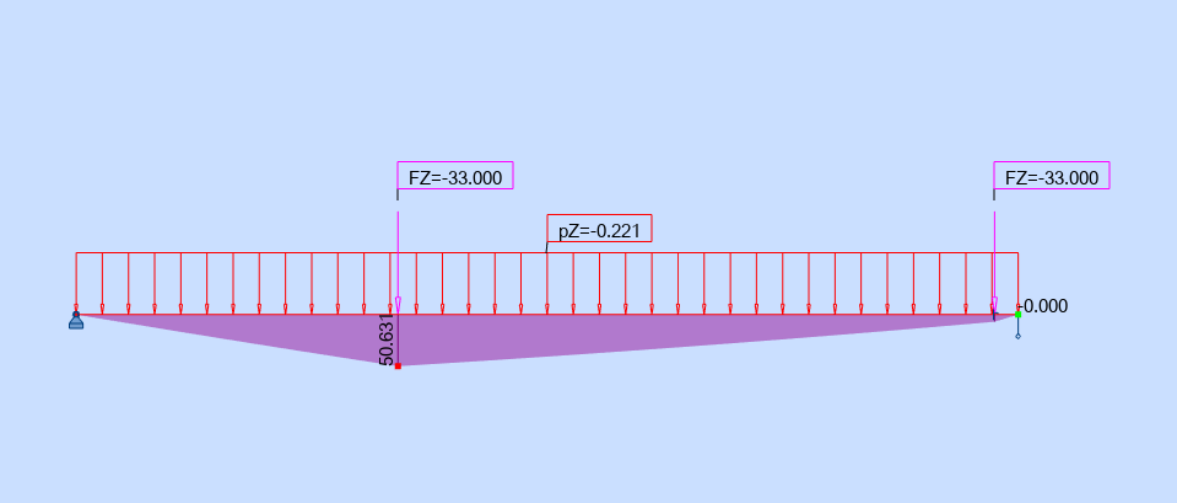


Figure IV.12 Diagramme du moment sollicitant ultime sous chargements verticaux.

Moment sollicitant Total du aux charges HORIZONTALES a l'ELU :

$$M_{z,Ed} = \frac{(1,5 \times H_{s,1,T}) \times l}{4}$$

$$M_{z,Ed} = \frac{(1,5 \times 9,87) \times 6}{4}$$

$$M_{z,Ed} = 22,21\ KN.m$$

IV.6.5. Vérification des stabilités :

Critère de vérification de la résistance en section :

L'Eurocode recommande d'utiliser la formule approximative de vérification qui nous place dans la sécurité

$$\frac{N_{Ed}}{A_{tf} \times \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \times \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \times \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$N_{Ed} = 1{,}5 \times H_{L1} = 1{,}5 \times 6{,}55$$

$$N_{Ed} = 9{,}825\ KN$$

$$A_{tf} = b \times t_f = 300 \times 14$$

$$A_{tf} = 4200 mm^2$$

$W_{pl,y}$(mm^3)	$W_{pl,z}$(mm^3)	b(mm)	tf(mm)
1383×10^3	$641{,}2 \times 10^3$	300	14

Tableau IV.2. Caractéristique HEA 300.

$$\frac{9{,}825}{4200 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1}} + \frac{46{,}91 + 6{,}75}{1383 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1}} + \frac{22{,}21}{641{,}2 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1}} \leq 1$$

$$0{,}00936 + 0{,}155 + 0{,}138 \leq 1$$

$$0{,}302 \leq 1$$

Vérification au flambement :

Iy(mm)	Iz(mm)	h(mm)	b(mm)	tf(mm)
127,4	74,9	290	300	14

Tableau IV.3. Dimensions HEA 300.

Notre poutre est bi-articulée : K= 1

La longueur du flambement : $l_{f,y=}l_{f,z=}6000 \times 1 = 6000mm$

Autour de Z.Z :

$$\lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} = \frac{6000}{74{,}9}$$

$$\lambda_z = 80{,}11$$

$$\lambda_1 = 93{,}9 \times 0{,}92 = 86{,}4$$

$$\overline{\lambda_z} = \frac{80{,}11}{86{,}4} = 0{,}93 > 0{,}2$$

Risque de flambement

$$\phi_z = 0{,}5(1 + \alpha_z(\overline{\lambda_z} - 0{,}2) + \overline{\lambda_z}^2)$$

$$\alpha_z = ??$$

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0{,}96 < 1{,}2$$

$$t_f = 14 < 40mm$$

Z.Z ➔ courbe C donc $\alpha_z = 0{,}49$

$$\phi_z = 0{,}5(1 + 0{,}49(0{,}93 - 0{,}2) + 0{,}93^2)$$

$$\phi_z = 1{,}11$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \overline{\lambda_z}^2}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{1{,}11 + \sqrt{1{,}11^2 - 0{,}93^2}}$$

$$\chi_z = 0{,}58$$

Autour de Y.Y :

$$\lambda_y = \frac{l_{f,y}}{i_y} = \frac{6000}{127{,}4}$$

$$\lambda_y = 47{,}1$$

$$\lambda_1 = 93{,}9 \times 0{,}92 = 86{,}4$$

$$\overline{\lambda_y} = \frac{47{,}1}{86{,}4} = 0{,}545 > 0{,}2$$

Risque de flambement

$$\phi_y = 0{,}5(1 + \alpha_y(\overline{\lambda_y} - 0{,}2) + \overline{\lambda_y}^2)$$

$$\alpha_y = ??$$

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0{,}96 < 1{,}2$$

$$t_f = 14 < 40mm$$

Y.Y ➔ courbe b donc $\alpha_y = 0{,}34$

$$\phi_y = 0{,}5(1 + 0{,}34(0{,}545 - 0{,}2) + 0{,}545^2)$$

$$\phi_z = 0{,}707$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y{}^2 - \overline{\lambda_y}^2}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{0{,}707 + \sqrt{0{,}707^2 - 0.545^2}}$$

$$\chi_z = 0{,}86$$

$$\chi_{min} = min(\,0{,}58\,;0{,}86)$$

$$\chi_{min} = 0{,}58$$

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

A=11250mm^2

$$N_{b,Rd} = 0{,}58 \times 11250 \times 1 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1}$$

$$N_{b,Rd} = 1631{,}25\ KN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd}} = \frac{9{,}825}{1631{,}25} = 0{,}006 < 1$$

Le flambement est largement vérifié

Vérification au flambement-flexion :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \times \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \times \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{Ed}}{\chi_z \times A \times F_y}$$

$$\mu_z = \overline{\lambda_z} \times (2\beta_{m,z} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$$\mu_z = 0{,}93 \times (2 \times 1{,}4 - 4) + \frac{641{,}4 - 420{,}6}{420{,}6}$$

$$\mu_z = -0{,}59$$

$$K_z = 1 - \frac{-0{,}59 \times 9{,}825}{0{,}58 \times 11250 \times 275 \times 10^{-3}}$$

$$K_z = 1{,}003$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{Ed}}{\chi_y \times A \times F_y}$$

$$\mu_y = \overline{\lambda_y} \times (2\beta_{m,z} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\mu_y = 0{,}545 \times (2 \times 1{,}3 - 4) + \frac{1383 - 1260}{1260}$$

$$\mu_y = -0{,}66$$

$$K_y = 1 - \frac{-0{,}66 \times 9{,}825}{0{,}86 \times 11250 \times 275 \times 10^{-3}}$$

$$K_y = 1{,}002$$

$$\frac{9{,}825}{0{,}58 \times 11250 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1}} + \frac{1{,}002 \times (46{,}91 + 6{,}75)}{1383 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1}} + \frac{1{,}003 \times 22{,}21}{641{,}2 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1}} \leq 1$$

$$0{,}006 + 0{,}156 + 0{,}139 \leq 1$$

$$0{,}301 \leq 1$$

Le critère du flambement-flexion est vérifie

Vérification au déversement:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{KLT} \times M_{y,Ed}}{\chi_{KLT} \times W_{pl,y} \times \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \times \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$K_{KLT} = 1 - \frac{\mu_{KLT} \times N_{Ed}}{\chi_z \times A \times F_y}$$

$$\mu_{KLT} = 0{,}15 \times \overline{\lambda_z} \times \beta_{m,LT} - 0{,}15$$

$$\mu_{KLT} = 0{,}15 \times 0{,}93 \times 1{,}3 \; - \; 0{,}15$$

$$\mu_{KLT} = 0{,}031$$

$$K_{KLT} = 1 - \frac{0{,}031 \times 9{,}825}{0{,}58 \times 11250 \times 275 \times 10^{-3}}$$

$$K_{KLT} = 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L_D}{i_z}}{\sqrt{C_1} \times (1 + \frac{1}{20} \times ((\frac{\frac{L_D}{i_z}}{\frac{h}{t_f}})^2)^{0{,}25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{3000}{74{,}9}}{\sqrt{1{,}132} \times (1 + \frac{1}{20} \times ((\frac{\frac{3000}{74{,}9}}{\frac{290}{14}})^2)^{0{,}25}}$$

$$\lambda_{LT} = 36{,}06$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{36{,}06}{86.4} = 0{,}417 > 0{,}2$$

Risque de déversement

$$\phi_{\mathrm{LT}} = 0{,}5(1 + 0{,}21(0{,}417 - 0{,}2) + 0{,}417^2)$$

$$\phi_{\mathrm{z}} = 0{,}61$$

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0{,}61 + \sqrt{0{,}61^2 - 0.417^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0{,}95$$

$$\frac{9{,}825}{0{,}58 \times 11250 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1}} + \frac{1 \times 53{,}66}{0{,}95 \times 1383 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1}} + \frac{1{,}003 \times 22{,}21}{641{,}2 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1}} \leq 1$$

$$0{,}006 + 0{,}16 + 0{,}138 \leq 1$$

$$0{,}304 \leq 1$$

IV.7. Conclusion :

Le déversement ainsi est vérifié donc la poutre de roulement est un HEA 300

Chapitre V : Etude contreventement

V.1. Introduction :

Les contreventements sont des éléments structuraux destinés à renforcer la stabilité de la structure en résistant aux forces horizontales telles que le vent, le freinage des équipements mobiles, les séismes, les impacts, etc. Leur conception vise à assurer un transfert efficace de ces charges horizontales vers les fondations. Ces éléments sont installés en toiture, alignés avec les pentes (comme les poutres de vent), et en façade (sous forme de contreventements de stabilité). Ils sont conçus pour supporter les forces horizontales qui agissent aussi bien sur les extrémités que sur les côtés plus longs de la structure

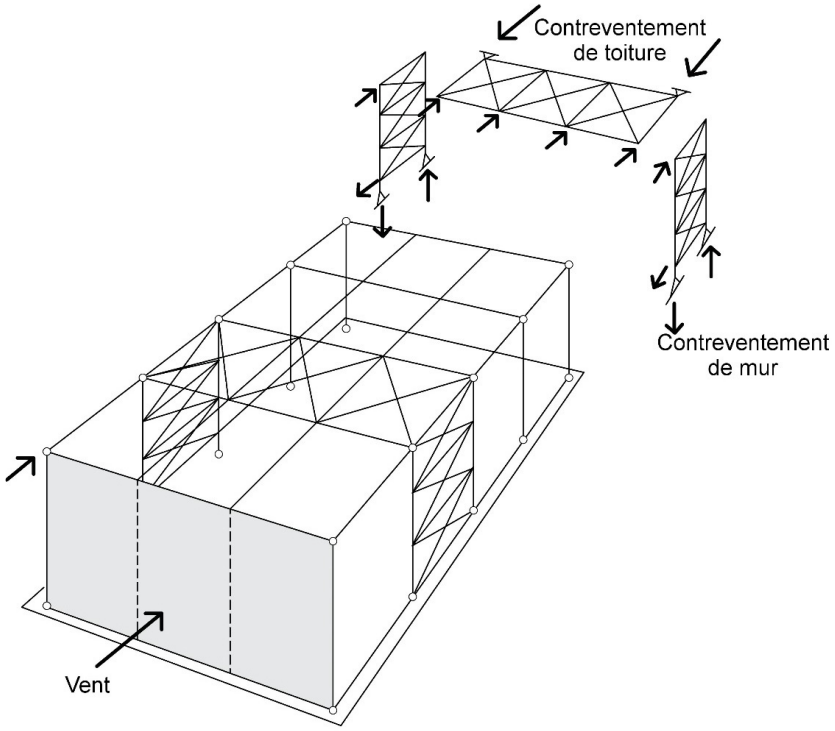


Figure V.1 les contreventements

V.2. Les différents types de contreventements :

V.2.1. Contreventements de toiture: (poutre au vent)

Le contreventement est positionné sur les pentes du toit, comme illustré sur la figure fournie. Il est généralement placé dans les travées de bord du toit. Les diagonales du contreventement sont constituées de doubles angles solidement fixés à la traverse ou à la ferme. La fonction principale du contreventement est de transférer les forces du vent du pignon vers les fondations

V.2.2. Palée de stabilité

Conçu pour absorber les forces générées par la poutre en cas de vent et les rediriger vers les fondations, le support de stabilité sert de système de contreventement de façade

V.3. Efforts du vent sur le pignon :

Dans les situations où le vent est perpendiculaire au pignon, les forces suivent un chemin spécifique, en commençant par le revêtement puis en se transférant aux rails, puis aux poteaux,

pour finalement atteindre la ferme ou la traverse. Cependant, comme la ferme ou la traverse manque de rigidité latérale, il devient nécessaire d'en assurer la stabilité en mettant en place un dispositif à la fois horizontal (appelé poutre de vent) et vertical (appelé lame de stabilité) au sein de la structure du toit.

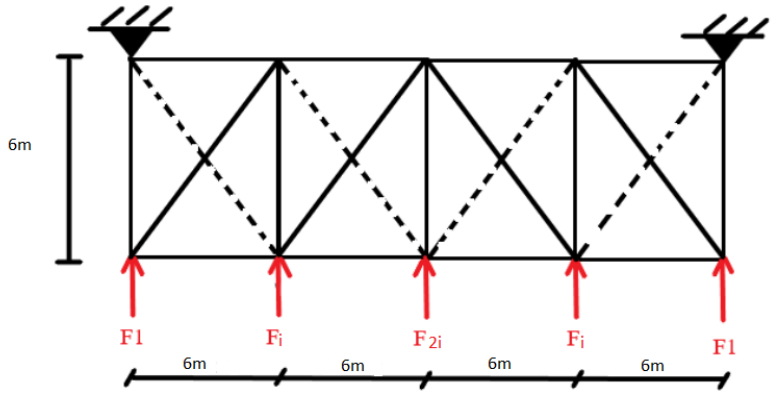


Figure V.2. Les forces du vent

V.4. Calcul de la poutre au vent :

V4.1. Les efforts horizontaux *Fi*

La poutre au vent est calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis, Les aires Si sont les surfaces tributaires offertes au vent

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8}\right) + \frac{F_e}{8}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4}\right) + \frac{F_e}{4}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4}\right) + \frac{F_e}{4}$$

i. Détermination de V:

$$V = P_h = q_h \times C_d \times \sum C_r$$

$$\sum C_r = 0{,}8 + 0{,}3 = 1{,}1$$

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex}$$

$$q_h = 435 \times 1{,}69 = 735{,}15\ N/m^2$$

$$V = P_h = 735{,}15 \times 1 \times 1{,}1 = 808{,}67 \frac{N}{m^2} = 0{,}81\ \frac{KN}{m^2}$$

Cd est le coefficient dynamique, nous pouvons prendre une valeur unitaire pour les structures de hauteur total inférieure à 15m

ii. Détermination de Fe:

La force d'entrainement Fe est la force de frottement pour la toiture.

$$F_e = F_{fr} = q_h \times C_{fr} \times S_{fr}$$

Avec

$$C_{fr} = 0{,}04$$

C'est le coefficient de frottement dans le cas d'une tôle nervurée.

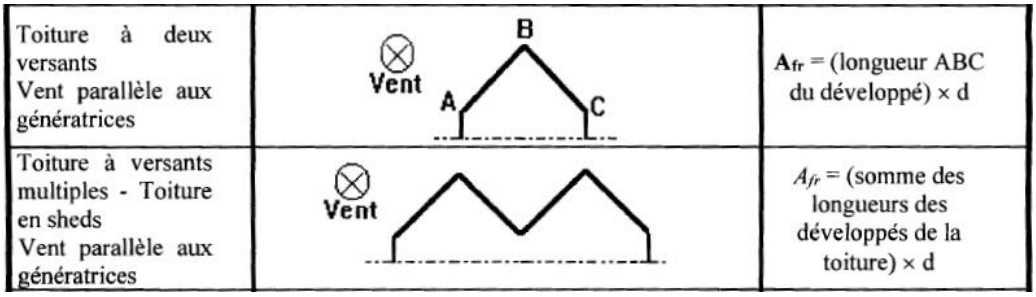


Figure V.3 Toiture a versant simple et multiple

Nous, on a une toiture à versants multiples

Donc :

$$L = \frac{12}{\cos(8{,}53)} \times 4$$

$$L = 48{,}54m$$

La longueur du long pan du premier HANGAR: 42m

$$\boldsymbol{S_{fr} = 48{,}54 \times 42 = 2038{,}68\ m^2}$$

Donc Fe=

$$F_e = F_{fr} = 0{,}735 \times 0{,}04 \times 2038{,}68$$

$$F_e = F_{fr} = 60\ KN$$

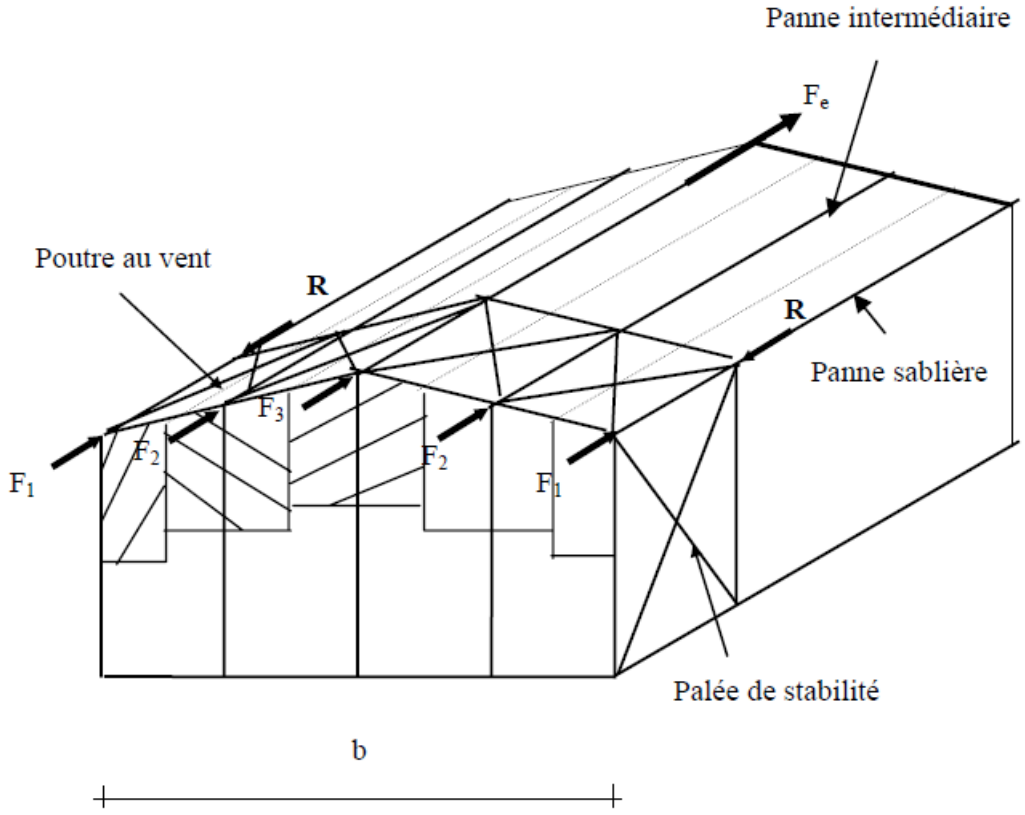


Figure V.4 Cheminement des efforts

Les Fi :

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8}\right) + \frac{F_e}{8} = \left(0{,}81 \times \frac{8}{2} \times \frac{48}{8}\right) + \frac{60}{8} = 27KN$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4}\right) + \frac{F_e}{4} = \left(0{,}81 \times \frac{8{,}9}{2} \times \frac{48}{4}\right) + \frac{60}{4} = 58{,}3KN$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4}\right) + \frac{F_e}{4} = \left(0{,}81 \times \frac{9{,}8}{2} \times \frac{48}{4}\right) + \frac{60}{4} = 62{,}6KN$$

La réaction est donnée par la somme :

$$R = \frac{2 \times F_1 + 2 \times F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times 27 + 2 \times 58{,}3 + 62{,}6}{2}$$

$$R = 116{,}6\ KN$$

V.4.2. Dimensionnement des diagonales Hangar 01 :

Les Efforts dans les diagonales:

$$F_D = \frac{R - F_1}{\cos(33{,}02)} = \frac{116{,}6 - 27}{\cos(33{,}02)}$$

$$F_D = 106{,}9\ KN$$

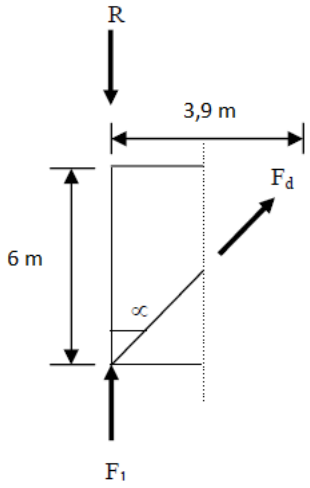


Figure V.5 La disposions des diagonales

Section de la diagonale:

$N_{Ed} = 1{,}5 \times F_D$

$$N_{Ed} = 1{,}5 \times 106{,}9$$

$$N_{Ed} = 160{,}3\ KN$$

Prédimensionnement des diagonales :

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Ed} \times \gamma_{mo}}{F_y}$$

$$A \geq \frac{160{,}3 \times 1}{275 \times 10^{-3}}$$

$$A \geq 582{,}9mm^2$$

Nous proposons ainsi de considérer la cornière isolée à ailes égales CAE70x70x7 avec boulons $d = 12mm$ **et troues** $d_0 = 13mm$ A=940mm^2

$$A_{net} = A - d_o \times t$$

$$A_{net} = 940 - 13 \times 7 = 849mm^2$$

Vérification de la résistance à la traction :

Pour une cornière fixée par une seule aile avec deux boulons le critère de vérification des barres tendues est donné par :

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{940 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 258{,}5KN$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec F_u = 430Mpa et $\gamma_{m2} = 1{,}25$

Trois boulons avec p_1=100mm et $e_1 = 25mm$ donc $\beta_2 = 0{,}7$

$$N_{u,Rd} = \frac{0{,}7 \times 849 \times 430 \times 10^{-3}}{1{,}25} = 204{,}5KN$$

$$N_{Ed} \leq 204{,}5\ KN$$

$$\frac{160{,}6}{204{,}5} = 0{,}78$$

La cornière CAE70x70x7 vérifie la résistance à la traction.

V.4.3. Conclusion :

Elles seront fixées par une seule aile à l'aide de trois boulons

1. Le diamètre du trou $d0 = 13mm$.
2. Le diamètre de la vis $d = 12mm$.
3. La pince longitudinale $e = mm$
4. L'entraxe p = 100 mm

V.4.4. Dimensionnement des diagonales Hangar 02,03 :

La longueur du long pan du HANGAR 3: 42m

$$S_{fr} = 48{,}54 \times 54 = 2621{,}16\ m^2$$

Donc Fe=

$$F_e = F_{fr} = 0{,}735 \times 0{,}04 \times 2621{,}16$$

$$F_e = F_{fr} = 77\ KN$$

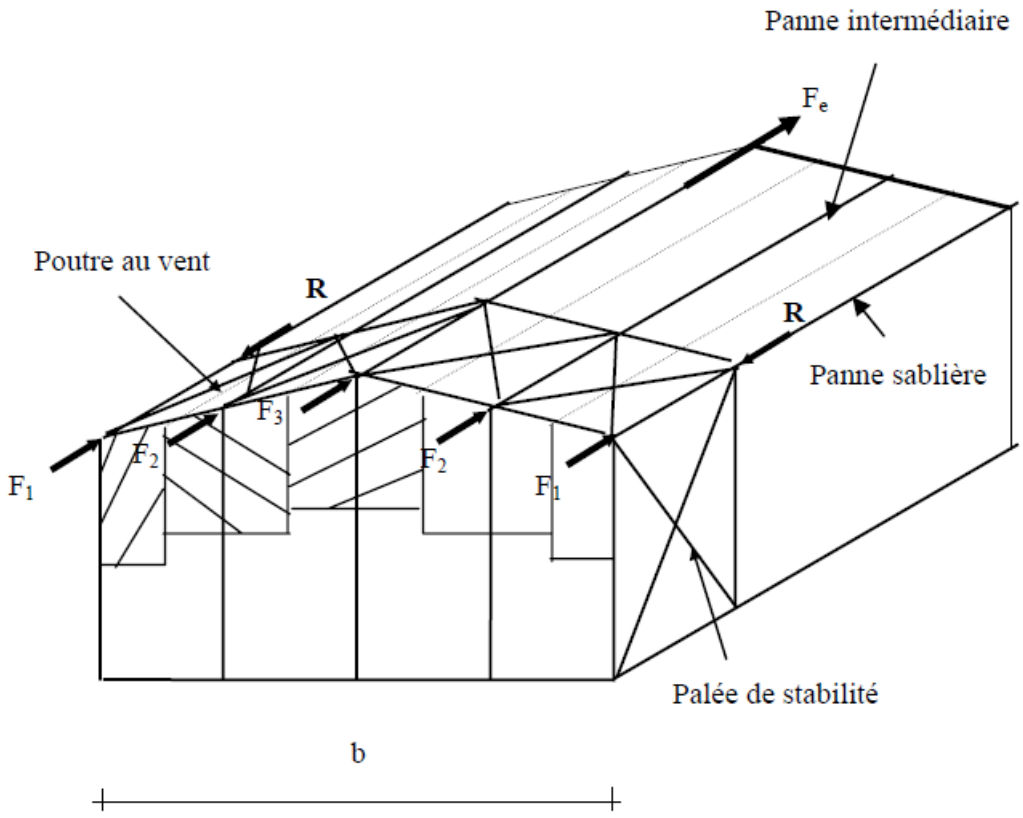


Figure V.6. Cheminement des efforts

Les Fi :

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8}\right) + \frac{F_e}{8} = \left(0{,}81 \times \frac{8}{2} \times \frac{48}{8}\right) + \frac{77}{8} = 29KN$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4}\right) + \frac{F_e}{4} = \left(0{,}81 \times \frac{8{,}9}{2} \times \frac{48}{4}\right) + \frac{77}{4} = 62{,}5KN$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4}\right) + \frac{F_e}{4} = \left(0{,}81 \times \frac{9{,}8}{2} \times \frac{48}{4}\right) + \frac{77}{4} = 66{,}9KN$$

La réaction est donnée par la somme :

$$R = \frac{2 \times F_1 + 2 \times F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times 29 + 2 \times 62{,}5 + 66{,}9}{2}$$

$$R = 125\ KN$$

A. Les Efforts dans les diagonales:

$$F_D = \frac{R - F_1}{\cos(33{,}02)} = \frac{125 - 29}{\cos(33{,}02)}$$

$$F_D = 114{,}5\ KN$$

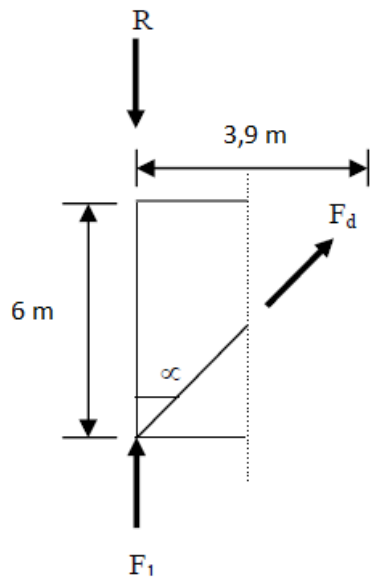


Figure V.7 La disposions des diagonales

Section de la diagonale:

$$N_{Ed} = 1{,}5 \times F_D$$

$$N_{Ed} = 1{,}5 \times 114.5$$

$$N_{Ed} = 171{,}7\ KN$$

Prédimensionnement des diagonales :

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Ed} \times \gamma_{mo}}{F_y}$$

$$A \geq \frac{80{,}7 \times 1}{275 \times 10^{-3}}$$

$$A \geq 624{,}5mm^2$$

Nous proposons ainsi de considérer la cornière isolée à ailes égales CAE70x70x7 avec boulons $d = 12mm$ **et troues** $d_0 = 13mm$ A=940mm^2

$$A_{net} = A - d_o \times t$$

$$A_{net} = 940 - 13 \times 7 = 849mm^2$$

Vérification de la résistance à la traction :

Pour une cornière fixée par une seule aile avec deux boulons le critère de vérification des barres tendues est donné par :

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{940 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 258{,}5KN$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec F_u = 430Mpa et $\gamma_{m2} = 1{,}25$

Deux boulons avec p_1=100mm et e=25mm donc $\beta_2 = 0{,}7$

$$N_{u,Rd} = \frac{0{,}7 \times 849 \times 430 \times 10^{-3}}{1{,}25} = 204{,}4KN$$

$$N_{Ed} \leq 204{,}4\ KN$$

$$\frac{171{,}7}{204{,}4} = 0{,}84$$

La cornière CAE70x70x7 vérifie la résistance à la traction.

V.4.5. Conclusion :

Elles seront fixées par une seule aile à l'aide de trois boulons

1. Le diamètre du trou d_0 = 13mm.
2. Le diamètre de la vis d = 12mm.
3. La pince longitudinale $e1 = e = 25mm$
4. L'entraxe p = 100 mm

V.4.6. Etude des palées de stabilité Hangar 01:

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

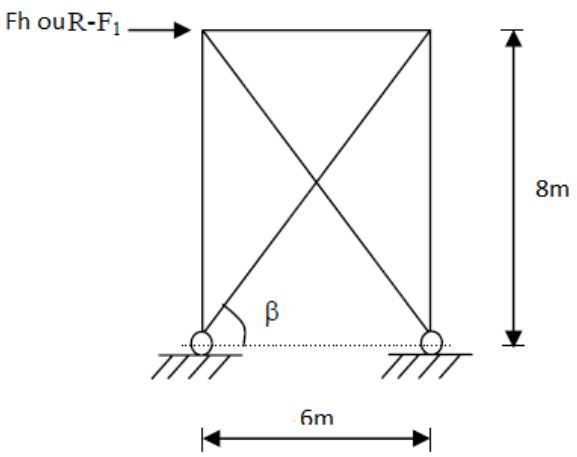


Figure V.8. Palée de stabilité

Les efforts de traction dans les diagonales :

La palée est soumise aux deux charges ponctuelles:

R-F1 où :

- R est la réaction calculée précédemment (réaction de la poutre au vent).
- F1 est la force ponctuelle déterminée précédemment.
- F_H est la force du séisme

R=116,6KN , F_1=27 KN

$$F_t = R - F_1 = 116{,}6 - 27 = 89{,}6\ KN$$

$$\theta = \tan^{-1}(\frac{8}{6}) = 53{,}13°$$

Section de la diagonale:

$$N = \frac{89{,}6}{\cos(53{,}13)} = 149{,}3\ KN$$

$$N_{Ed} = 1{,}5\ \times N$$

$$N_{Ed} = 1{,}5\ \times 149{,}3 = 224KN$$

Prédimensionnement (l'aire minimale d'une section de diagonales.) :

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Ed} \times \gamma_{mo}}{F_y}$$

$$A \geq \frac{224 \times 1}{275 \times 10^{-3}}$$

$$A \geq 814{,}5mm^2$$

Nous proposons ainsi de considérer 2CAE60x60x6 avec boulons d = 12mm

et trous $d0$ = 13mm

$$A = 1382mm^2$$

$$A_{net} = A - d_0 \times t$$

$$A_{net} = 1382 - 2 * 13 \times 6$$

$$A_{net} = 1226\ mm^2$$

Vérification de la résistance à la traction :

Pour une cornière fixée par une seule aile avec trois boulons, le critère de vérification des barres tendues est donné par :

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1382 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 380{,}05KN$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec F_u = 430Mpa et $\gamma_{m2} = 1{,}25$

Trois boulons avec p_1=100mm donc $\beta_3 = 0{,}7$

$$N_{u,Rd} = \frac{0{,}7 \times 1226 \times 430 \times 10^{-3}}{1{,}25} = 295.22KN$$

$$N_{Ed} \leq 295{,}22\ KN$$

$$\frac{224}{295{,}22} = 0{,}76$$

C'est vérifié

V.4.7. Conclusion :

Les diagonales seront des 2CAE60x60x6

- Elles seront fixées par trois boulons.
- Le diamètre du trou d_0 = 13mm.
- Le diamètre de la vis d = 12mm.
- La pince longitudinale $e1$ = e = 25mm
- L'entraxe p = 100 mm

V.4.8. Etude des palées de stabilité Hangar 02,03:

Les efforts de traction dans les diagonales :

La palée est soumise aux deux charges ponctuelles:

R-F1 où :

- R est la réaction calculée précédemment (réaction de la poutre au vent).
- F1 est la force ponctuelle déterminée précédemment.
- F_H est la force du séisme
- H_{L1} est la force de l'accélération du pont roulant

R=125KN , F_1=29 KN , et H_{L1}=6,55 KN

$$F_t = 125 - 29 + 6{,}55 \ = 102{,}55KN$$

$$\theta = \tan^{-1}(\frac{8}{6}) = 53{,}13°$$

Section de la diagonale:

$$N = \frac{102{,}55}{\cos(53{,}13)} = 170{,}9\ KN$$

$$N_{Ed} = 1{,}5\ \times N$$

$$N_{Ed} = 1{,}5\ \times 170{,}9 = 256{,}37KN$$

Prédimensionnement (l'aire minimale d'une section de diagonales.) :

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Ed} \times \gamma_{mo}}{F_y}$$

$$A \geq \frac{256{,}37 \times 1}{275 \times 10^{-3}}$$

$$A \geq 932{,}3mm^2$$

Nous proposons ainsi de considérer 2CAE60x60x6 avec boulons d = 12mm

et trous $d0$ = 13mm

$$A = 1382mm^2$$

$$A_{net} = A - d_0 \times t$$

$$A_{net} = 1382 - 2 * 13 \times 6$$

$$A_{net} = 1226\ mm^2$$

Vérification de la résistance à la traction :

Pour une cornière fixée par une seule aile avec trois boulons, le critère de vérification des barres tendues est donné par :

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1382 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 380{,}05KN$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec F_u = 430Mpa et $\gamma_{m2} = 1{,}25$

Trois boulons avec p_1=100mm donc $\beta_3 = 0{,}7$

$$N_{u,Rd} = \frac{0{,}7 \times 1226 \times 430 \times 10^{-3}}{1{,}25} = 295{,}22KN$$

$$N_{Ed} \leq 295{,}22\ KN$$

$$\frac{256{,}37}{295{,}22} = 0{,}86$$

2CAE60x60x6 vérifie La résistance à la traction.

V.4.9. Conclusion :

Les diagonales seront des 2CAE60x60x6

- **Elles seront fixées par trois boulons**.
- Le diamètre du trou d_0 = **13*mm*.**
- Le diamètre de la vis d = **12*mm***.
- La pince longitudinale $e1 = e$ = **25*mm***
- L'entraxe p = **100 *mm***

V.5. Etudes des sablières toiture :

V.5.1. Les efforts dans les sablières :

Dans notre étude nous dimensionnerons la sablière, il est important de rappeler que nous avons trois efforts de compression principaux

- **R-F1**
- **HL1**

V.5.2. Section de la sablière (prédimensionnement) :

Pour le prédimensionnement nous ferons recours au **critère de la résistance au flambement**

En effet car l'effort de compression est important. Et pour le coefficient minorateur de la résistance (χmin), nous choisirons une valeur arbitraire de

$$\boldsymbol{\chi_{min} = 0,5\ et\ \beta_A = 1}$$

Pour les 3 hangars ,Ya pas une grande différence entre (R-F₁)

$$N = R - F_1 = 125 - 29 = 96KN$$

$$N = 96KN$$

$$N_{Ed} = 1{,}5 \times N$$

$$N_{Ed} = 144KN$$

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$A \geq \frac{N_{Ed} \times \gamma_{m1}}{\chi_{min} \times \beta_A \times F_y}$$

$$A \geq \frac{144 \times 1{,}1}{0{,}5 \times 1 \times 275 \times 10^{-3}}$$

$$A \geq 1152mm^2$$

On prend **HEB140**

A(mm²)	Iy(mm)	Iz(mm)	h(mm)	b(mm)	tf(mm)
4300	59,3	35,8	140	140	12

Tableau V.1 Caractéristique du HEB 140

V.5.3. Vérification de la résistance au flambement :

La sablière est biarticulée donc **K= 1**

Autour de l'axe Z :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z{}^2 - \overline{\lambda_z}^2}}$$

$$\overline{\lambda_z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}\ et\ \lambda = \frac{l_{f,z}}{i_z}$$

$$\lambda = \frac{6000}{35.8} = 167{,}6\ et\ \overline{\lambda_z} = \frac{167{,}7}{86{,}4} = 1{,}94 > 0{,}2$$

Risque de flambement

$$\phi_z = 0{,}5\left(1 + \alpha_z\left(\overline{\lambda_z} - 0{,}2\right) + \overline{\lambda_z}^2\right) et\ \alpha_z = 0{,}49$$

$$\phi_z = 0{,}5(1 + 0{,}49(1{,}94 - 0{,}2) + 1{,}94^2)$$

$$\phi_z = 2{,}8\ et\ \chi_z = 0{,}21$$

Autour de l'axe Y :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y{}^2 - \overline{\lambda_y{}^2}}}$$

$$\overline{\lambda_y} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}\ et\ \lambda = \frac{l_{f,y}}{i_y}$$

$$\lambda = \frac{6000}{59{,}3} = 101{,}2\ et\ \overline{\lambda_y} = \frac{101{,}2}{86{,}4} = 1{,}17 > 0{,}2$$

Risque de flambement

$$\phi_y = 0{,}5\left(1 + \alpha_y\left(\overline{\lambda_y} - 0{,}2\right) + \overline{\lambda_y}^2\right) et\ \alpha_y = 0{,}34$$

$$\phi_y = 0{,}5(1 + 0{,}34(1{,}17 - 0{,}2) + 1{,}17^2)$$

$$\phi_y = 1{,}35\ et\ \chi_y = 0{,}49$$

$$\chi_{min} = 0{,}21$$

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

$$N_{b,Rd} = 0{,}21 \times 4300 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1} = 225{,}75\ KN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{r,Rd}} = \frac{144}{225{,}75} = 0{,}64 < 1$$

Le flambement est vérifié

V.5.4. Vérification au flambement flexion :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \times \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{Ed}}{\chi_y \times A \times F_y}$$

$$\mu_y = \overline{\lambda_y}(2 \times \beta_{m,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$W_{pl,y}$(mm^3)	$W_{el,y}$(mm^3)	$\beta_{m,y}$
245400	215600	1,3

$$\mu_y = -1{,}5 \; et \; K_y = 1{,}37$$

$$G_{HEB140} = 0{,}337 KN/m$$

$$M_{y,Ed} = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{(1{,}35 \times 0{,}337) \times 6^2}{8} = 2 \; KN.m$$

$$\frac{144}{0{,}21 \times 4300 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1}} + \frac{1{,}5 \times 2}{245{,}4 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1}} \leq 1$$

$$0{,}64 + 0{,}05 = 0{,}69 \leq 1$$

Le critère de flambement flexion est ainsi vérifié

V.5.5. Vérification au déversement :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times \frac{F_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{Ed}}{\chi_z \times A \times F_y}$$

$$\mu_{LT} = 0{,}15 \times \overline{\lambda_y} \beta_{m,LT} - 0{,}15 \;\; et \;\; \beta_{m,y} = 1{,}3$$

$$\mu_{LT} = 0{,}08 \; et \; K_{LT} = 0{,}95$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L_D}{i_z}}{\sqrt{C_1} \times (1 + \frac{1}{20}(\frac{\frac{L_D}{i_z}}{\frac{h}{t_f}})^2)^{0{,}25}}$$

L_D=6m et C_1=1,132

$$\lambda_{LT} = 86{,}1$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{86{,}1}{86{,}4} = 0{,}996 > 0{,}4$$

Risque de déversement

$$\alpha_{LT} = 0{,}21 \; laminé \; a \; chaud$$

$$\phi_{LT} = 0{,}5(1 + 0{,}21(0{,}996 - 0{,}2) + 0{,}996^2)$$

$$\phi_{LT} = 1{,}08$$

$$\chi_{LT} = 0{,}668$$

$$\frac{144}{0{,}21 \times 4300 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1}} + \frac{0{,}95 \times 2}{0{,}668 \times 245{,}4 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1{,}1}} \leq 1$$

$$0{,}64 + 0{,}046 = 0{,}686 \leq 1$$

Le déversement de la sablière est ainsi vérifié

V.6. Etude sablière du plancher :

On va proposer un **HEA 200**

$$G_{HEA\,200} = 0{,}423 \; KN/ml$$

On a trouvé précédemment dans le plancher collaborant :

$$G = 6KN/m^2$$

$$Q = 2{,}5 \; KN/m^2$$

Espacement entre les solives est de 1,2 m , donc la sablière va reprendre 0,6 m

$$G = 6 \times 0{,}6$$

$$Q = 2{,}5 \; KN/m^2$$

$$G = 6 \times 0{,}6 + 0{,}423 = 4 \; KN/ml$$

$$Q = 2{,}5 \times 0{,}6 = 1{,}5KN/m$$

V.6.1. Vérification de la flèche (ELS) :

$$G + Q = 4 + 1{,}5 = 5{,}5 \; KN/ml$$

La flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24mm$$

$$f_{ser} = \frac{5}{383} \times \frac{F \times L^4}{E \times I}$$

$$I_{HEA\,200} = 36{,}92 \times 10^6 mm^4$$

$$f_{ser} = \frac{5}{383} \times \frac{5{,}5 \times 10^{-3} \times 6^4}{2{,}1 \times 10^2 \times 3{,}692 \times 10^{-5}} = 11{,}97mm$$

$$11{,}97 < 24mm$$

La flèche est vérifie

V.6.2. Vérification a (ELU) :

$$F_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$$

$$F_u = 1{,}35(4) + 1{,}5(1{,}5)$$

$$F_u = 7{,}65KN/m$$

Le profilé est de classe 1 :

$$M_{y,Ed} = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{7{,}65 \times l^2}{8} = 34{,}425KN.m$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{M1}} = \frac{429{,}5 \times 275 \times 10^{-3}}{1{,}1} = 107{,}375KN.m$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{ply,Rd}} = \frac{34.425}{107{,}375} = 0{,}32 < 1$$

La résistance en section est vérifiée

V.6.3. Vérification au déversement :

D'après l'Eurocode 3, La connexion (poutre-dalle) par des goujons garantit en maintien latéral continue de la semelle supérieure, le déversement peut être ignoré si la semelle comprimée est maintenue latéralement sur toute sa longueur EUROCODE 3 (6.2.4).

V.6.4. Conclusion :

- La sablière pour les trois hangars est un **HEB140**
- La sablière du plancher collaborant est un **HEA200**

Chapitre VI : Etude sismique

VI.1. Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraine bien entendu des efforts dans la structure. L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.
Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien RPA24, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

VI.2. Poids des hangars :

Bloc 01 : 272,2 tonnes
Bloc 02 : 132 tonnes
Bloc 03 : 129 tonnes

VI.3. Critères de classification

Notre hangar est implanté à **Oued Berdi**, dans la wilaya de **Bouira**, une région classée en **zone 5** selon le **RPA 2024**, ce qui correspond à une **zone de forte sismicité**. Cette classification implique des exigences strictes en matière de conception et de dimensionnement afin d'assurer une résistance optimale aux sollicitations sismiques.

VI.3.1. La catégorie du site : site 3

S=1,3

$$\begin{cases} T_1 = 0{,}15s \\ T_2 = 0{,}6s \\ T_3 = 2s \end{cases}$$

VI.3.2. Coefficient d'importance du bâtiment : Groupe 2

I=1

VI.3.3. coefficient d'accélération de zone :

A=0,25

VI.3.4. Coefficient de comportement :

Selon X	$R = 4^{(b)}$	Contreventement à barres centrées en X
Selon Y	$R = 6{,}5^{(a)}$	Ossatures en portiques sans remplissage ou avec remplissage isole

Tableau VI.1 Valeurs du coefficient de comportement, R.

le facteur de qualité :

Selon X	Régularité en plan	0	$Q_{fx} = 1$
	Régularité en élévation	0	
	Redondance en plan	0	
Selon Y	Régularité en plan	0	$Q_{fy} = 1 + 0{,}2 = 1{,}2$
	Régularité en élévation	0	
	Conditions minimales sur le nombre étage	0,2	
	Conditions minimales sur les travées	0	

Tableau VI.2. Valeur du facteur de qualité.

Calcul de la force sismique totale :

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

Tableau VI.2. Valeurs du coefficient CT.

D'où on prend C_T= 0.085.

VI.4. Calcule de la période :

$$T_{emprique} = C_{T\times}(h_n)^{\frac{3}{4}}$$

VI.4. 1. Bloc 1 :

$$T_{emprique} = 0{,}085 \times (9{,}8)^{\frac{3}{4}}$$

$$T_{emprique} = 0{,}47s$$

La période calculée par robot :

$$T_{calculé} = 0{,}2s$$

$$T_{calculé} < 1{,}3T_{emprique}$$

$$0{,}2 < 1{,}3 \times 0{,}47 = 0{,}611s$$

Donc $T_0 = 0{,}2s$

$$0{,}15s \leq 0{,}2 \leq 0{,}6s$$

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g} T_0 \times w$$

- Selon X

$$\frac{S_{ad}}{g} = A \times I \times S \times (2{,}5 \times \frac{Q_f}{R})$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0{,}25 \times 1 \times 1{,}3 \times 2{,}5 \times \frac{1}{4} = 0{,}2$$

$$V_X = 1 \times 0{,}2 \times w$$

$$V_X = 1 \times 0{,}2 \times 2722$$

$$V_X = 544{,}4\ KN$$

- Selon Y :

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0{,}25 \times 1 \times 1{,}3 \times 2{,}5 \times \frac{1{,}2}{6{,}5} = 0{,}15$$

$$V_Y = 1 \times 0{,}15 \times 2722$$
$$V_Y = 408\ KN$$

V_X	$544{,}4\ KN$
V_Y	$408\ KN$

VI.4.2. Bloc 2 :

$$T_{empirique} = 0{,}085 \times (13{,}8)^{\frac{3}{4}}$$

$$T_{empirique} = 0{,}61s$$

La période calculé par robot :

$$T_{calculé} = 0{,}68s$$

$$T_{calculé} < 1{,}3T_{emprique}$$

$$0{,}68 < 1{,}3 \times 0{,}61 = 0{,}79s$$

Donc $T_0 = 0{,}68s$

$$0{,}6s \leq 0{,}68 \leq 2s$$

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g} T_0 \times w$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = A \times I \times S \times 2{,}5 \times \frac{Q_f}{R} \times (\frac{T_2}{T_o})$$

- Selon X :

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0{,}25 \times 1 \times 1{,}3 \times 2{,}5 \times \frac{1}{4} \times (\frac{0{,}6}{0{,}68}) = 0{,}179$$

$$V_X = 1 \times 0{,}179 \times 1320$$

$$V_X = 236{,}6KN$$

- Selon Y :

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0{,}25 \times 1 \times 1{,}3 \times 2{,}5 \times \frac{1{,}2}{6{,}5} \times (\frac{0{,}6}{0{,}68}) = 0{,}132$$

$$V_Y = 1 \times 0{,}132 \times 1320$$
$$V_Y = 174{,}7\ KN$$

V_X	$236{,}6\ KN$
V_Y	$174{,}7\ KN$

VI.4.3. Bloc 3

$$T_{emprique} = 0{,}085 \times (9{,}8)^{\frac{3}{4}}$$

$$T_{emprique} = 0{,}47s$$

La période calculé par robot :

$$T_{calculé} = 0{,}35s$$

$$T_{calculé} < 1{,}3T_{emprique}$$

$$0{,}35 < 1{,}3 \times 0{,}47 = 0{,}611s$$

Donc $T_0 = 0{,}35s$

- Selon X :

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0{,}25 \times 1 \times 1{,}3 \times 2{,}5 \times \frac{1}{4} = 0{,}2$$

$$V_X = 1 \times 0{,}2 \times 1290$$

$$V_X = 258KN$$

- Selon Y :

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0{,}25 \times 1 \times 1{,}3 \times 2{,}5 \times \frac{1{,}2}{6{,}5} = 0{,}15$$

$$V_Y = 1 \times 0{,}147 \times 1290$$

$$V_Y = 193{,}5KN$$

V_X	$258KN$
V_Y	$193{,}5\ KN$

VI.5. Principe de la méthode spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VI.5.1. Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le RPA24, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

VI.6. Résultat de calcul :

VI.6.1. Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

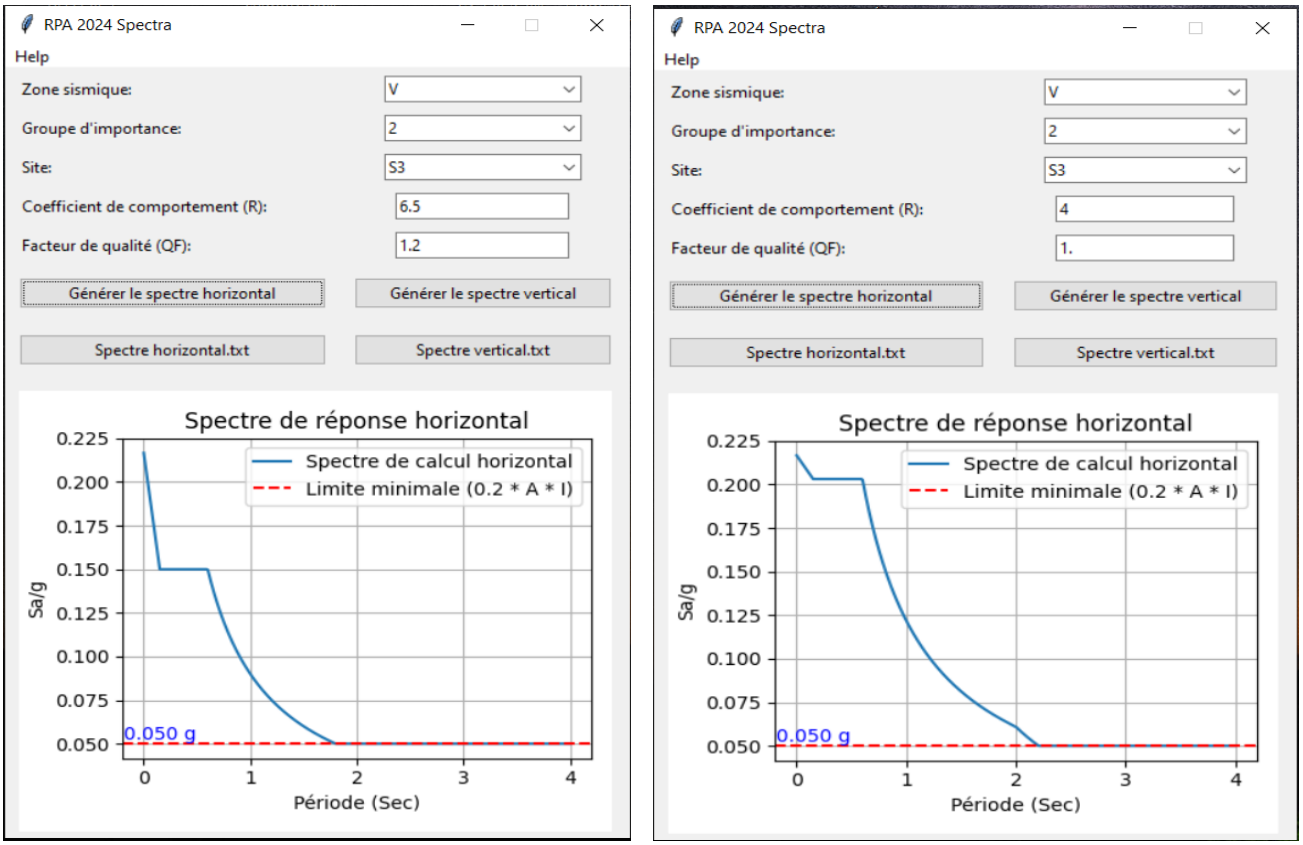


Figure VI.1. Schéma du spectre de réponse suivant X et Y

VI.6.2. Pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
19/ 1	5,05	0,20	91,75	0,14	0,0	91,75	0,14
19/ 2	5,48	0,18	91,93	83,93	0,0	0,18	83,79
19/ 3	8,57	0,12	95,95	84,02	0,0	4,02	0,09
19/ 4	9,48	0,11	98,50	84,03	0,0	2,55	0,01
19/ 5	12,87	0,08	98,51	96,51	0,0	0,01	12,48
19/ 6	15,11	0,07	98,57	98,56	0,0	0,06	2,05
19/ 7	18,76	0,05	98,57	98,56	0,0	0,00	0,00
19/ 8	19,36	0,05	98,57	98,56	0,0	0,00	0,00
19/ 9	20,61	0,05	98,85	98,57	0,0	0,28	0,01
19/ 10	23,20	0,04	98,87	98,57	0,0	0,02	0,00

Tableau VI.3. Pourcentage de participation de masse.

-Translation suivant (X) pour le premier mode.
-Translation suivant (Y) pour le deuxième mode.
-Rotation pour le troisième mode.

VI.6.3. Résultantes des forces sismiques de calcul :

Selon RPA 24, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Bloc 1 :

Forces sismiques	V statiques (KN)	0,8V statiques (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Selon X	544	435,2	469	Vérifié
Selon Y	408	326,4	88,6	Non vérifié

Tableau VI.4. Vérification de l'effort tranchant à la base pour le bloc 1

Si ($Vt \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport ($0.80V/Vt$).

Bloc 2 :

Forces sismiques	V statiques (KN)	0,8V statiques (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Selon X	236,6	189,28	254,9	Vérifié
Selon Y	174,7	139,76	120,5	Non vérifié

Tableau VI.5. Vérification de l'effort tranchant à la base pour le bloc 2

Si ($Vt \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport ($0.80V/Vt$).

Bloc 3 :

Forces sismiques	V statiques (KN)	0,8V statiques (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Selon X	258	206,4	230	Vérifié
Selon Y	193,5	154,8	174	Vérifié

Tableau VI.6. Vérification de l'effort tranchant à la base pour le bloc 3

VI.7. Conclusion :

Selon les résultats obtenus via le logiciel Robot Structural Analysis, l'action dynamique exercée par le vent sur la structure est significativement plus importante que celle générée par les forces sismiques.

VI.8. Joint sismique :

Les **joints sismiques** (ou joints parasismiques) sont des dispositifs de séparation entre deux parties d'une structure, spécialement conçus pour :

- **Permettre des mouvements relatifs** (horizontaux et/ou verticaux) sous sollicitations sismiques, évitant ainsi les contraintes excessives.
- **Absorber les déformations dynamiques** sans endommager la structure.
- **Éviter les chocs (*pouding*)** entre blocs adjacents lors d'un séisme.

VI.9. Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = max\begin{cases}\sqrt{{\delta_1}^2 + {\delta_2}^2} \\ 40mm\end{cases}$$

Déplacement d'après LOGICIEL ROBOT :

$$\begin{cases}\delta_1 = 48mm \\ \delta_2 = 46mm\end{cases}$$

$$d_{min} = max\begin{cases}\sqrt{(48)^2 + (46)^2} \\ 40mm \\ \delta_1 + \delta_2\end{cases} = max\begin{cases}66{,}5mm \\ 40mm \\ 94mm\end{cases}$$

$$d_{min} = 94mm$$

Donc on prend d= **100mm**

Chapitre VII : Assemblages

VII.1. Introduction :

Le bon fonctionnement d'une structure métallique dépend essentiellement de sa conception, notamment du calcul des assemblages des différentes pièces qui la composent. Les dispositifs d'assemblage assurent la solidité de l'ensemble, garantissent une transmission optimale et une répartition adéquate des diverses sollicitations auxquelles la structure peut être soumise.

VII.2. Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif permettant de réunir et de solidariser plusieurs pièces, assurant la transmission et la distribution des diverses sollicitations entre elles, sans générer de sollicitations parasites, en particulier de torsion. Pour réaliser une structure métallique, on utilise des pièces individuelles qu'il faut assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

- Afin de réaliser les calculs selon les modèles traditionnels de la résistance des matériaux, il est nécessaire de différencier, parmi les assemblages:

- Les assemblages articulés, qui ne transmettent que les efforts normaux et les forces de cisaillement.
- Les assemblages rigides, qui transmettent également les différents moments.

VII.3. Calculs des assemblages :

VII.3.1. Assemblage poteau poutre principale :

L'assemblage poteau – poutre est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au Poteau.

Effort de calcul:

$$M_{max} = 216\ KN.m$$

$$V_{max} = 216\ KN$$

$$N_{Ed} = 57{,}1\ KN$$

Soit un assemblage constitué de 12 boulons HR 10,9 de diamètre M20, la platine a une épaisseur de 20mm

Poteau : IPE450

Poutre : IPE400

Jarret : IPE400

Calcul de la hauteur de la platine la partie comprimée:

$$x = t_{fp} \times \sqrt{\frac{b_p}{t_{wb}}} = 13{,}5 \times \sqrt{\frac{180}{8{,}6}}\ ''Livre\ DAHMANI\ .L''$$

$$x = 62mm$$

Calcul des pinces et entraxes :

$$d_0 = 22mm$$

i. Calculer e_1 et e_2 :

$$e_1 \geq 1{,}2d_0$$

$$e_1 \geq 1{,}2 \times 22 \geq 26{,}4mm$$

$$e_1 = 50mm$$

$$e_2 \geq 1{,}5d_0$$

$$e_2 \geq 1{,}5 \times 22 \geq 33mm$$

$$e_2 = 50mm$$

ii. Calculer P_1 et P_2 :

$$P_1 \geq 2{,}2d_0$$

$$P_1 \geq 2{,}2 \times 22 \geq 48{,}4mm$$

$$P_1 = 100mm$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

$$P_2 \geq 3 \times 22 \geq 66mm$$

$$P_2 = 100mm$$

$$\begin{cases} e_1 = 50mm \\ e_2 = 50mm \\ P_1 = 100mm \\ P_2 = 100mm \end{cases}$$

avec n = nombre de boulons par rangée.

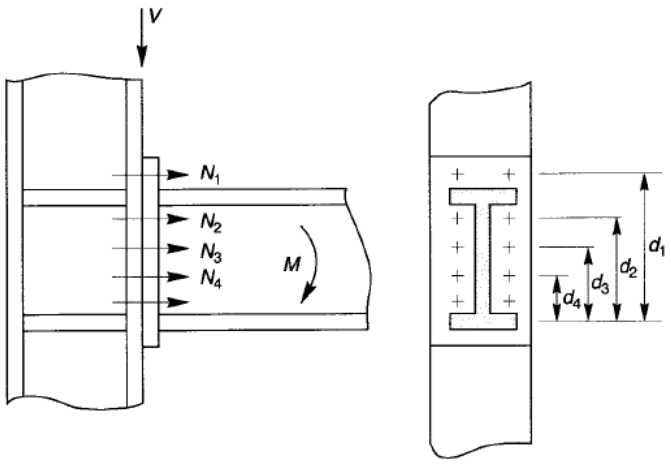


Figure VII.1. Représentation des efforts dans l'assemblage poteau -poutre

$$d_5 = 162\text{mm}$$

$$d_4 = 262\text{mm}$$

$$d_3 = 362\text{mm}$$

$$d_2 = 262\text{mm}$$

$$d_1 = 562\text{mm}$$

$$\sum {d_i}^2 = 162^2 + 262^2 + 362^2 + 462^2 + 562^2 = 755220\text{mm}^2$$

D'où :

$$N_i = \frac{M_{Ed} \times d_i}{\sum {d_i}^2}$$

$$N_1 = \frac{216 \times 562}{755220} = 160{,}7\ \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{216 \times 462}{755220} = 132{,}2\ \text{KN}$$

$$N_3 = \frac{216 \times 362}{755220} = 103{,}5\ \text{KN}$$

$$N_4 = \frac{216 \times 262}{755220} = 75\ \text{KN}$$

$$N_5 = \frac{216 \times 162}{755220} = 46{,}33\ \text{KN}$$

L'effort de calcul de la précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0{,}7 \times F_{ub} \times A_s$$

On a M20 :

$$F_{ub} = 1000\text{MPa}$$

$$A_s = 245\text{mm}^2$$

$$F_p = 0{,}7 \times 1000 \times 245 = 171{,}5\ \text{KN}$$

Le moment résistant effectif de l'assemblage :

n : nombre de rangée de boulons

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum {d_i}^2}{d_1} = \frac{2 \times 171{,}5 \times 755220}{562}$$

$$M_{Rd} = 460{,}9\ \text{KN.m}$$

$$216 \leq 460{,}9$$

C'est vérifie

Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Par boulon :

n : nombre de boulons

$$\frac{V_{Ed}}{n} = \frac{216}{12} = 18\ KN$$

$$V_{Rd} = \frac{K_s \times F_p \times m \times \mu}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$$\begin{cases} K_s = 1 \text{ un trou normal} \\ m = 1 \text{ un plan de frottement} \\ \mu = 0{,}3 \text{ coefficient de frottement} \\ F_p = 171{,}5 \text{ la précontrainte} \end{cases}$$

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 171{,}5 \times 1 \times 0{,}3}{1{,}25} = 51{,}45\ KN$$

$$18 \leq 51{,}45$$

C'est vérifie

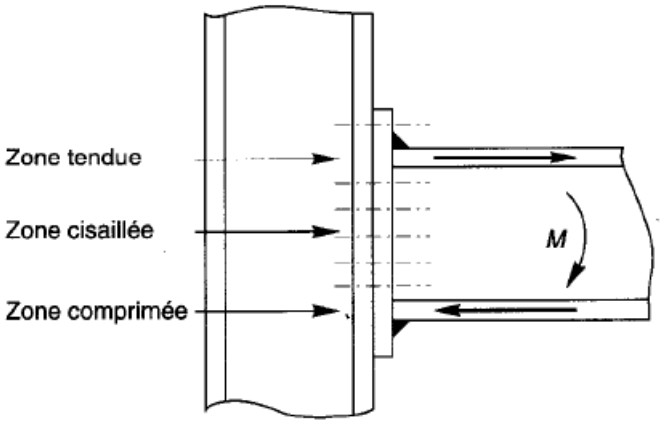


Figure VII.2. Représentation des déférentes zones avec la nature de la sollicitation.

Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_{r,Rd}$$

$$F_v = \frac{M_{Ed}}{h - t_f}$$

$$F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{F_y}{\gamma_{mo}}$$

t_{wc}(mm)	$b_{eff} = p$(mm)	$h - t_f$(mm)
9,4	100	746,9

$$F_v = \frac{216}{0{,}7469} = 289{,}2 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 9{,}4 \times 100 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1} = 258{,}5 \text{ KN}$$

$$289{,}2 \leq 258{,}5$$

Non vérifie donc il nécessite un raidissage

Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$N_{Sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times F_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{(1 + 1{,}3(\frac{b_{eff}}{h})^2)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} \times 2 \times \alpha_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} \times r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 13{,}5 \times 2 \times 5 \times \sqrt{2} + 5(14{,}6 \times 21) + 2 \times 20 = 245{,}6\text{mm}$$

Avec : α_p épaisseur de la gorge de la soudure (estimée a 5mm)

Calculé Kc :

Lorsque $\sigma_{c,Sd} \leq 0{,}7F_y \quad \rightarrow K_c = 1$

Lorsque $\sigma_{c,Sd} > 0{,}7F_y \quad \rightarrow K_c = 1{,}7 - \frac{\sigma_{c,Sd}}{F_y}$

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{V_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed} \times Z_{max}}{I_y}$$

Avec : A=9880 mm^2 et I_y=33740 $\times 10^4$mm^2 et $Z_{max} = \frac{h}{2} = \frac{450}{2} = 225$

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{216}{9880} + \frac{216 \times 1000 \times 225}{33740 \times 10^4} = 22 \text{ MPa}$$

$$22 \leq 192{,}5 \quad \rightarrow K_c = 1$$

Et calculé ρ :

Si $\overline{\lambda_p} \leq 0{,}72 \rightarrow \rho = 1$

Si $\overline{\lambda_p} > 0{,}72 \rightarrow \rho = (\overline{\lambda_p} - 0{,}2)/\overline{\lambda_p}^2$

$$\overline{\lambda_p} = 0{,}932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times F_y}{E \times t_{wc}}}$$

$$\overline{\lambda_p} = 0{,}932 \times \sqrt{\frac{245{,}6 \times 378{,}8 \times 275 \times 10^{-3}}{2{,}1 \times 10^2 \times 9{,}4^2}} = 1{,}09$$

$$1{,}09 > 0{,}72 \rightarrow \rho = \frac{1{,}09 - 0{,}2}{1{,}09^2}$$

$$\rho = 0{,}75$$

$$F_{c,Rd} = 336{,}27 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = \sum N_i = 160{,}7 + 132{,}2 + 103{,}5 + 75 + 46{,}44 = 517{,}84 \text{ KN}$$

$$517{,}84 \leq 336{,}27$$

Non vérifié il faut prévoir des raidisseurs

Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisaillée:

$$F_V \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0{,}58 \times F_y \times \frac{h \times t_w}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{Rd} = 0{,}58 \times 275 \times 10^{-3} \times \frac{450 \times 9{,}4}{1} = 674.7 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{Ed}}{h - t_f} = \frac{216}{0{,}747} = 289{,}2 \text{ KN}$$

$$289{,}2 \leq 674{,}7$$

C'est vérifié

Remarque :

La vérification de l'âme raidie du poteau à la résistance n'est pas vérifié, pour que l'assemblages soit vérifié il faut mettre des raidisseurs qui ont une épaisseur égale à celles des semelles de la poutre par le livre de DAHMANI Lahlou

$$\textbf{Donc } e = t_{fp} = 14\text{mm}$$

VII.3.2. Assemblage de Palée de stabilité :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction: $N_{t,Sd} = 170{,}9$ KN

Pour ce type d'assemblage, On choisit des boulons **M 16** de diamètre **Ɵ 14** de **classes** 8.8.

$$F_{ub} = 800 \text{ MPA et } A_s = 157\text{mm}^2$$

Distribution d'effort normal sur les boulons :

$$F_{V,Sd} = \frac{N_{t,Sd}}{n \times p}$$

Avec : n= nombre de boulons et p= plan de cisaillement

$$F_{V,Sd} = \frac{170,9}{2 \times 2} = 42,7 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = 0,6 \times A_s \times \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,6 \times 157 \times \frac{800}{1,25} = 60,3 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} = 0,71$$

C'est vérifié

Calculer l'entraxe et la pince :

$$d_0 = 17\text{mm}$$

$$e_1 \geq 1,2d_0$$

$$e_1 \geq 1,2 \times 17 \geq 20,4\text{mm}$$

$$e_1 = 40\text{mm}$$

$$P_1 \geq 2,2d_0$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 17 \geq 37,4\text{mm}$$

$$P_1 = 60\text{mm}$$

Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{V,Sd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{F_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1\right]$$

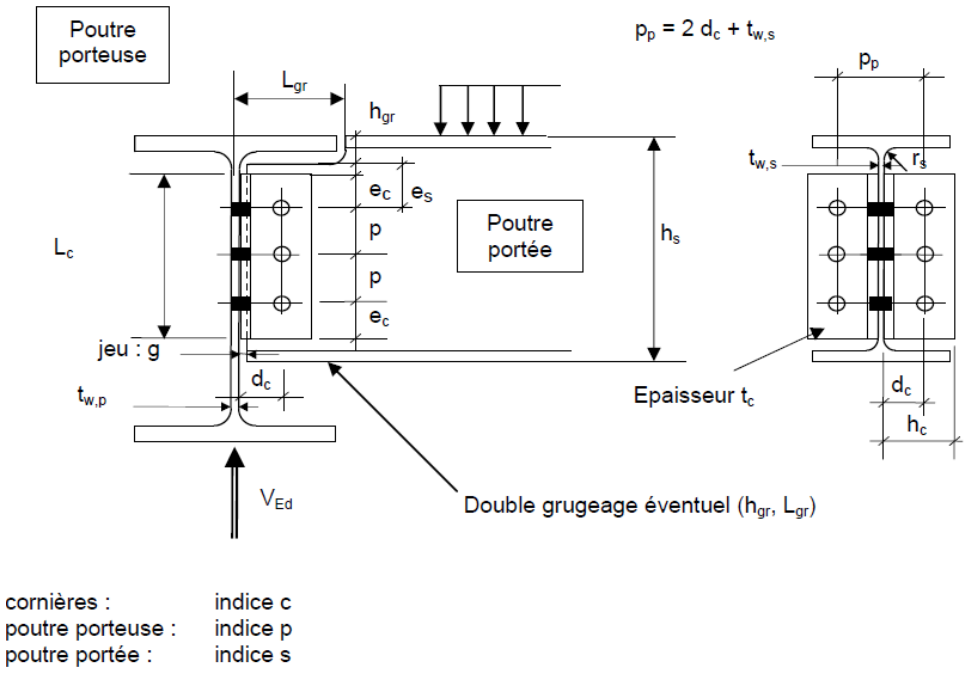
$$\alpha = \min\left[\frac{40}{3(17)}; \frac{60}{3(17)} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1\right]$$

$$\alpha = 0,78$$

$$F_{V,Sd} = 2,5 \times 0,78 \times 16 \times 6 \times \frac{430}{1,25} = 64,4 \text{ KN}$$

$$42,7 \leq 64,4 \quad \textbf{c'est vérifié}$$

VII.3.3. Assemblage articulé solive (poutre principale) :



cornières : indice c
poutre porteuse : indice p
poutre portée : indice s

Figure VII.3. Représentation de l'assemblage solive-Poutre principale.

Vérification des entraxes et pinces :

Pour ce type d'assemblage, On choisit des boulons M 14 de diamètre Θ 14 de classes 8.8

Et on prend la CAE90*90*9

$$\begin{cases} F_{yb} = 640\ \text{MPa} \\ F_{ub} = 800\ \text{MPa} \\ A_s = 115\text{mm}^2 \\ d_0 = 15\text{mm} \end{cases}$$

$$e_1 \geq 1{,}2d_0 \geq 1{,}2 \times 15 = 18 \text{ on prend } e_1 = 30\text{mm}$$

$$e_2 \geq 1{,}2d_0 \geq 1{,}2 \times 15 = 18 \text{ on prend } e_2 = 30\text{mm}$$

$$p_1 \geq 2{,}2d_0 \geq 2{,}2 \times 15 = 33 \text{ on prend } p_1 = 40\text{mm}$$

$$p_2 \geq 2{,}4d_0 \geq 2{,}4 \times 15 = 36 \text{ on prend } p_1 = 50\text{mm}$$

$$\begin{cases} e_1 = 30\text{mm} \\ e_2 = 30\text{mm} \\ p_1 = 40\text{mm} \\ p_2 = 50\text{mm} \end{cases}$$

On à l'effort tranchant max a l'appui :

$$V_{Ed} = 40{,}27\ KN$$

Distribution des efforts dans l'assemblage :

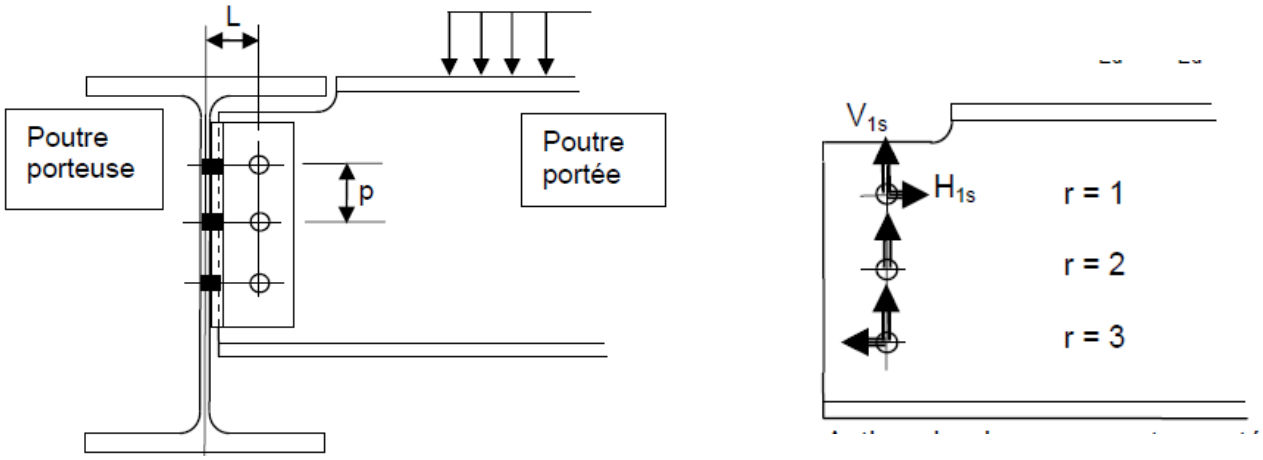


Figure VII.4. Distribution des efforts dans l'assemblage.

$$L = d_C + 0{,}5t_C = (45 + 9) + 0{,}5 \times 13{,}5 = 60{,}8mm$$

i. Effort coté poutre portée :

$$V_{r,s,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n} = \frac{40{,}27}{3} = 13{,}4\ KN$$

$$H_{1,s,Ed} = \frac{6M_{Ed}}{n(n+1)p} = \frac{6L}{n(n+1)p}V_{Ed}$$

$$H_{1,s,Ed} = \frac{6 \times 6}{3(3+1) \times 40} \times 40{,}27 = 3\ KN$$

$$F_{r,s,Ed} = \sqrt{{V_{r,s,Ed}}^2 + {H_{r,s,Ed}}^2}$$

$$F_{r,s,Ed} = 13{,}75\ KN$$

ii. Effort coté poutre porteuse :

$$V_{r,p,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2n} = \frac{40{,}27}{2 \times 3} = 6{,}71\ KN$$

$$H_{n,p,Ed} = \frac{3 \times V_{Ed} \times p_p}{2n(2n-1)p} = \frac{3 \times 40{,}27 \times 50}{6(6-1) \times 40} = 5\ KN$$

$$F_{r,p,Ed} = \sqrt{{V_{r,p,Ed}}^2 + {H_{r,p,Ed}}^2}$$

$$F_{r,p,Ed} = 8{,}37KN$$

Résistance des boulons :

Les boulons travaillent au cisaillement

$$F_{V,Rd} = \frac{K_{\theta+2} \times \alpha_V \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}}$$

Classe de boulon	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1 000
α_v	0.6	0.5	0.6	0.5	0.5	0.6	0.5
$k_{Ø+2}$	1	0.85	1	0.85	0.85	0.85	0.85

Tableau VII.1. Classification des boulons.

$$F_{V,Rd} = \frac{0,85 \times 0,6 \times 800 \times 115}{1,25} = 37,5 \text{ KN}$$

i. Coté poutre portée :

On a deux plans de cisaillement

$$\frac{F_{r,s,Ed}}{2 \times F_{V,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{13,75}{2 \times 37,5} = 0,18 \leq 1 \quad \text{Vérifié}$$

ii. Coté poutre porteuse :

On a un plan de cisaillement :

$$\frac{F_{r,p,Ed}}{F_{V,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{8,36}{37,5} = 0,22 \leq 1 \quad \text{Vérifié}$$

Vérification à la pression diamétrale :

i. Coté poutre porteuse :

$$F_{b,p,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t_{wp}}{\gamma_{m2}}$$

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{40}{3 \times 15} - 0,25 = 0,64$$

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_{up}}; 1\right) = 0,64$$

$$K_1 = \min\left(2,5; 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,8 \times \frac{p_2}{d_0} - 1,7\right) = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,64 \times 490 \times 14 \times 8,6}{1,25} = 75,5 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{r,p,Ed}}{F_{b,p,Rd}} = \frac{6,71}{75,5} = 0,09 < 1 \quad \text{vérifié}$$

ii. Coté poutre portée :

$$F_{b,s,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t_w}{\gamma_{m2}}$$

$$\alpha_{d1} = \frac{e_1}{3d_0} = 0,67 \text{ et } \alpha_{d2} = \frac{p_1}{3d_0} - 0,24 = 0,64$$

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_{d1}; \alpha_{d2}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,64$$

$$K_1 = \min\left(2,5; 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7\right) \text{ avec } e_2 = d_c - g = 54 - 7 = 47\text{mm}$$

$$K_1 = 2,5$$

$$F_{b,s,Rd} = \frac{2,5 \times 0,64 \times 490 \times 14 \times 5,9}{1,25} = 51,8 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{r,s,Ed}}{F_{b,s,Rd}} = \frac{13,42}{51,8} = 0,26 < 1 \quad \text{vérifié}$$

Vérification du cisaillement en bloc :

i. Cornière :

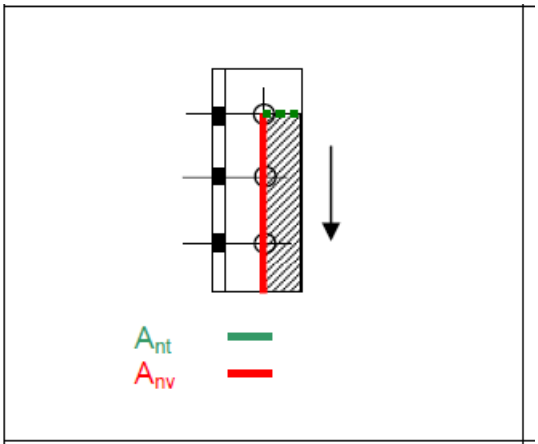
$$V_{eff,Rd} = \frac{0,5 \times f_{uc} \times A_{nt}}{\gamma_{m2}} + \frac{F_y \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_{nt} = 1422\text{mm}^2$$

$$A_{nv} = 1305\text{mm}^2$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{0,5 \times 430 \times 1422}{1,25} + \frac{275 \times 1305}{\sqrt{3} \times 1} = 451,8\text{KN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{eff,Rd}} = \frac{40,27}{451,8} = 0,09 \leq 1 \text{ vérifié}$$



$A_{nt} = 2\,(h_c - d_c - 0,5\,d_0)\,t_c$

$A_{nv} = 2\,[\,(n-1)p + e_c - (n\text{-}0,5)\,d_0]\,t_c$

ii. Poutre portée :

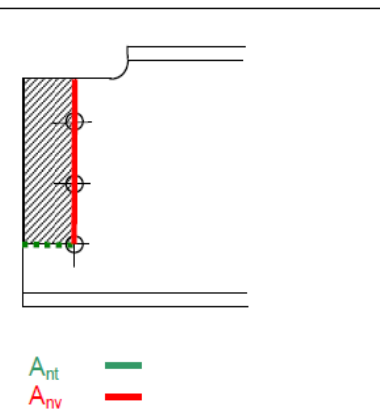
$$V_{eff,Rd} = \frac{0,5 \times f_{uc} \times A_{nt}}{\gamma_{m2}} + \frac{F_y \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_{nt} = 233,05 mm^2$$

$$A_{nv} = 486,75 mm^2 \text{ avec } e_s = 40mm$$

$$V_{eff,Rd} = 122,95 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{eff,Rd}} = \frac{40,27}{122,95} = 0,3 \leq 1 \text{ vérifié}$$



Aucun grugeage	A_{nt} : idem grugeage supérieur seul $A_{nv} = [A - 2\ _s t_{fs} + (t_{ws} + 2r_s)t_{fs}]/2 + \left(h_{gr} + e_s + (n-1)p - \frac{h_s'}{2}\right)t_{w,s} - (n - 0.5)d_0 t_{w,s}$
Grugeage supérieur seul	$A_{nt} = [d_c - g - 0.5\, d_o]t_{w,s}$ $A_{nv} = [e_s + (n-1)p - (n-0.5)d_0]t_{w,s}$

Figure VII.5. Déférentes surfaces de cisaillement en bloc.

VII.3.4. Calcul de la base du poteau :

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons. Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par des écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

Dimensionnement de la plaque d'assise :

- Après avoir modélisé et calculé la structure sous le logiciel de calcul Robot Structural Analysis, nous avons déterminé le profilé des poteaux adéquat.
- Profilé des poteaux: IPE450

Pour le dimensionnement de la plaque d'assise nous aurons besoin de déterminer les efforts dans les poteaux les plus sollicités. Ces poteaux sont soumis aux actions suivantes :

i. Charge de compression :

$$N_{Ed} = 319 \text{ KN}$$

ii. Effort de traction :

$$N_{Ed} = -75\ KN$$

iii. Effort tranchant maximal :

$$V_{Ed} = 61\ KN$$

Détermination des résistances de calcul des matériaux

i. Résistance de l'acier de la plaque d'assise :

$$F_y = 275\ MPa$$

ii. Résistance du joint de scellement (mortier de calage) :

Pour un béton C25/30, la résistance à l'écrasement est :$f_{cd} = f_{jd} = 16{,}7\ MPa$

Estimation préliminaire de l'aire de la plaque d'assise

$$A_{C0} = \max\begin{cases} \frac{1}{h \times b} \times \left(\frac{N_{Ed}}{f_{cd}}\right)^2 = \frac{1}{450 \times 190} \times \left(\frac{319 \times 1000}{16{,}7}\right)^2 = 4267{,}6mm^2 \\ \frac{N_{Ed}}{f_{cd}} = \frac{319 \times 1000}{16{,}7} = 19101{,}8mm^2 \end{cases}$$

où h , b sont les dimensions du profilé IPE450 et N_{Ed} est l'effort de compression.

Donc $A_{co} = 19101{,}8mm^2$

Choix du type de la plaque d'assise

Nous avons $A_{co} < 0{,}95 \times h \times b = 81225mm^2$

Bien que l'équation ci-dessus soit vérifiée nous nous décidons d'opter pour une plaque d'assise à projection étendue.

Détermination de c la largeur d'appui additionnelle

La largeur c est donnée par

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

A=2 et $B = 2b - t_w + h = 2 \times 190 - 9{,}4 + 450 = 820{,}6mm$

$$C = -\frac{N_{Ed}}{2f_{cd}} + (bt_f + 0{,}5ht_f - t_f t_w) = -4799{,}13mm^2$$

Ainsi nous obtenons : $c = -416{,}1mm$

Cette valeur est négative car l'effort de compression est relativement faible.

Ainsi pour une épaisseur de la plaque $t = 25$, nous avons :

$$c = t \times \sqrt{\frac{F_y}{3 \times f_{cd} \times \gamma_{mo}}} = 58{,}6mm$$

donc nous pouvons choisir $c = 60mm$

Nous remarquons que : $c < \frac{h-2t_f}{2}$=210,4mm

Il n'y a donc pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles.

Calcul de la section efficace $Aeff$

Considérons pour la plaque d'assise à projection étendue un débord de $\beta c = 60mm$

$$A_{eff} = 2(b + 2B_c)(c + B_c + t_f) + (h - 2c - 2t_f)(2c + t_w)$$

$$A_{eff} = 2 \times 41726 + 38923{,}5 = 122375{,}5\ mm^2$$

Donc $A_{eff} = 122375{,}5\ mm^2$

Vérification de la résistance de la plaque d'assise :

i. Résistance à l'effort axial :

Le critère de vérification est le suivant :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1$$

$$N_{Rd} = A_{eff} \times f_{cd} = 122375{,}5 \times 16{,}7 = 2043{,}7KN$$

$$\frac{319}{2043{,}7} = 0{,}16 \leq 1$$

Le critère est vérifié.

ii. Résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

Le CCM97 (annexe C) d'utiliser la formule suivante pour d´déterminer le moment résistant d'une plaque d'assise:

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times F_y}{6 \times \gamma_{m0}} = 28{,}6\ KN.m$$

Le moment de flexion de calcul :

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \times \frac{C^2}{2} = \frac{319}{122375{,}5} \times \frac{60^2}{2} = 4{,}7KN.m$$

$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{4{,}7}{28{,}6} = 0{,}16 \leq 1$ Le critère est vérifié.

iii. Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

Le critère de vérification :

$$\frac{V_{Ed}}{F_{V,Rd}} \leq 1$$

Nous avons:

$$F_{V,Rd} = C_{f,d} \times N_{Ed} = 0{,}2 \times 319 = 63{,}8KN$$

Où $C_{f.d}$ est le coefficient de frottement entre la plaque d'assise et le joint de scellement (mortier).

$$\frac{61}{63{,}8} = 0{,}95 \leq 1$$

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise est à peine vérifiée. Néanmoins, les **tiges d'ancrages reprendront l'effort de cisaillement** (on le vérifiera par la suite.).

Les tiges d'ancrages

Nous utiliserons les tiges d'ancrages dont les caractéristiques sont énumérées ci-dessous:

- Nombre de tiges d'ancrage : n = 8 tiges
- tiges M24.
- Classe 5.8
- A_s=353 mm^2
- A=452 mm^2

Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement :

La formule de vérification est la suivante:

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + n \times F_{Vb,Rd} \qquad \text{(EN 1993 1.8 p6.2.2)}$$

$$F_{V,Rd} = 0{,}2 \times N_{Ed} + 8 \times \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}}$$

Avec $\alpha_{cb} = 0{,}44 - 0{,}0003F_y = 0{,}3575$ MPa

$$F_{V,Rd} = 63{,}8 + 403{,}8 = 467{,}6 \text{ KN}$$

$\frac{V_{Ed}}{F_{V,Rd}} = \frac{61}{467{,}6} = 0{,}13 \leq 1$ Le critère est vérifié.

Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :

Dans le cas du soulèvement nous avons, comme mentionné au début du chapitre:

- $N_{Ed} = -75KN$ (effort de traction)
- $V_{Ed} = 61$ KN

Résistance en section de la tige:

Le critère de vérification est le suivant :

$$\frac{\frac{V_{Ed}}{n}}{F_{Vb,Rd}} + \frac{\frac{N_{Ed}}{n}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

Nous avons:

$$N_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 500 \times 353}{1,25} = 127KN$$

$$\frac{\frac{61}{8}}{50,5} + \frac{\frac{75}{8}}{127} = 0,22 \leq 1$$

Le critère est vérifié.

Résistance de l'ancrage à l'adhérence :

Le critère de vérification pour un boulon d'ancrage est donné par:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{n = 8}}{F_{anc,Rd}} \leq 1$$

Nous avons :

$$F_{anc,Rd} = \pi \times d \times f_{bd}(l_1 + 3,5l_2 + 6,4r)$$

Avec $\begin{cases} l_1 = 20\emptyset = 20 \times 24 = 480 = 500mm \\ l_2 = 2\emptyset = 2 \times 24 = 48 = 60mm \\ r = 3\emptyset = 3 \times 24 = 72 = 80mm \end{cases}$

La longueur totale de la tige est égale a :

$$l_b = l_1 + 3,5l_2 + 6,4r = 1222 \text{ mm}$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$$

Où fck est la résistance du béton à l'écrasement. Pour un béton C25/30 on a $f_{ck} = 25MPa$ et γc est le coefficient partiel de s´sécurité égale à 1.5

$$f_{bd} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$F_{anc,Rd} = 110,6KN$$

En portant dans le critère de vérification :

$$\frac{\frac{75}{8}}{110,6} = 0,08 \leq 1$$

Le critère est vérifié.

Chapitre VIII : Etude des Fondations

VIII.1. Introduction :

Les fondations contiennent tous les éléments de structure qui permettent le transfert et la répartition des charges de la structure vers le sol. Ces bases se présentent sous différentes formes en fonction de l'interface nécessaire.

Les fondations doivent donc remplir deux fonctions fondamentales :

- reprendre les charges et surcharges transférées par la superstructure
- transférer leurs charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions et assurer la stabilité de la structure

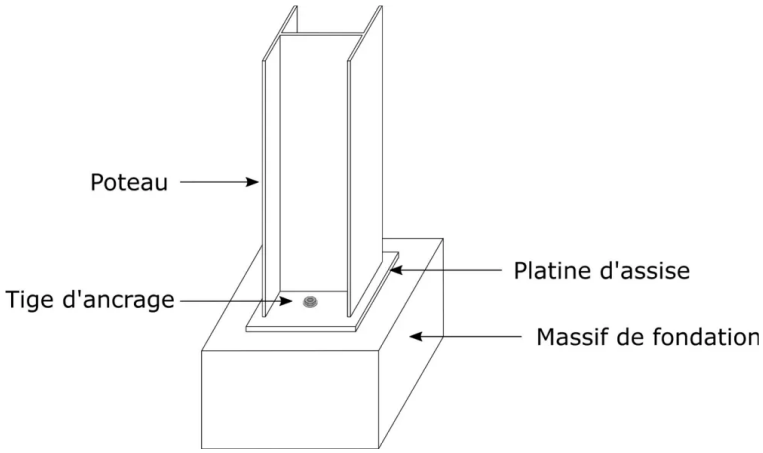


Figure VIII.1. Vue pied de poteau.

VIII.2. Type de fondations :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- Nature et intensité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation

Notre choix est une semelle isolée

VIII.3. Les semelles isolées :

Les semelles isolées sont des éléments en béton armé, situés immédiatement sous la base de l'ouvrage et destinés à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure. Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m3 de ciment.

Contraintes admissible du sol = 2 bars =0.2 MPa

Le ferraillage des semelles isolées se fera en Fissuration peu Préjudiciable

Charge à prendre en considération :

Nous avons pris les valeurs des forces et des moments qui sont transférées aux fondations à partir du programme du ROBOT

VIII.4. Dimensionnement de Platine 'a0' et 'b0' :

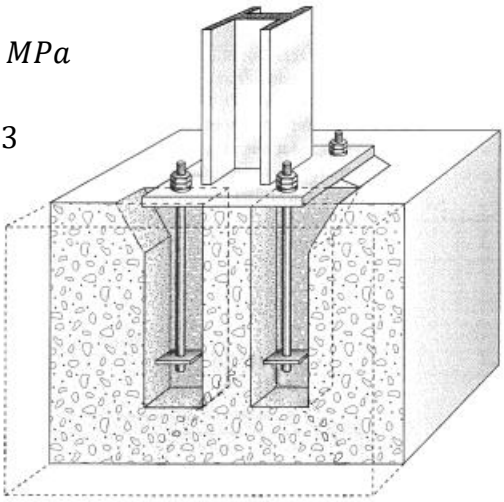
$$\sigma = \frac{N_u}{S} < f_{bu}$$

On a Nu =220 KN

fc28= 5 MPa (La valeur de cette contrainte appartient au ciment sur lequel cette platine est focalisée)

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0{,}85 \times 5}{1 \times 1{,}5} = 2{,}84\ MPa$$

$$\frac{220}{0{,}65 \times 0{,}45} = 0{,}752\ MPa\ < 2{,}83$$



Nous supposons que les dimensions de la plaque d'assise sont de

$$a_0 = 650mm\ et\ b_0 = 450mm$$

VIII.5. Dimensionnement de fut :

les dimensions du fut :

Surface du fut :

On a la relation suivante :

$$\frac{4}{3} \leq \frac{a}{a_0} \leq 10\ et\ \ \frac{4}{3} \leq \frac{b}{b_0} \leq 10$$

Avec a_0 et b_0 les dimensions de Platine

$$60cm \leq b \leq 450cm\ \ et\ \ 86{,}67 \leq a \leq 650$$

Donc les dimensions retenues :

a= 90cm et b= 90cm

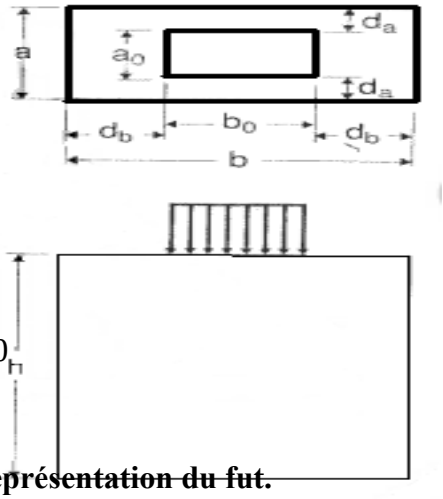


Figure VIII.2 représentation du fut.

Hauteur du fut :

Elle est choisie en fonction de la condition :

$$h \geq \frac{a_o \times b_0}{a_o + b_0} = \frac{45 \times 65}{45 + 65} = 26{,}6\ cm$$

Prenons h = 1,4m

Ferraillage de fut :

i. **Ferraillage vertical :**

Nous avons calculé la quantité de Ferraillage par logiciel **ROBOT EXPERT,** les résultats sont listés

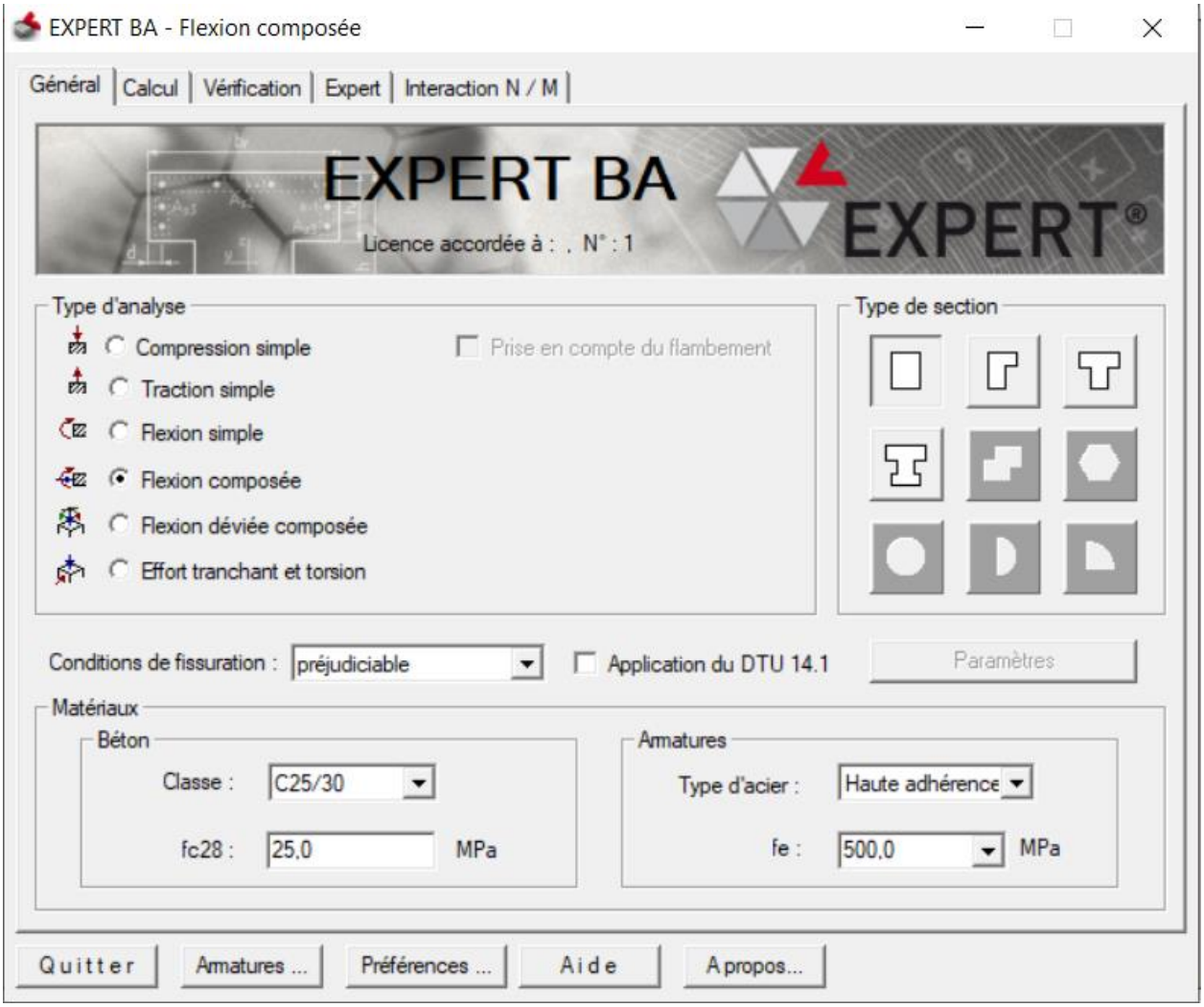


Figure VIII.3 Interface de calcul Expert BA

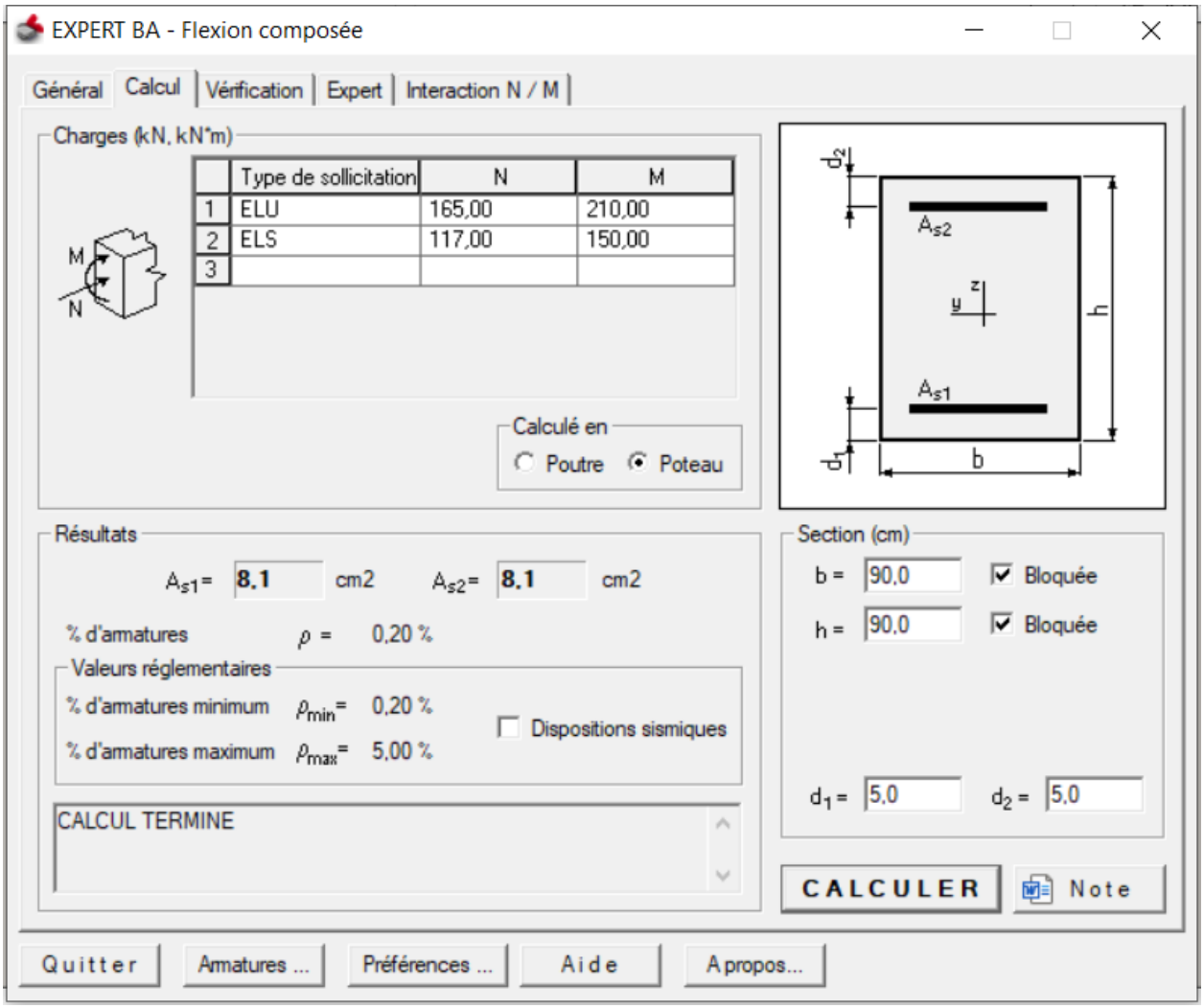


Figure VIII.4. Ferraillage de fut avec Expert BA

ii. Ferraillage transversales :

On peut déterminer les armatures transversales par la condition d'équilibre du coin

$$\frac{A_l \times F_e}{\gamma_s} \geq \delta R_u + H_u$$

- A_l section des aciers de couture
- R_u composante verticale de la réaction d'appui
- H_u composante horizontale de la réaction d'appui

$$\lambda = \frac{1{,}5 - \log\theta}{1 + 1{,}5\log\theta} = 0{,}5 \;\; avec\ \theta = 30 \circ et\ R_u = \frac{N_u}{2} = 110\ KN\ et H_u = 60KN$$

$$A_l \geq 2{,}6cm^2$$

Notre choix d'armature est 6Ø8 =3.01cm² Cette armature en acier est située le long de l'endroit éventuellement endommagé "coin", nous pouvons donc calculer cette longueur, mais cette armature est sur toute la longueur de la colonne 1 mètre.

$$l = \frac{0{,}68}{\log 30} = 1{,}2m$$

$$S_t = \frac{l-c}{6} = \frac{120-5}{6} = 19{,}167cm$$

Prenons S_t =20 cm

iii. Vérification des éclatements

Les tiges d'ancrage doivent être ancrées dans la fondation par un crochet, par une plaque de type rondelle noyée dans le béton et assurant une répartition adéquat des efforts. La force F de traction appliquée aux tiges d'ancrage induit des bielles comprimées à 45 degrés dans le béton qui sollicitent les armatures transversales

On a :

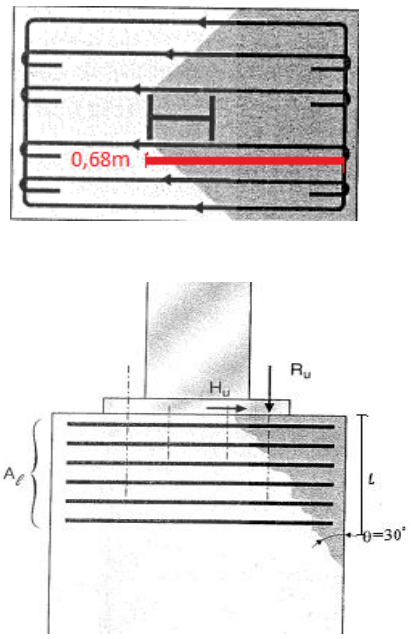


Figure VIII.5. Equilibre du coin

b=0,9 m ; a=0.9m ; c=0.005m

$$F \times \frac{c}{a} \leq A_v \times \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_v \geq \frac{110 \times 5 \times 10^{-3} \times 1{,}15}{0{,}9 \times 500 \times 1000} = 1{,}4cm^2$$

- on a par logiciel **ROBOT EXPERT** Av= 8,1 cm², donc les armatures vérifiées pour l'éclatement. On choisit **24** barres de diamètre **12** As=27,14cm^2 espacé de 13cm

VIII.6. Dimensionnement de la semelle cas l "Nmax":

Nous avons choisi deux poteaux pour déterminer les dimensions des semelles sur celles-ci, le premier poteau qui a la force normale plus importante et le second qui a un moment avec la plus grande valeur.

- Contrainte ultime du sol $\sigma_{sol} = 0{,}2\ MPa$
- Résultante des forces verticales à l'état-limite ultime **Nu = 165 KN** et **N_{Sd}=117 KN** à ELS par logiciel ROBOT.
- Moment de flexion sollicitant la base du poteau à l'état-limite ultime **Mu = 10KN.m** et **M_{Sd}=7KN.m** à ELS par ROBOT
- Dimensions du fut $\begin{cases} a = 0{,}9m \\ b = 0{,}9m \end{cases}$
- La fissuration de la semelle est considérée comme peu préjudiciable
- Résistance caractéristique spécifiée du béton fc28 = 25 MPa
- Le poids des fondations elles-mêmes ainsi que le poids du sol au-dessus des fondations affectent les dimensions, nous leur avons défini une valeur approximative N=50KN pour calculer les dimensions et ensuite nous nous assurerons que ces valeurs que nous avons prises sont correctes. N_{Sd} = 117+50=167KN
- **Excentricité :**

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}{}'} = \frac{7}{167} = 5cm$$

- **Vérification de glissement :**

$$\frac{H_u}{N_u{}'} < 0{,}5 \ \rightarrow \frac{40}{167} = 0{,}24 < 0{,}5$$

Glissement est vérifié

- **Vérification de renversement :**

$$\frac{M_{Sd}}{N_{Sd}{}'} \leq \frac{B}{4} \ \rightarrow B \geq 4 \times \frac{7}{167} = 0{,}167\ m$$

Prenons B = 1,6 m

- **Surface de la semelle :**

Il faut avoir :

$$\sigma = \frac{N_{Sd}{}'}{A(B - 2 \times 0{,}27)} = 0{,}099 \leq \sigma_{sol} = 0{,}2MPa$$

Prenons A = 1,6m

$$\frac{d_0}{2} \leq h \leq 2 \times d_o \ avec\ d_0 = \frac{B - b}{2} = \frac{1{,}6 - 0{,}9}{2} = 0{,}35m$$

Soit $$0{,}175m \leq h \leq 0{,}7m$$

Prenons h = 0,3 m

Vérification de la portance:

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de la semelle est 19,2 KN.

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de fut est 28,35 KN.

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de sol est 44 KN.

$$\sigma = \frac{N_u + 1{,}35(G_s + G_f + G_{sol})}{A(B - 2e)} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma = \frac{165 + 1{,}35(19{,}2 + 28.35 + 44)}{1{,}6(1{,}6 - 2 \times 0{,}05)} = 0{,}120MPa \leq \sigma_{sol} = 0{,}2MPa$$

- **Vérification de poinçonnement :**

$$P_s'' = 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} = P_{ulim}$$

$$P_s + G_0 = \sigma_{sol} \times a' \times b'$$

$$P_s + G_0 = P_s'' + \sigma_{sol} \times a_2 \times b_2$$

D'où :

$$P_s'' = (P_s + G_0) \times \left(1 - \frac{a_2 \times b_2}{a' \times b'}\right)$$

G_0 : Poids propre des fondations + poids des terres sur les fondations

a) Poids total agissant sur le sol

$$P_{su}' = P_s + 1{,}35G_o = N_u + 1{,}35\big(G_s + G_f + G_{sol}\big) = 165 + 124 = 289KN$$

b) Calcul des dimensions a2 et b2

$$\begin{cases} a_2 = a + 2 \times h = 0{,}9 + 2 \times 0{,}3 = 1{,}5m \\ b_2 = b + 2 \times h = 0{,}9 + 2 \times 0{,}3 = 1{,}5m \end{cases}$$

c) Calcul de la charge à l'extérieur du cône de poinçonnement

$$P_s'' = (P_s + G_0) \times \left(1 - \frac{a_2 \times b_2}{a' \times b'}\right) = 289 \times \left(1 - \frac{1{,}5^2}{1{,}6^2}\right) = 35KN$$

d) Calcul du périmètre du feuillé moyen Uc

$$U_c = 2\big((a + h) + (b + h)\big) = 2\big((0{,}9 + 0{,}3) + (0{,}9 + 0{,}3)\big) = 4{,}8m$$

e) Calcul de la charge limite de rupture P_{ulim}

$$P_{ulim} = 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 0{,}045 \times 4{,}8 \times 0{,}3 \times \frac{25}{1{,}5} = 1080\ KN$$

f) Vérification de la condition de non-poinçonnement

$$P_s'' \leq P_{ulim}$$

$$35\ KN \leq 1080\ KN$$

Le Poinçonnement est vérifié

VIII.7. Calcul de ferraillage :

- Sens perpendiculaire au plan de flexion du poteau sens X: Nous utiliserons **la méthode des Bielle**

$$A_x = 5{,}75 \times \frac{N_u \times d_o}{A \times d}$$

Avec : d= h – c = 0,3 - 0,05 =0,25m

La section retenue :

$$A_x = 5{,}75 \times \frac{289 \times 0{,}35}{1{,}6 \times 0{,}25} = 1{,}41 cm^2/m$$

$$A_x = 2{,}25 cm^2$$

- Sens parallèle au plan de flexion du poteau sens Y:

$$A_y = \frac{K \times M_{s1}}{d}$$

$$\frac{1}{2}\left(\frac{B}{2} + 0{,}35b\right) = \frac{1}{2}\left(\frac{1{,}6}{2} + 0{,}35 \times 0{,}9\right) = 0{,}55m$$

Comme $e = 0{,}05m < 0{,}55m$ m le moment dans la section S1 est donné par la formule suivant

$$M_{s1} = \left(\frac{B}{2} - 0{,}35b\right)^2 \times N_u \times \frac{1}{2(B - 2e)}$$

$$M_{s1} = \left(\frac{1{,}6}{2} - 0{,}35 \times 0{,}9\right)^2 \times 0{,}289 \times \frac{1}{2(1{,}6 - 2 \times 0{,}05)} = 22{,}66\ KN.m$$

$$\begin{cases} f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta \times 1{,}5} = 14{,}167 MPa \\ d_1 = 0{,}9 - 0{,}05 = 0{,}85m \\ \mu_\mu = \frac{0{,}02266}{(0{,}25)^2 \times 14{,}167 \times 1{,}6} = 0{,}02 \end{cases}$$ K=23,288 valeur donnée par l'abaque

$$A_y = \frac{23{,}288 \times 0{,}02266}{0{,}25} = 2{,}11 cm^2/m$$

$$A_y = 3{,}377 cm^2$$

Condition de non-fragilité : les deux sens X et Y

$$A_{smin} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0{,}23 \times 1{,}6 \times 0{,}25 \times 2{,}1}{500} = 3{,}86 cm^2$$

Notre choix d'armature est **10Φ8** avec As=5,02 cm² avec St=15cm et As'=0 cm²

VIII.8. Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X$

$$\frac{1}{2}bX^2 + n \times X \times A'_s(X - c') - n \times A_s \times (d - X) = 0$$

X=4,4 cm

$$I_1 = \frac{1}{3}bX^3 + n \times A_s \times (d - X)^2 = 36497{,}45cm^4$$

M_{ser}=0.117 MN

$$\sigma_{bc} = 14{,}1MPa \leq 0{,}6 \times 25 = 15MPa$$

Les contraintes sont vérifiées

VIII.9. Vérification Effort tranchant dans la section S2 :

Comme :

$$e = 0{,}05m \leq \left(\frac{B + b + d}{4}\right) = \left(\frac{1{,}6 + 0{,}9 + 0{,}25}{4}\right) = 0{,}68m$$

On a :

$$V_{u2} = \frac{N_u \times (B - d - b)}{B - 2e} = \frac{0{,}289 \times (1{,}6 - 0{,}25 - 0{,}9)}{1{,}6 - 2 \times 0{,}05} = 0{,}0867MN$$

Et :

$$\overline{V_{u2}} = 0{,}067(a + d) \times d \times f_{c28}$$

$$\overline{V_{u2}} = 0{,}067(0{,}9 + 0{,}25) \times 0{,}25 \times 25 = 0{,}48MN$$

$$0{,}0867\ MPa \leq 0{,}48\ MN$$

Effort tranchant est vérifié

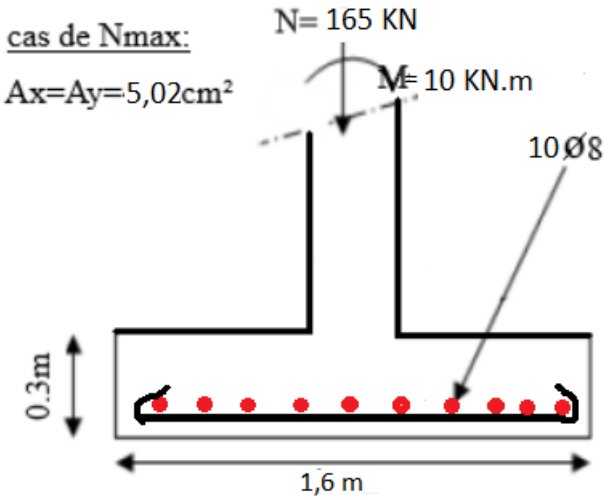


Figure VIII.6. Schéma de ferraillage N_{max}.

VIII.10. Dimensionnement de la semelle cas 2 "Mmax":

Données de calcul :

Contrainte ultime du sol $\sigma_{sol} = 0{,}2\ MPa$
Résultante des forces verticales à l'état-limite ultime **Nu = 70 KN** et **N_{sd}=52 KN** à ELS
Résultante des forces horizontales à l'état-limite service **H_{Sd} = 44 KN**
Moment de flexion sollicitant la base du poteau à l'état-limite ultime **Mu = 210KN.m** et **M_{Sd}=150KN.m** à ELS
Dimensions du fut $\begin{cases} a = 0{,}9m \\ b = 0{,}9m \end{cases}$
La fissuration de la semelle est considérée comme peu préjudiciable
Résistance caractéristique spécifiée du béton fc28 = 25 MPa
Le poids des fondations elles-mêmes ainsi que le poids du sol au-dessus des fondations affectent les dimensions , nous leur avons défini une valeur approximative N=150KN pour calculer les dimensions et ensuite nous nous assurerons que ces valeurs que nous avons prises sont correctes
. Nsd' = 52+150=202KN

- **Excentricité :**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}'} = \frac{150}{202} = 0{,}75cm$$

- **Vérification de glissement :**

$$\frac{H_{Sd}}{N_{Sd}'} < 0{,}5 \rightarrow \frac{44}{202} = 0{,}22 < 0{,}5$$

Glissement est vérifié

- **Vérification de renversement :**

$$\frac{M_{Sd}}{N_{Sd}'} \leq \frac{B}{4} \rightarrow B \geq 4 \times \frac{150}{202} = 3\ m$$

Prenons B = 3m

- **Surface de la semelle :**

Il faut avoir :

$$\sigma = \frac{N_{Sd}{}'}{A(B - 2 \times 0{,}27)} = 0{,}031 \leq \sigma_{sol} = 0{,}2MPa$$

Prenons A = 2m

$$\frac{d_0}{2} \leq h \leq 2 \times d_o \; avec \; d_0 = \frac{B - b}{2} = \frac{3 - 0{,}9}{2} = 1m$$

Soit $$0{,}5m \leq h \leq 2{,}1m$$

Prenons h = 0,55 m

Vérification de la portance:

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de la semelle est 62 KN.

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de fut est 28,35 KN.

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de sol est 93 KN.

$$\sigma = \frac{N_u + 1{,}35(G_s + G_f + G_{sol})}{A(B - 2e)} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma = \frac{70 + 1{,}35(62 + 28.35 + 93)}{2(3 - 2 \times 0{,}75)} = 0{,}106MPa \leq \sigma_{sol} = 0{,}2MPa$$

- **Vérification de poinçonnement :**

$$P_s'' = 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} = P_{ulim}$$

$$P_s + G_0 = \sigma_{sol} \times a' \times b'$$

$$P_s + G_0 = P_s'' + \sigma_{sol} \times a_2 \times b_2$$

D'où :

$$P_s'' = (P_s + G_0) \times \left(1 - \frac{a_2 \times b_2}{a' \times b'}\right)$$

G_0 : Poids propre des fondations + poids des terres sur les fondations

i. Poids total agissant sur le sol

$$P_{su}' = P_s + 1{,}35G_o = N_u + 1{,}35\left(G_s + G_f + G_{sol}\right) = 70 + 247{,}5 = 317{,}5KN$$

ii. Calcul des dimensions a2 et b2

$$\begin{cases} a_2 = a + 2 \times h = 0{,}9 + 2 \times 0{,}5 = 1{,}9m \\ b_2 = b + 2 \times h = 0{,}9 + 2 \times 0{,}5 = 1{,}9m \end{cases}$$

iii. Calcul de la charge à l'extérieur du cône de poinçonnement

$$P_s'' = (P_s + G_0) \times \left(1 - \frac{a_2 \times b_2}{a' \times b'}\right) = 317{,}5 \times \left(1 - \frac{1{,}9^2}{3^2}\right) = 190{,}2\ KN$$

iv. Calcul du périmètre du feuillé moyen Uc

$$U_c = 2\big((a + h) + (b + h)\big) = 2\big((0{,}9 + 0{,}5) + (0{,}9 + 0{,}5)\big) = 5{,}6m$$

v. Calcul de la charge limite de rupture P_{ulim}

$$P_{ulim} = 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 0{,}045 \times 5{,}6 \times 0{,}5 \times \frac{25}{1{,}5} = 2100\ KN$$

vi. Vérification de la condition de non-poinçonnement

$$P_s'' \leq P_{ulim}$$

$$KN \leq 2100\ KN$$

Poinçonnement est vérifié

VIII.10.1 Calcul de ferraillage :

- Sens perpendiculaire au plan de flexion du poteau sens X: Nous utiliserons **la méthode des Bielle**

$$A_x = 5{,}75 \times \frac{N_u \times d_o}{A \times d}$$

Avec : d= h – c = 0,55 - 0,05 =0,5m

La section retenue :

$$A_x = 5{,}75 \times \frac{0{,}3175 \times 1}{2 \times 0{,}5} = 1{,}82 cm^2/m$$

$$A_x = 3{,}64 cm^2$$

Notre choix d'armature est 12Φ12 avec As=13,57 cm² avec St=15cm et As'=0 cm²

- Sens parallèle au plan de flexion du poteau sens Y:

$$A_y = \frac{K \times M_{s1}}{d}$$

$$\frac{1}{2}\left(\frac{B}{2} + 0{,}35b\right) = \frac{1}{2}\left(\frac{3}{2} + 0{,}35 \times 0{,}9\right) = 0{,}91m$$

Comme $e = 0{,}75m < 0{,}91m$ m le moment dans la section S1 est donné par la formule suivant

$$M_{s1} = \left(\frac{B}{2} - 0{,}35b\right)^2 \times N_u \times \frac{1}{2(B - 2e)}$$

$$M_{s1} = \left(\frac{3}{2} - 0{,}35 \times 0{,}9\right)^2 \times 0{,}3175 \times \frac{1}{2(3 - 2 \times 0{,}75)} = 148{,}6\ KN.m$$

$$\begin{cases} f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times 1,5} = 14,167MPa \\ d_1 = 0,9 - 0,05 = 0,85m \\ \mu_\mu = \frac{0,1486}{(0,5)^2 \times 14,167 \times 3} = 0,015 \end{cases}$$ K=23,32 valeur donnée par l'abaque

$$A_y = \frac{23,32 \times 0,1486}{0,5} = 7cm^2/m$$

$$A_y = 21cm^2$$

Condition de non-fragilité : les deux sens X et Y

$$A_{smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 3 \times 0,5 \times 2,1}{500} = 14,5cm^2$$

Notre choix d'armature est 16Φ16 avec As=32,17 cm² avec St=17cm et As'=0 cm²

Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X$

$$\frac{1}{2}bX^2 + n \times X \times A'_s(X - c') - n \times A_s \times (d - X) = 0$$

X= 11,17cm

$$I_1 = \frac{1}{3}bX^3 + n \times A_s \times (d - X)^2 = 866940,75cm^4$$

M_{ser}=0.150 MN.m

$$\sigma_{bc} = 2\ MPa \leq 0,6 \times 25 = 15MPa$$

Les contraintes sont vérifiées

VIII.10.2. Vérification Effort tranchant dans la section S2 :

Comme :

$$e = 0,7m \leq \left(\frac{B + b + d}{4}\right) = \left(\frac{3 + 0,9 + 0,5}{4}\right) = 1,1m$$

On a :

$$V_{u2} = \frac{N_u \times (B - d - b)}{B - 2e} = \frac{0,3175 \times (3 - 0,5 - 0,9)}{3 - 2 \times 0,75} = 0,34MN$$

Et :

$$\overline{V_{u2}} = 0{,}067(a+d) \times d \times f_{c28}$$

$$\overline{V_{u2}} = 0{,}067(0{,}9+0{,}5) \times 0{,}5 \times 25 = 1{,}173MPa$$

$$0{,}34\ MPa \leq 1{,}173\ MPa$$

Effort tranchant est vérifié

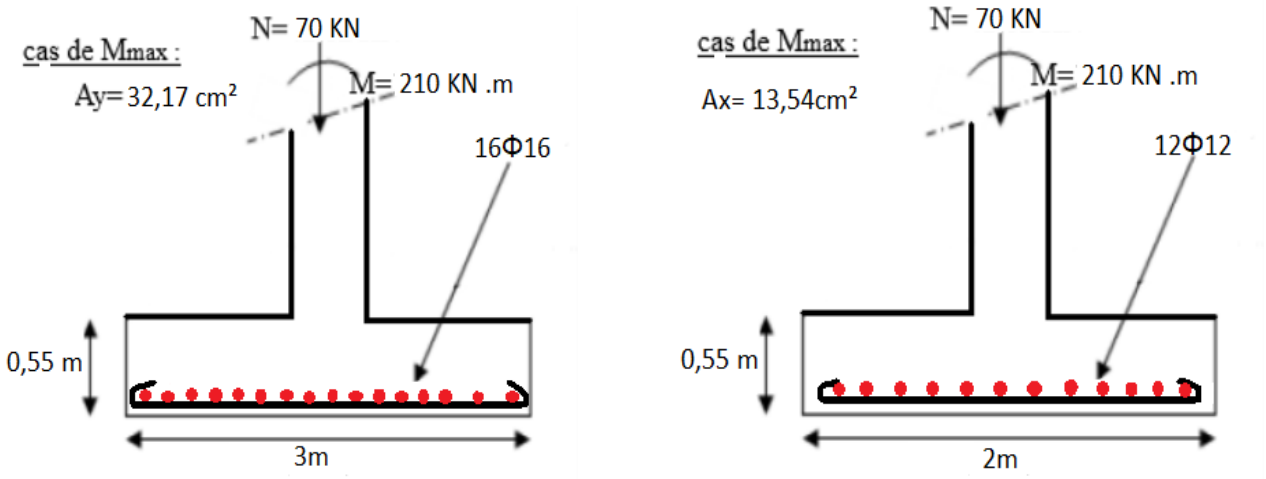


Figure VIII. Schéma de ferraillage M_{max} selon sens X et Y

VIII.11. Calcul des longrines :

VIII.11.1. Dimensionnement des longrines

Selon le RPA24 pour un sol de type S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

VIII.11.2. Calcul du ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \alpha(A.I.S) \times N \geq 20KN$$

- **N** : valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarisent en situation sismique.
- α: coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Il est donné par :
  selon RPA 24 $\alpha = 0{,}4$
- Pour (A.I.S) dans le chapitre 6 (0,25 ;1 ;1.3)

$$F = 0{,}4 \times (0{,}25 \times 1 \times 1{,}3) \times 220 = 28{,}6\ KN$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

L'ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1{,}15} = 434{,}78\ MPa$$

$$A_{st} = \frac{1{,}35 \times 0{,}0286}{434{,}78} = 0{,}89 cm^2$$

L'ELS :

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{3}{2} \times F_e\ ; 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right)$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{3}{2} \times 500\ ; 110\sqrt{15 \times 25}\right) = 750\ MPa$$

$$A_{st} = \frac{F}{\overline{\sigma_{st}}} = \frac{28{,}6 \times 1000}{750 \times 100} = 0{,}38 cm^2$$

Remarque :

Selon le (**RPA24**), le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à : min (20 cm, 15∅).

$$A_{min} = \frac{0{,}6}{100}(25 \times 30) = 4{,}5 cm^2$$

On prend donc : A_{st} $\boldsymbol{6\phi 12}$ = 6.97 cm^2

Vérification de condition de non-fragilité :

$$A_{st} > b \times a \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$6{,}97\ cm^2 > 25 \times 30 \times \frac{2{,}1}{500}$$

$$6{,}97\ cm^2 > 3{,}15\ cm^2\ \ \boldsymbol{Condition\ v\acute{e}rifi\acute{e}}$$

On prend pour les armatures transversales : $\boldsymbol{\emptyset t}$ = 8 $\boldsymbol{mm}$

Calcul d'espacement des cadres :

$$S_t = min(20cm; 15 \times 0{,}8)$$

Alors on adopte un espacement $\boldsymbol{St}$ = **12 cm** .

Conclusion générale

En conclusion, cette étude approfondie du hangar industriel dédié à l'extrusion d'aluminium a permis de mettre en œuvre une approche technique rigoureuse et complète, couvrant tous les aspects essentiels de la conception et du dimensionnement d'une structure métallique de grande envergure.

Les caractéristiques principales de ce projet - un bâtiment de 150 mètres de long, 48 mètres de large et 8 mètres de hauteur, équipé d'un pont roulant de 2 tonnes et d'une mezzanine - ont guidé chaque étape de notre analyse. L'utilisation combinée des logiciels Autocad, Tekla Structures et Robot Structural Analysis nous a permis d'optimiser la conception tout en garantissant la conformité aux normes en vigueur.

Les résultats obtenus confirment que la solution de charpente métallique proposée répond parfaitement aux exigences du projet, combinant :

- Une grande résistance mécanique adaptée aux charges permanentes et d'exploitation
- Une modularité architecturale optimale pour les besoins industriels
- Une rapidité de mise en œuvre réduisant les délais de construction
- Une optimisation des coûts sur l'ensemble du cycle de vie

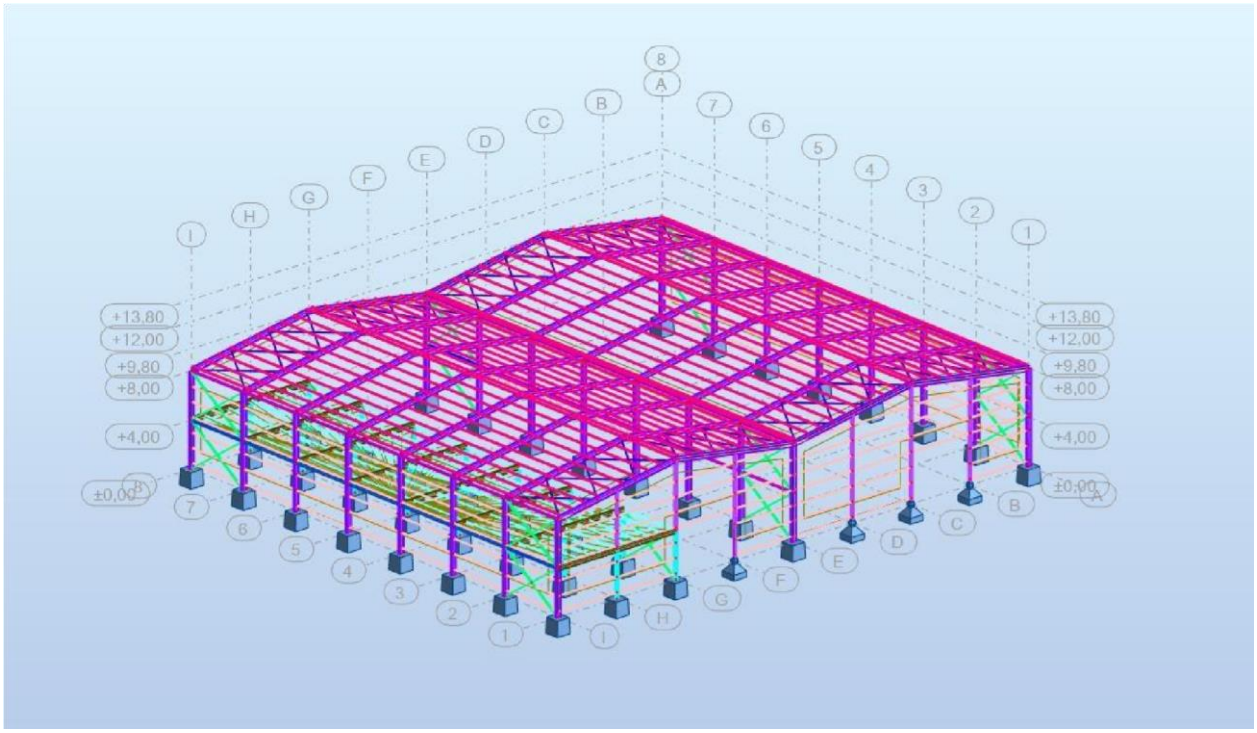
Cette étude démontre une fois encore les avantages compétitifs des structures métalliques pour les bâtiments industriels de grande dimension, tout en validant la faisabilité technique et économique de ce projet spécifique d'unité d'extrusion d'aluminium. Les solutions techniques retenues garantissent la durabilité, la sécurité et la performance opérationnelle de l'ouvrage pour les décennies à venir.

Références bibliographiques

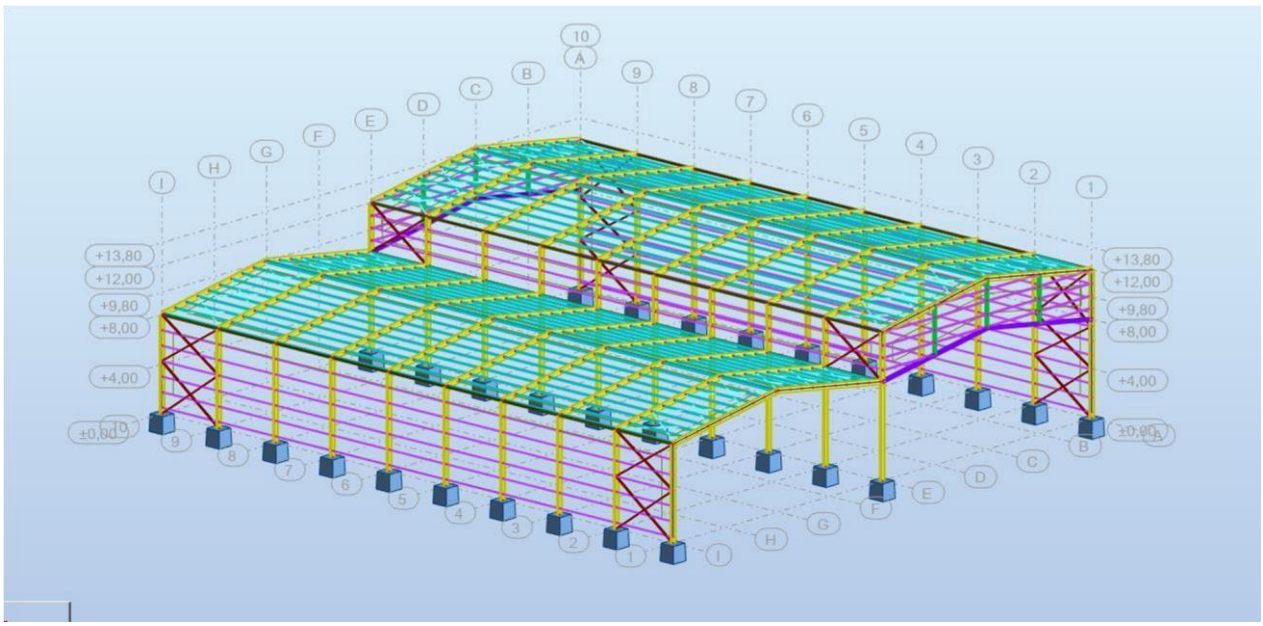
- Cours de charpente métallique de Mme BOUKEZZI
- DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA 24
- DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV2013 ».
- DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation
- EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. Office des publications universitaires, 2009.
- EUROCODE 4
- Formulaire béton armée 1 de VICTOR DAVI DOVICI
- LAHLOU Dahmani; calcul des structures métalliques selon l'EC3/ *Edition Eyrolles Paris 2005*
- Livre : calcul des structures métallique selon l'Eurocode 3 de jean MOREL
- Livre : Construction métallique et mixte acier-béton /calcul et dimensionnement
- Livre ADETS BAEL 91 modifiées 99
- Projets de fin d'étude (ENSTP).
- Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA).
- Cours de ISA BTP école d'ingénieurs de Philippe MARON

Annexes

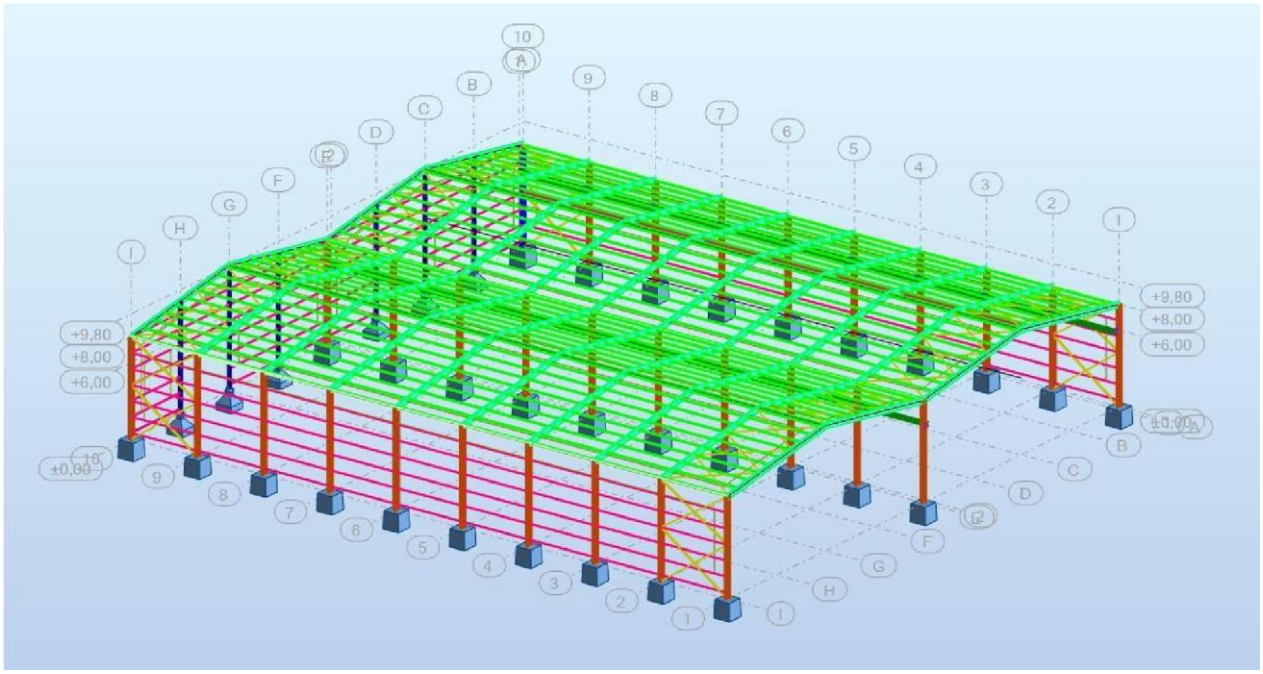
Annexe A : Vues en plan et en perspective



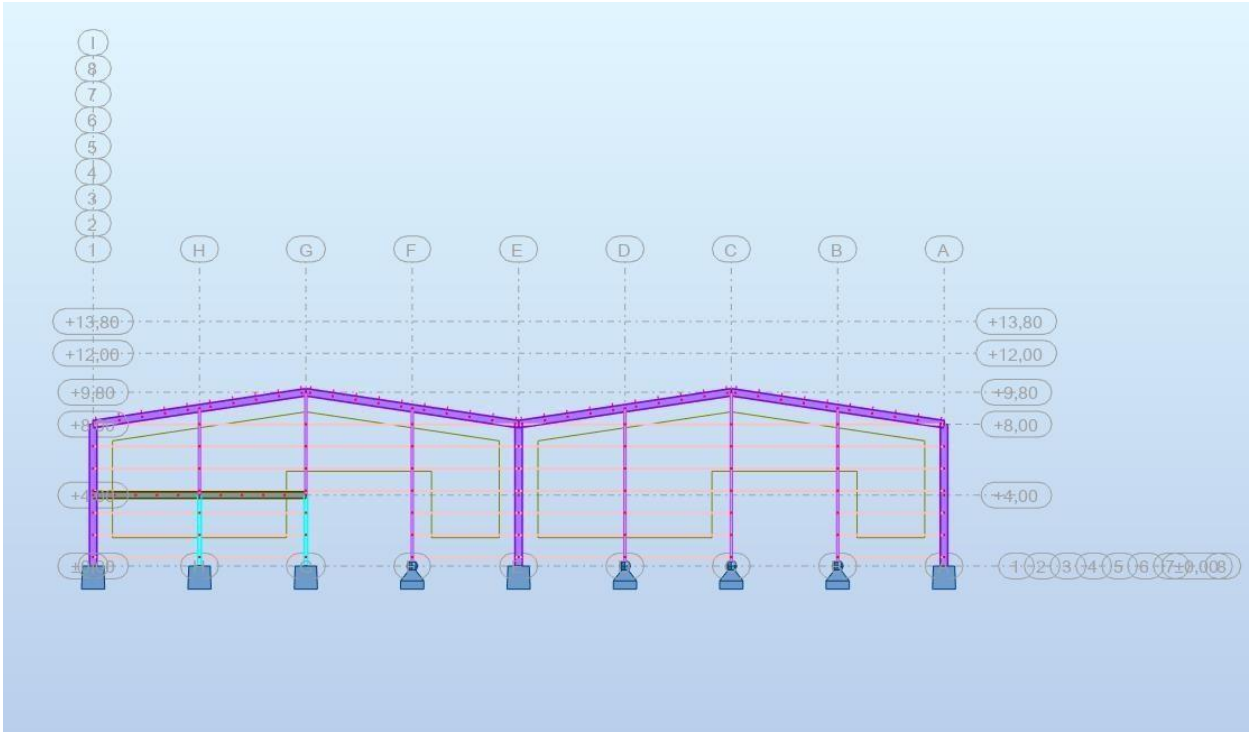
Vue en 3D du hangar 1



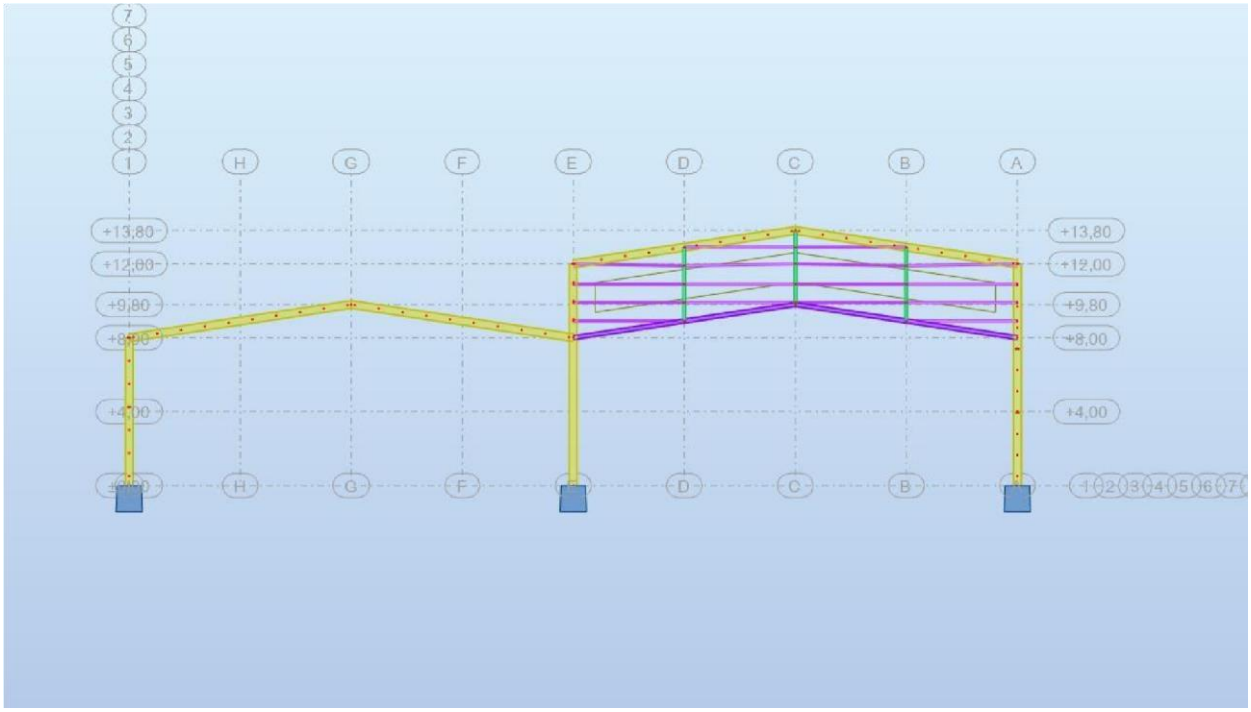
Vue en 3D du hangar 2



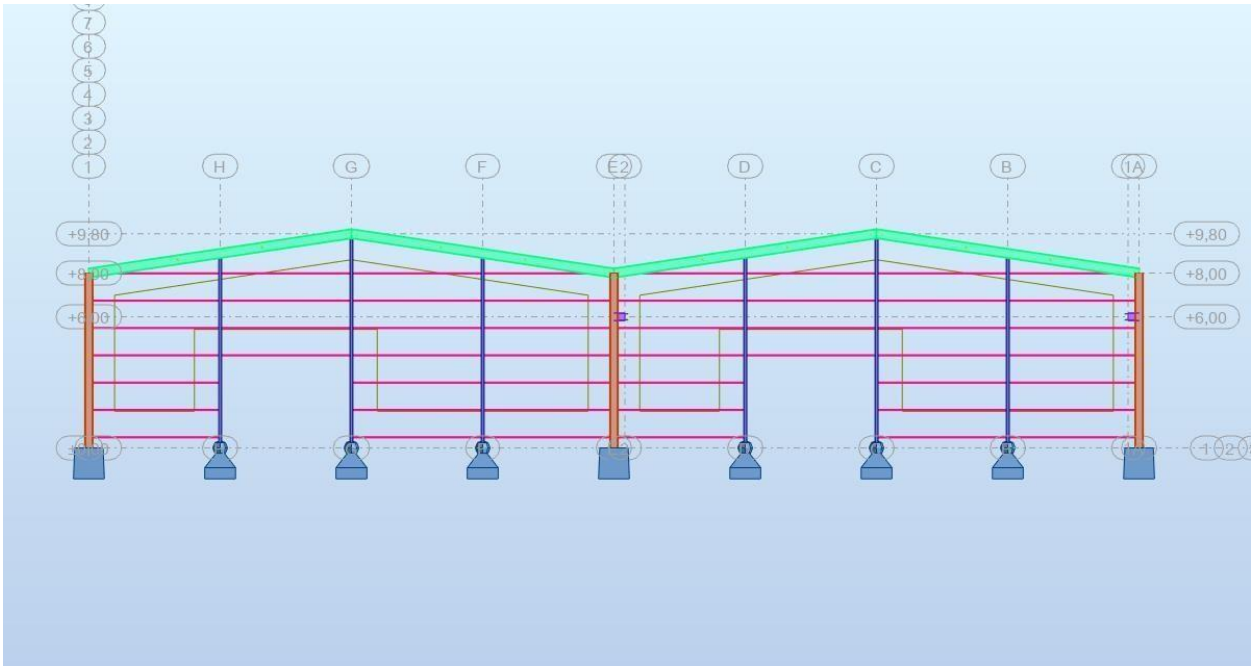
Vue en 3D du hangar 3



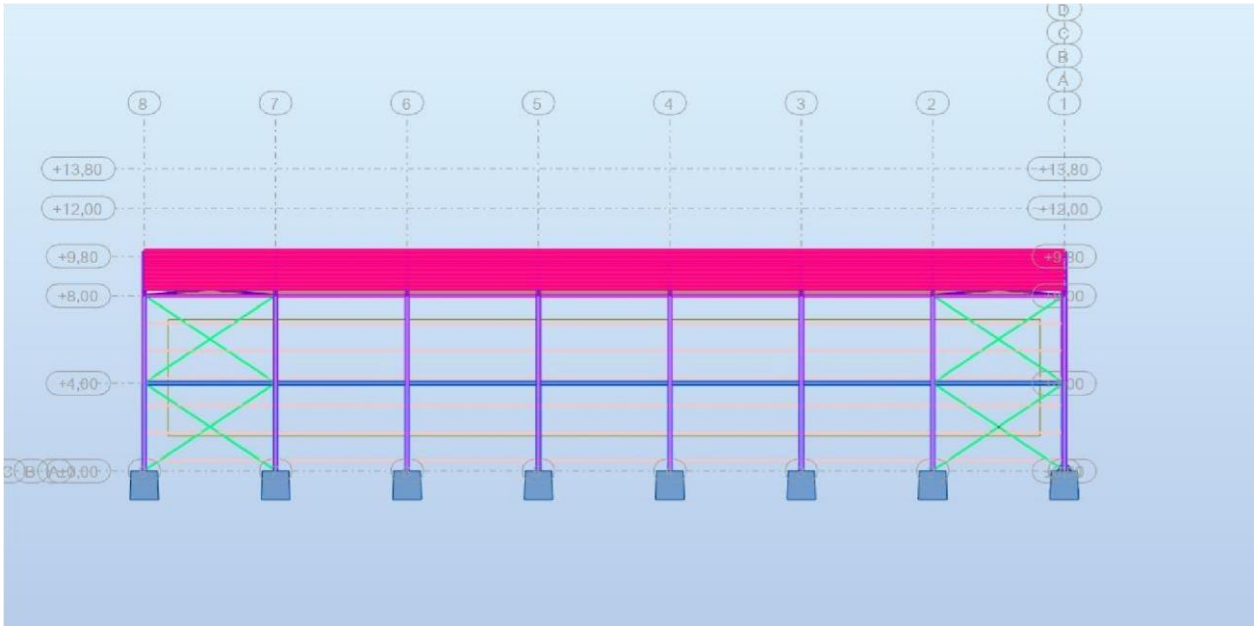
Vue pignon du hangar 1



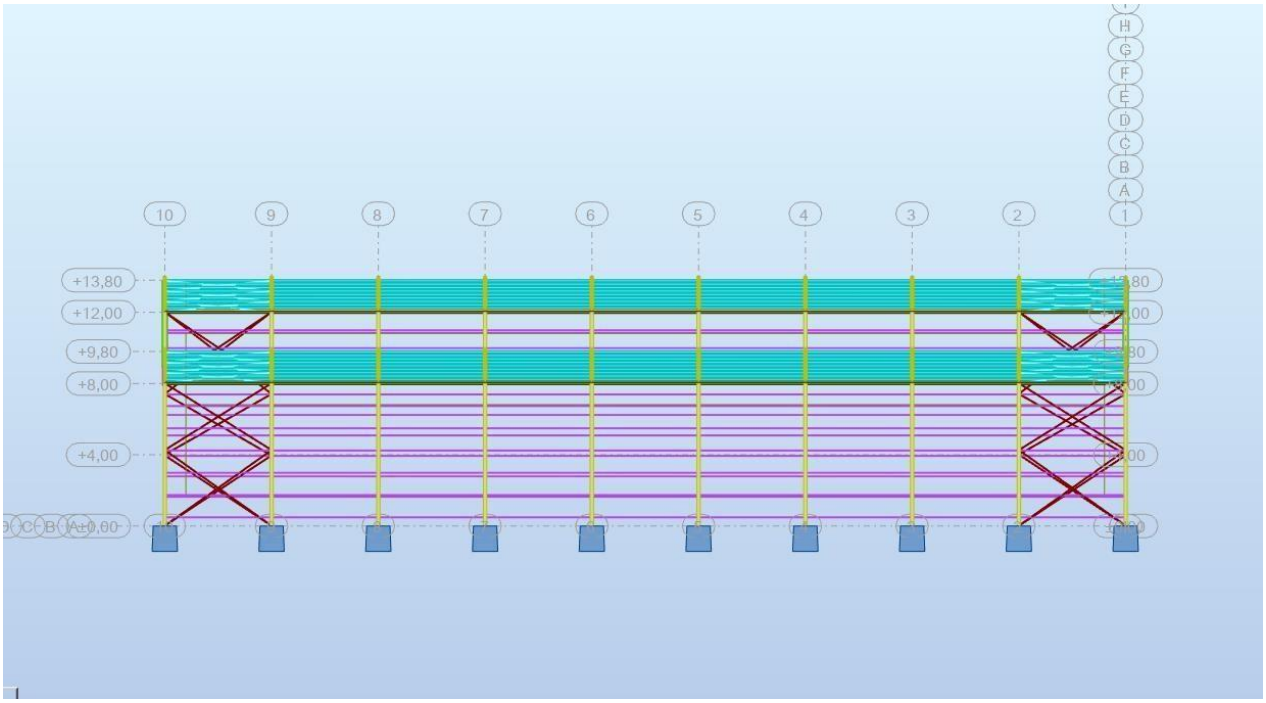
Vue pignon du hangar 2



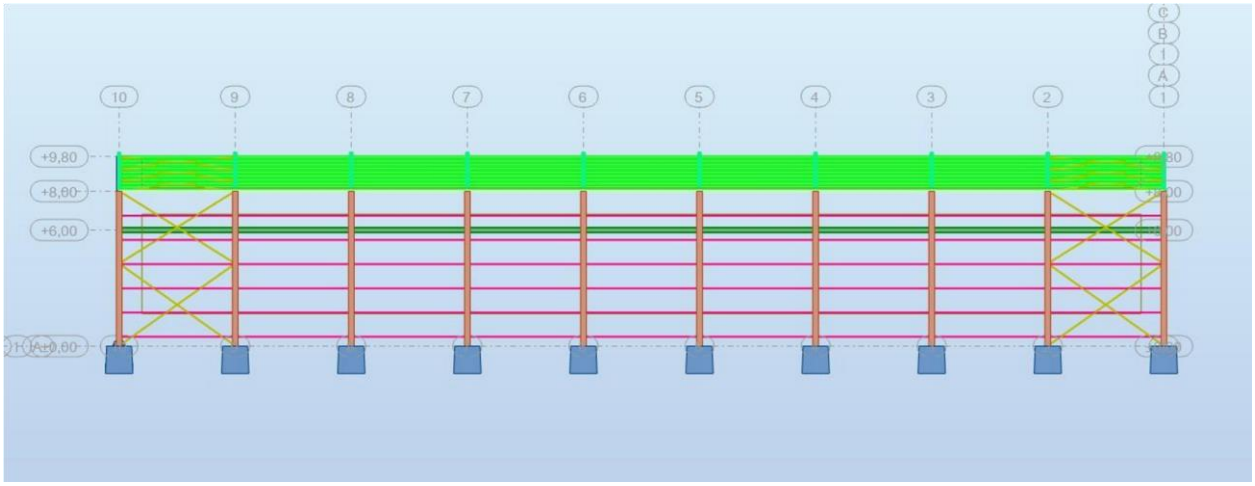
Vue pignon du hangar 3



Vue long pan du hangar 1



Vue long pan du hangar 2



Vue long pan du hangar 3

Annexe B : Vérification des poteaux

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
1 Poteau 1	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.08	13 G + 1,5S	0.02	16 G + WP	0.06	15 G + WL
2 Pot 2	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.14	11 G+1,5WL	0.03	17 G + S	0.06	15 G + WL
3 Pot 3	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.14	13 G + 1,5S	0.02	17 G + S	0.07	15 G + WL
106 Pot 106	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.21	13 G + 1,5S	0.02	16 G + WP	0.11	17 G + S
107 Pot 107	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.20	13 G + 1,5S	0.03	17 G + S	0.06	15 G + WL
108 Pot 108	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.26	13 G + 1,5S	0.02	17 G + S	0.11	15 G + WL
113 Pot 113	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.34	13 G + 1,5S	0.02	16 G + WP	0.40	17 G + S
114 Pot 114	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.17	13 G + 1,5S	0.02	17 G + S	0.15	17 G + S
115 Pot 115	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.37	13 G + 1,5S	0.01	17 G + S	0.11	15 G + WL
120 Pot 120	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.34	13 G + 1,5S	0.02	16 G + WP	0.40	17 G + S
121 Pot 121	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.17	13 G + 1,5S	0.02	17 G + S	0.15	16 G + WP
122 Pot 122	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.37	13 G + 1,5S	0.01	17 G + S	0.11	15 G + WL
127 Pot 127	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.34	13 G + 1,5S	0.02	16 G + WP	0.39	17 G + S
128 Pot 128	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.17	13 G + 1,5S	0.02	15 G + WL	0.14	16 G + WP
129 Pot 129	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.37	13 G + 1,5S	0.01	17 G + S	0.12	15 G + WL
134 Pot 134	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.34	13 G + 1,5S	0.02	16 G + WP	0.38	17 G + S
135 Pot 135	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.17	13 G + 1,5S	0.02	15 G + WL	0.13	16 G + WP
136 Pot 136	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.36	13 G + 1,5S	0.01	17 G + S	0.12	15 G + WL
141 Pot 141	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.29	13 G + 1,5S	0.01	16 G + WP	0.28	17 G + S
142 Pot 142	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.15	13 G + 1,5S	0.01	15 G + WL	0.08	16 G + WP
143 Pot 143	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.32	13 G + 1,5S	0.01	17 G + S	0.12	15 G + WL
148 Pot 148	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.22	13 G + 1,5S	0.01	16 G + WP	0.26	17 G + S
149 Pot 149	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.11	13 G + 1,5S	0.01	15 G + WL	0.08	16 G + WP
150 Pot 150	IPE 450	S 275	56.42	110.03	0.20	13 G + 1,5S	0.01	17 G + S	0.11	15 G + WL

Poteaux du hangar 1

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
60 Pot 60	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.72	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.25	13 G + WL
25 Pot 25	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.72	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.25	13 G + WL
53 Pot 53	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.71	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.25	13 G + WL
32 Pot 32	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.71	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.25	13 G + WL
46 Pot 46	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.70	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.25	13 G + WL
39 Pot 39	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.70	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.25	13 G + WL
67 Pot 67	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.59	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.10	13 G + WL
18 Pot 18	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.59	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.10	13 G + WL
74 Pot 74	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.56	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.12	13 G + WL
9 Pot 9	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.56	11 G + 1,5S	0.02	15 G + S	0.12	13 G + WL
59 Pot 59	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.47	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.39	13 G + WL
24 Pot 24	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.47	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.39	13 G + WL
73 Pot 73	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.46	11 G + 1,5S	0.02	14 G + WP	0.15	13 G + WL
8 Pot 8	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.46	11 G + 1,5S	0.02	14 G + WP	0.15	13 G + WL
31 Pot 31	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.46	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.39	13 G + WL
52 Pot 52	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.46	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.39	13 G + WL
38 Pot 38	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.46	11 G + 1,5S	0.00	14 G + WP	0.39	13 G + WL
45 Pot 45	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.46	11 G + 1,5S	0.00	14 G + WP	0.39	13 G + WL
26 Pot 26	IPE 450	S 275	21.65	135.99	0.43	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.42	14 G + WP
61 Pot 61	IPE 450	S 275	21.65	135.99	0.43	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.42	14 G + WP
33 Pot 33	IPE 450	S 275	21.65	135.99	0.43	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.42	14 G + WP
54 Pot 54	IPE 450	S 275	21.65	135.99	0.43	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.42	14 G + WP
40 Pot 40	IPE 450	S 275	21.65	135.99	0.43	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.42	14 G + WP
47 Pot 47	IPE 450	S 275	21.65	135.99	0.43	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.42	14 G + WP
19 Pot 19	IPE 450	S 275	21.65	135.99	0.37	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.25	14 G + WP
68 Pot 68	IPE 450	S 275	21.65	135.99	0.37	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.25	14 G + WP
75 Pot 75	IPE 450	S 275	21.65	135.99	0.30	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.22	14 G + WP
10 Pot 10	IPE 450	S 275	21.65	135.99	0.30	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.22	14 G + WP
66 Pot 66	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.28	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.17	13 G + WL
17 Pot 17	IPE 450	S 275	32.47	203.98	0.28	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.17	13 G + WL

Poteaux du hangar 2

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
1 Pot 1	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.06	25 1,35 G +1,5 P /5	0.05	14 G + WP	0.14	13 G + WL
2 Pot 2	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.20	10 G + 1,5WP	0.67	15 G + S	0.13	13 G + WL
3 Pot 3	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.06	9 G + 1,5WL	0.05	14 G + WP	0.12	13 G + WL
134 Pot 134	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.20	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.51	15 G + S
135 Pot 135	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.11	11 G + 1,5S	0.67	15 G + S	0.11	13 G + WL
136 Pot 136	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.20	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.51	15 G + S
141 Pot 141	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.28	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.86	15 G + S
142 Pot 142	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.11	11 G + 1,5S	0.67	15 G + S	0.17	13 G + WL
143 Pot 143	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.28	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.86	15 G + S
148 Pot 148	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.28	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.86	15 G + S
149 Pot 149	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.11	11 G + 1,5S	0.67	15 G + S	0.17	13 G + WL
150 Pot 150	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.28	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.86	15 G + S
155 Pot 155	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.28	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.86	15 G + S
156 Pot 156	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.11	11 G + 1,5S	0.67	15 G + S	0.17	13 G + WL
157 Pot 157	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.28	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.86	15 G + S
162 Pot 162	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.28	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.86	15 G + S
163 Pot 163	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.11	11 G + 1,5S	0.67	15 G + S	0.17	13 G + WL
164 Pot 164	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.28	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.86	15 G + S
169 Pot 169	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.28	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.86	15 G + S
170 Pot 170	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.11	11 G + 1,5S	0.67	15 G + S	0.17	13 G + WL
171 Pot 171	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.28	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.86	15 G + S
176 Pot 176	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.28	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.86	15 G + S
177 Pot 177	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.11	11 G + 1,5S	0.67	15 G + S	0.17	13 G + WL
178 Pot 178	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.28	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.86	15 G + S
183 Pot 183	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.22	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.62	14 G + WP
184 Pot 184	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.11	11 G + 1,5S	0.67	15 G + S	0.14	13 G + WL
185 Pot 185	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.22	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.62	14 G + WP
190 Pot 190	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.23	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.82	15 G + S
191 Pot 191	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.09	11 G + 1,5S	0.68	15 G + S	0.12	13 G + WL
192 Pot 192	HEA 400	S 275	64.89	70.14	0.23	11 G + 1,5S	0.05	14 G + WP	0.82	15 G + S

Poteaux du hangar 3

Vérification du poteau par ROBOT :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.* **TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

---

FAMILLE:
PIECE: 115 Pot_115 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 13 G + 1,5S (1+2+3)*1.00+6*1.50

MATERIAU:
S 275 (S 275) fy = 27500000.00 daN/m2



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 45 0

h=45.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=63.21 cm2	Az=50.84 cm2	Ax=98.82 cm2
tw=0.9 cm	Iy=33742.90 cm4	Iz=1675.86 cm4	Ix=67.18 cm4
tf=1.5 cm	Wply=1701.79 cm3	Wplz=276.38 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:
N,Ed = 137.21 kN My,Ed = 53.96 kN*m Mz,Ed = 0.53 kN*m Vy,Ed = 0.19 kN

Nc,Rd = 2717.55 kN My,Ed,max = -196.85 kN*m Mz,Ed,max = 0.53 kN*m
Vy,T,Rd = 1003.58 kN

Nb,Rd = 1203.58 kN	My,c,Rd = 467.99 kN*m	Mz,c,Rd = 76.00 kN*m	Vz,Ed = -17.09 kN
	MN,y,Rd = 467.99 kN*m	MN,z,Rd = 76.00 kN*m	Vz,T,Rd = 807.23 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLA MBEMENT:

en y: en z:

Ly = 8.00 m	Lam_y = 0.65	Lz = 8.00 m	Lam_z = 1.27
Lcr,y = 10.43 m	Xy = 0.87	Lcr,z = 4.53 m	Xz = 0.44
Lamy = 56.42	kyy = 0.74	Lamz = 110.03	kyz = 0.56

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.4.(1))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.02 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00
(6.2.6) Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00
< 1.00 (6.2.6) ***Contrôle de la stabilité globale de la barre:***

Lambda,y = 56.42 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 110.03 < Lambda,max = 210.00 STABLE

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) +
kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.37 < 1.00
(6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) +
kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.28 < 1.00
(6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL): *Non analysé*

Déplacements (REPERE GLOBAL):

vx = 0.1 cm < vx max = L/150.00 = 5.3 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 17 G + S (1+2+3+6)*1.00
vy = 0.6 cm < vy max = L/150.00 = 5.3 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 15 G + WL (1+2+3+7)*1.00

Profil correct !!!

Annexe C : Vérification des fermes

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
139 Ferme 139	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.67	13 G + 1,5S	0.00	1*8	0.07	17 G + S
132 Ferme 132	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.67	13 G + 1,5S	0.00	1*8	0.07	17 G + S
125 Ferme 125	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.67	13 G + 1,5S	0.00	1*8	0.07	17 G + S
118 Ferme 118	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.67	13 G + 1,5S	0.00	1*8	0.07	17 G + S
146 Ferme 146	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.66	13 G + 1,5S	0.01	17 G + S	0.07	17 G + S
145 Ferme 145	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.64	13 G + 1,5S	0.01	17 G + S	0.09	17 G + S
110 Ferme 110	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.62	13 G + 1,5S	0.01	1*8	0.07	17 G + S
138 Ferme 138	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.60	13 G + 1,5S	0.01	1*8	0.11	17 G + S
116 Ferme 116	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.60	13 G + 1,5S	0.00	16 G + WP	0.11	17 G + S
131 Ferme 131	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.60	13 G + 1,5S	0.01	1*8	0.12	17 G + S
123 Ferme 123	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.59	13 G + 1,5S	0.00	16 G + WP	0.11	17 G + S
130 Ferme 130	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.59	13 G + 1,5S	0.00	16 G + WP	0.11	17 G + S
124 Ferme 124	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.59	13 G + 1,5S	0.01	1*8	0.12	17 G + S
137 Ferme 137	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.59	13 G + 1,5S	0.00	16 G + WP	0.12	17 G + S
117 Ferme 117	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.59	13 G + 1,5S	0.01	1*8	0.12	17 G + S
144 Ferme 144	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.58	13 G + 1,5S	0.02	17 G + S	0.11	17 G + S
111 Ferme 111	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.57	13 G + 1,5S	0.01	1*8	0.06	17 G + S
147 Ferme 147	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.52	13 G + 1,5S	0.02	17 G + S	0.13	17 G + S
140 Ferme 140	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.51	13 G + 1,5S	0.00	1*8	0.14	17 G + S
133 Ferme 133	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.51	13 G + 1,5S	0.00	1*8	0.14	17 G + S
126 Ferme 126	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.50	13 G + 1,5S	0.00	1*8	0.14	17 G + S
119 Ferme 119	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.50	13 G + 1,5S	0.00	1*8	0.14	17 G + S
112 Ferme 112	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.50	13 G + 1,5S	0.03	17 G + S	0.08	17 G + S
109 Ferme 109	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.49	13 G + 1,5S	0.03	17 G + S	0.11	17 G + S
151 Ferme 151	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.46	13 G + 1,5S	0.02	17 G + S	0.07	17 G + S
153 Ferme 153	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.41	13 G + 1,5S	0.01	17 G + S	0.05	17 G + S
154 Ferme 154	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.38	13 G + 1,5S	0.02	17 G + S	0.09	17 G + S
152 Ferme 152	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.37	13 G + 1,5S	0.01	17 G + S	0.07	17 G + S
5 Ferme 5	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.23	12 G + 1,5 WP	0.05	1*8	0.00	17 G + S
6 Ferme 6	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.21	12 G + 1,5 WP	0.05	1*8	0.00	17 G + S
4 Ferme 4	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.21	12 G + 1,5 WP	0.04	1*8	0.00	17 G + S
7 Ferme 7	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.13	13 G + 1,5S	0.03	17 G + S	0.00	17 G + S

Fermes du hangar 1

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
27 ferme 27	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.74	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.17	15 G + S
62 ferme 62	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.74	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.17	15 G + S
34 ferme 34	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.74	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.17	15 G + S
55 ferme 55	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.74	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.17	15 G + S
41 ferme 41	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.73	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.17	15 G + S
48 ferme 48	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.73	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.17	15 G + S
29 ferme 29	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.73	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.26	14 G + WP
64 ferme 64	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.73	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.26	14 G + WP
30 ferme 30	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.73	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.26	14 G + WP
65 ferme 65	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.73	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.26	14 G + WP
36 ferme 36	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.26	14 G + WP
37 ferme 37	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.26	14 G + WP
57 ferme 57	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.26	14 G + WP
58 ferme 58	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.26	14 G + WP
44 ferme 44	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.26	14 G + WP
51 ferme 51	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.26	14 G + WP
43 ferme 43	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.70	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.26	14 G + WP
50 ferme 50	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.70	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.26	14 G + WP
63 ferme 63	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.68	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.20	15 G + S
28 ferme 28	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.68	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.20	15 G + S
56 ferme 56	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.67	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.20	15 G + S
35 ferme 35	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.67	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.20	15 G + S
49 ferme 49	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.67	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.20	15 G + S
42 ferme 42	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.67	11 G + 1,5S	0.00	15 G + S	0.20	15 G + S
69 ferme 69	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.65	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.18	15 G + S
20 ferme 20	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.65	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.18	15 G + S
21 ferme 21	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.62	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.19	15 G + S
70 ferme 70	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.62	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.19	15 G + S
71 ferme 71	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.60	11 G + 1,5S	0.02	15 G + S	0.14	15 G + S
22 ferme 22	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.60	11 G + 1,5S	0.02	15 G + S	0.14	15 G + S
12 ferme 12	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.58	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.10	15 G + S
77 ferme 77	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.58	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.10	15 G + S
76 ferme 76	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.52	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.14	15 G + S
11 ferme 11	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.52	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.14	15 G + S
72 ferme 72	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.49	11 G + 1,5S	0.02	15 G + S	0.19	14 G + WP
23 ferme 23	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.49	11 G + 1,5S	0.02	15 G + S	0.19	14 G + WP
79 ferme 79	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.46	11 G + 1,5S	0.02	15 G + S	0.06	15 G + S
16 ferme 16	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.45	11 G + 1,5S	0.02	15 G + S	0.06	15 G + S
78 ferme 78	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.41	11 G + 1,5S	0.02	15 G + S	0.06	13 G + WL
15 ferme 15	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.41	11 G + 1,5S	0.02	15 G + S	0.06	13 G + WL

Fermes du hangar 2

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
4 ferme 4	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.15	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.00	1*6
5 ferme 5	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.11	10 G + 1,5WP	0.01	15 G + S	0.00	15 G + S
6 ferme 6	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.12	10 G + 1,5WP	0.01	15 G + S	0.00	15 G + S
7 ferme 7	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.15	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.00	15 G + S
137 ferme 137	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.60	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.14	15 G + S
138 ferme 138	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.69	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.10	15 G + S
139 ferme 139	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.69	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.10	15 G + S
140 ferme 140	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.60	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.14	15 G + S
144 ferme 144	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.16	15 G + S
145 ferme 145	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.80	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.13	15 G + S
146 ferme 146	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.80	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.13	15 G + S
147 ferme 147	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.72	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.16	15 G + S
151 ferme 151	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.16	15 G + S
152 ferme 152	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.79	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.13	15 G + S
153 ferme 153	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.79	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.13	15 G + S
154 ferme 154	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.16	15 G + S
158 ferme 158	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.16	15 G + S
159 ferme 159	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.79	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.13	15 G + S
160 ferme 160	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.79	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.13	15 G + S
161 ferme 161	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	1*5	0.16	15 G + S
165 ferme 165	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.16	15 G + S
166 ferme 166	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.79	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.13	15 G + S
167 ferme 167	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.80	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.13	15 G + S
168 ferme 168	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.16	15 G + S
172 ferme 172	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.16	15 G + S
173 ferme 173	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.80	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.13	15 G + S
174 ferme 174	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.80	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.13	15 G + S
175 ferme 175	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.16	15 G + S
179 ferme 179	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.72	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.16	15 G + S
180 ferme 180	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.80	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.13	15 G + S
181 ferme 181	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.80	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.13	15 G + S
182 ferme 182	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.72	11 G + 1,5S	0.01	14 G + WP	0.16	15 G + S
186 ferme 186	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.60	10 G + 1,5WP	0.01	15 G + S	0.14	14 G + WP
187 ferme 187	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.10	14 G + WP
188 ferme 188	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.71	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.10	14 G + WP
189 ferme 189	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.60	10 G + 1,5WP	0.01	15 G + S	0.14	14 G + WP
193 ferme 193	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.62	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.12	15 G + S
194 ferme 194	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.60	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.10	15 G + S
195 ferme 195	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.60	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.10	15 G + S
196 ferme 196	IPE 450	S 275	65.67	294.66	0.63	11 G + 1,5S	0.01	15 G + S	0.12	15 G + S

Fermes du hangar 3

Vérification de la ferme par ROBOT :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.* **TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

---

FAMILLE:
PIECE: 139 Ferme_139 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 13 G + 1,5S (1+2+3)*1.00+6*1.50

MATERIAU:
S 275 (S 275) fy = 27500000.00 daN/m2



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

h=45.0 cm b=19.0 cm tw=0.9 cm tf=1.5 cm	gM0=1.00 Ay=63.21 cm2 Iy=33742.90 cm4 Wply=1701.79 cm3	gM1=1.00 Az=50.84 cm2 Iz=1675.86 cm4 Wplz=276.38 cm3	Ax=98.82 cm2 Ix=67.18 cm4

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 75.02 kN	My,Ed = -262.37 kN*m	Mz,Ed = 0.40 kN*m	Vy,Ed = 0.90 kN
Nc,Rd = 2717.55 kN	My,Ed,max = -262.37 kN*m Vy,T,Rd = 989.20 kN		Mz,Ed,max = 0.40 kN*m
Nb,Rd = 2717.55 kN	My,c,Rd = 467.99 kN*m	Mz,c,Rd = 76.00 kN*m	Vz,Ed = 65.46 kN
	MN,y,Rd = 467.99 kN*m Mb,Rd = 412.01 kN*m	MN,z,Rd = 76.00 kN*m	Vz,T,Rd = 799.81 kN Tt,Ed = -0.26 kN*m Classe de la section = 1



PARAMETR ES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 768.60 kN*m	Courbe,LT	XLT = 0.74
Lcr,low=6.07 m	Lam_LT = 0.78	fi,LT = 0.90	XLT,mod = 0.88

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:	en z:
kyy = 1.00	kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.32 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.08 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.04 < 1.00
(6.2.6) Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.02
< 1.00 (6.2.6) ***Contrôle de la stabilité***
globale de la barre:
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.64 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) +
kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.67 < 1.00
(6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) +
kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.67 < 1.00

(6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 6.1 cm ***Cas de charge décisif:*** 16 G + WP (1+2+3+8)*1.00	Vérifié
uz = 0.4 cm < uz max = L/200.00 = 6.1 cm ***Cas de charge décisif:*** 17 G + S (1+2+3+6)*1.00	Vérifié
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 6.1 cm ***Cas de charge décisif:*** 1*8	Vérifié
u inst,z = 0.4 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 6.1 cm	Vérifié

Cas de charge décisif: 1*6



Déplacements (REPERE GLOBAL): *Non analysé*

Profil correct !!!

Annexe D : Vérification des assemblages

1. Encastrement poteau-poutre



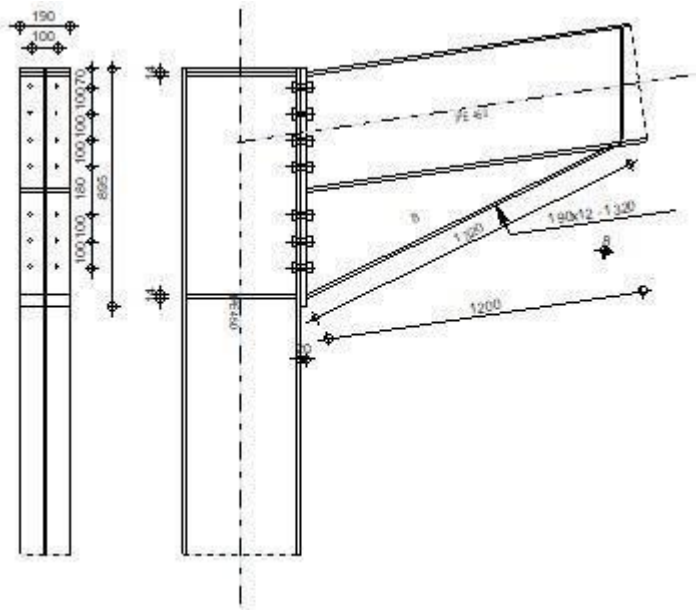
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,51**



GENERAL

Assemblage N°: 22

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 140

Barres de la structure: 121, 124

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 450

Barre N°: 121

□ = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison

hc = 450 [mm] Hauteur de la section du poteau

bfc = 190 [mm] Largeur de la section du poteau

twc = 9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

tfc = 15 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

rc = 21 [mm] Rayon de congé de la section du poteau

Ac = 98,82 [cm^2] Aire de la section du poteau

Ixc = 33742,90 [cm^4] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

fyc = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 450

Barre N°: 124

□ = 8,5 [Deg] Angle d'inclinaison
h_b = 450 [mm] Hauteur de la section de la poutre
b_f = 190 [mm] Largeur de la section de la poutre
twb = 9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
tfb = 15 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_b = 21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
r_b = 21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
A_b = 98,82 [cm^2] Aire de la section de la poutre
Ixb = 33742,90 [cm^4] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
fyb = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
Classe = HR 10.9 Classe du boulon
FtRd = 211,68 [kN] Résistance du boulon à la traction
n_h = 2 Nombre de colonnes des boulons
n_v = 7 Nombre de rangéss des boulons
h_1 = 70 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement ei = 100 [mm]
Entraxe pi = 100;100;100;180;100;100 [mm]

PLATINE

h_p = 895 [mm] Hauteur de la platine
b_p = 190 [mm] Largeur de la platine
t_p = 20 [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S 235
fyp = 23500000,00 [daN/m^2] Résistance

JARRET INFERIEUR

wd =	190	[mm]
tfd =	12	[mm]
hd =	400	[mm]
twd =	8	[mm]
ld =	1200	[mm]
□ =	26,0	[Deg]
Matériau:	S 235	

Largeur de la platine
Epaisseur de l'aile
Hauteur de la platine
Epaisseur de l'âme
Longueur de la platine
Angle d'inclinaison

Inférieur

h_{sd} = 421 [mm] Hauteur du raidisseur
b_{sd} = 90 [mm] Largeur du raidisseur t_{hd}
= 14 [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

f_{ysu} = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

a_w = 8 [mm] Soudure âme a_f =
11 [mm] Soudure semelle a_s =
8 [mm] Soudure du raidisseur
a_{fd} = 8 [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

□M0 = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
□M1 = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
□M2 = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
□M3 = 1,10 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

fybu = 23500000,00 [daN/m^2] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

hsu = 421 [mm] Hauteur du raidisseur
bsu = 90 [mm] Largeur du raidisseur
thu = 14 [mm] Epaisseur du raidisseur

h_{su} = 421 [mm] Hauteur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

fysu = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance

Etat limite: ultime

Cas: 13: G + 1,5S (1+2+3)*1.00+6*1.50

Mb1,Ed = -25,13 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
Vb1,Ed = -26,37 [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
Nb1,Ed = -67,06 [kN] Effort axial dans la poutre droite
Mb2,Ed = 234,78 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche

Vb2,Ed = 73,17 [kN] Effort tranchant dans la poutre gauche
Nb2,Ed = -56,37 [kN] Effort axial dans la poutre gauche
Mc1,Ed = -27,34 [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
Vc1,Ed = -9,46 [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
Nc1,Ed = -150,30 [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

A_b = 98,82 [cm^2] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

Ncb,Rd = Ab fyb / □M0

$N_{cb,Rd}$ = 2717,55 [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

A_{vb} = 82,84 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

Vcb,Rd = Avb (fyb / □3) / □M0

Vcb,Rd = 1315,33 [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

Vb1,Ed / Vcb,Rd ≤ 1,0	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

Wplb = 1701,79 [cm^3] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

Mb,pl,Rd = Wplb fyb / □M0

$M_{b,pl,Rd}$ = 467,99 [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

W_{pl} = 3270,56 [cm^3] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

Mcb,Rd = Wpl fyb / □M0

$M_{cb,Rd}$ = 899,40 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$ = 899,40 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5] h_f = 841 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

Fc,fb,Rd = Mcb,Rd / hf

$F_{c,fb,Rd}$ = 1069,47 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

□ = 8,5 [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

□ = 26,0 [Deg] Angle d'inclinaison du renfort
$b_{eff,c,wb}$ = 249 [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
A_{vb} = 50,84 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
□ = 0,86 Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
□com,Ed = 0,00 [daN/m^2] 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 = 14,45 [cm^2] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
Fc,wb,Rd1 = [□ kwc beff,c,wb twb fyb / □M0 + As fyb / □M0] cos(□) / sin(□ - □)
$F_{c,wb,Rd1}$ = 2688,71 [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]
Flambement:
d_{wb} = 379 [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
□p = 1,10 Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
□ = 0,74 Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
□s = 6,73 Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
□ = 1,00 Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
Fc,wb,Rd2 = [□ kwc □ beff,c,wb twb fyb / □M1 + As □ fyb / □M1] cos(□) / sin(□ - □)
$F_{c,wb,Rd2}$ = 2258,84 [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]
Résistance de l'aile du renfort
Fc,wb,Rd3 = bb tb fyb / (0.8*□M0)
$F_{c,wb,Rd3}$ = 783,75 [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]
Résistance finale:
Fc,wb,Rd,low = Min (Fc,wb,Rd1 , Fc,wb,Rd2 , Fc,wb,Rd3)
Fc,wb,Rd,low = 783,75 [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed}$ = -25,13 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]
$M_{b2,Ed}$ = 234,78 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]
Vc1,Ed = -9,46 [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 = 683 [mm] Bras de levier [6.2.5]
Vwp,Ed = (Mb1,Ed - Mb2,Ed) / z - (Vc1,Ed - Vc2,Ed) / 2
$V_{wp,Ed}$ = -376,02 [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]
A_{vs} = 50,84 [cm^2] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
A_{vc} = 50,84 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
d_s = 861 [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd}$ = 2,78 [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

A_{vs} = 50,84 [cm^2] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$M_{pl,stu,Rd}$ = 2,56 [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stl,Rd}$ = 2,56 [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

Vwp,Rd = 0.9 (Avs*fy,wc) / (□3 □M0) + Min(4 Mpl,fc,Rd / ds , (2 Mpl,fc,Rd + Mpl,stu,Rd + Mpl,stl,Rd) / ds)

$V_{wp,Rd}$ = 738,95 [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

Vwp,Ed / Vwp,Rd ≤ 1,0 0,51 < 1,00 vérifié (0,51)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

t_{wc} = 9 [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc}$ = 257 [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

A_{vc} = 50,84 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

□ = 0,86 Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

□com,Ed = 3055481,46 [daN/m^2] 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 = 25,28 [cm^2] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

Fc,wc,Rd1 = □ kwc beff,c,wc twc fyc / □M0 + As fys / □M0

$F_{c,wc,Rd1}$ = 1264,99 [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wc} = 379 [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

□$_p$ = 1,12 Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

□ = 0,73 Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

□$_s$ = 6,73 Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

□$_s$ = 1,00 Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

Fc,wc,Rd2 = □ kwc □ beff,c,wc twc fyc / □M1 + As □s fys / □M1

$F_{c,wc,Rd2}$ = 1113,34 [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

Fc,wc,Rd,low = Min (Fc,wc,Rd1 , Fc,wc,Rd2)

$F_{c,wc,Rd}$ = 1113,34 [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

t_{wc} = 9 [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc}$ = 238 [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

A_{vc} = 50,84 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

□ = 0,87 Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
□com,Ed = 3055481,46 [daN/m^2] 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 = 25,28 [cm^2] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
Fc,wc,Rd1 = □ kwc beff,c,wc twc fyc / □M0 + As fys / □M0
$F_{c,wc,Rd1}$ = 1233,40 [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]
Flambement:
d_{wc} = 379 [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
□p = 1,08 Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
□ = 0,76 Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
□s = 6,73 Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
□s = 1,00 Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
Fc,wc,Rd2 = □ kwc □ beff,c,wc twc fyc / □M1 + As □s fys / □M1
$F_{c,wc,Rd2}$ = 1101,85 [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:

Fc,wc,Rd,upp = Min (Fc,wc,Rd1 , Fc,wc,Rd2)
$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 1101,85 [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	mx	e	ex	p	leff,cp	leff,nc	leff,1	leff,2	leff,cp,g	leff,nc,g	leff,1,g	leff,2,g
1	28	-	45	-	100	179	173	173	173	190	138	138	138
2	28	-	45	-	100	179	170	170	170	200	100	100	100
3	28	-	45	-	140	179	170	170	170	280	140	140	140
4	28	-	45	-	140	179	170	170	170	280	140	140	140
5	28	-	45	-	100	179	170	170	170	200	100	100	100
6	28	-	45	-	100	179	170	170	170	200	100	100	100
7	28	-	45	-	100	179	186	179	186	190	151	151	151

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	mx	e	ex	p	leff,cp	leff,nc	leff,1	leff,2	leff,cp,g	leff,nc,g	leff,1,g	leff,2,g
1	36	-	45	-	100	228	206	206	206	214	155	155	155
2	36	-	45	-	100	228	201	201	201	200	100	100	100
3	36	-	45	-	140	228	201	201	201	280	140	140	140
4	36	-	45	-	140	228	201	201	201	280	140	140	140
5	36	-	45	-	100	228	201	201	201	200	100	100	100
6	36	-	45	-	100	228	201	201	201	200	100	100	100
7	36	-	45	-	100	228	201	201	201	214	151	151	151

m – Distance du boulon de l'âme
mx – Distance du boulon de l'aile de la poutre
e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

ex – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p – Entraxe des boulons
leff,cp – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
leff,nc – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
leff,1 – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
leff,2 – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
leff,cp,g– Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
leff,nc,g– Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
leff,1,g – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
leff,2,g – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

Nj,Rd = Min ($N_{cb,Rd}$2 Fc,wb,Rd,low , 2 Fc,wc,Rd,low , 2 Fc,wc,Rd,upp)
$N_{j,Rd}$ = 1567,50 [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

Nb1,Ed / Nj,Rd ≤ 1,0	0,04 < 1,00	vérifié	(0,04)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

Ft,Rd = 211,68 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
$B_{p,Rd}$ = 284,01 [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 fléchie à la flexion
$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
Ft,fc,Rd = Min (FT,1,fc,Rd , FT,2,fc,Rd , FT,3,fc,Rd) [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
Ft,wc,Rd = □ beff,t,wc twc fyc / □M0 [6.2.6.3.(1)]
Ft,ep,Rd = Min (FT,1,ep,Rd , FT,2,ep,Rd , FT,3,ep,Rd) [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
Ft,wb,Rd = beff,t,wb twb fyb / □M0 [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

Ft1,Rd,comp - Formule	Ft1,Rd,comp	Composant
Ft1,Rd = Min (Ft1,Rd,comp)	314,25	Résistance d'une rangée de boulon
Ft,fc,Rd(1) = 314,25	314,25	Aile du poteau - traction
Ft,wc,Rd(1) = 420,04	420,04	Ame du poteau - traction
Ft,ep,Rd(1) = 353,38	353,38	Platine d'about - traction
Ft,wb,Rd(1) = 531,34	531,34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 568,02	568,02	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}$/□ = 667,51	667,51	Panneau d'âme - compression
Fc,wc,Rd = 1101,85	1101,85	Ame du poteau - compression

Fc,fb,Rd = 1069,47	1069,47	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

Ft2,Rd,comp - Formule	**Ft2,Rd,comp**	**Composant**
Ft2,Rd = Min (Ft2,Rd,comp)	174,92	Résistance d'une rangée de boulon
Ft,fc,Rd(2) = 313,02	313,02	Aile du poteau - traction
Ft,wc,Rd(2) = 414,23	414,23	Ame du poteau - traction
Ft,ep,Rd(2) = 350,89	350,89	Platine d'about - traction
Ft,wb,Rd(2) = 520,22	520,22	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 568,02	568,02	Boulons au cisaillement/poinçonnement
Vwp,Rd/□ - ∑11 Fti,Rd = 667,51 - 314,25	353,25	Panneau d'âme - compression
Fc,wc,Rd -$\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 1101,85 - 314,25	787,60	Ame du poteau - compression
Fc,fb,Rd - ∑11 Ftj,Rd = 1069,47 - 314,25	755,22	Aile de la poutre - compression
Ft,fc,Rd(2 + 1) - $\sum 1^1$ Ftj,Rd = 489,17 - 314,25	174,92	Aile du poteau - traction - groupe
Ft,wc,Rd(2 + 1) - $\sum 1^1$ Ftj,Rd = 549,59 - 314,25	235,34	Ame du poteau - traction - groupe
Ft,ep,Rd(2 + 1) - $\sum 1^1$ Ftj,Rd = 616,42 - 314,25	302,17	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(2 + 1) - $\sum 1^1$ Ftj,Rd = 658,97 - 314,25	344,72	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

Ft3,Rd,comp - Formule	**Ft3,Rd,comp**	**Composant**
Ft3,Rd = Min (Ft3,Rd,comp)	178,34	Résistance d'une rangée de boulon
Ft,fc,Rd(3) = 313,02	313,02	Aile du poteau - traction
Ft,wc,Rd(3) = 414,23	414,23	Ame du poteau - traction
Ft,ep,Rd(3) = 350,89	350,89	Platine d'about - traction
Ft,wb,Rd(3) = 520,22	520,22	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 568,02	568,02	Boulons au cisaillement/poinçonnement
Vwp,Rd/□ - ∑12 Fti,Rd = 667,51 - 489,17	178,34	Panneau d'âme - compression
Fc,wc,Rd -$\sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 1101,85 - 489,17	612,68	Ame du poteau - compression
Fc,fb,Rd - ∑12 Ftj,Rd = 1069,47 - 489,17	580,30	Aile de la poutre - compression
Ft,fc,Rd(3 + 2) - $\sum 2^2$ Ftj,Rd = 493,63 - 174,92	318,72	Aile du poteau - traction - groupe
Ft,wc,Rd(3 + 2) - $\sum 2^2$ Ftj,Rd = 553,59 - 174,92	378,67	Ame du poteau - traction - groupe
Ft,fc,Rd(3 + 2 + 1) - $\sum 2^1$ Ftj,Rd = 777,12 - 489,17	287,95	Aile du poteau - traction - groupe

Ft,wc,Rd(3 + 2 + 1) - ∑2[1] Ftj,Rd = 763,99 - 489,17	274,82	Ame du poteau - traction - groupe
Ft,ep,Rd(3 + 2) - ∑2[2] Ftj,Rd = 607,79 - 174,92	432,87	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(3 + 2) - ∑2[2] Ftj,Rd = 620,40 - 174,92	445,48	Ame de la poutre - traction - groupe
Ft,ep,Rd(3 + 2 + 1) - ∑2 [1] Ftj,Rd = 931,89 - 489,17	442,72	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(3 + 2 + 1) - ∑2[1] Ftj,Rd = 1020,87 - 489,17	531,71	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

Ft3,Rd = Ft2,Rd h3/h2

$F_{t3,Rd}$ = 147,27 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

Ft4,Rd,comp - Formule	**Ft4,Rd,comp**	**Composant**
Ft4,Rd = Min (Ft4,Rd,comp)	31,07	Résistance d'une rangée de boulon
Ft,fc,Rd(4) = 313,02	313,02	Aile du poteau - traction
Ft,wc,Rd(4) = 414,23	414,23	Ame du poteau - traction
Ft,ep,Rd(4) = 350,89	350,89	Platine d'about - traction
Ft,wb,Rd(4) = 520,22	520,22	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 568,02	568,02	Boulons au cisaillement/poinçonnement
Vwp,Rd/□ - ∑13 Fti,Rd = 667,51 - 636,44	31,07	Panneau d'âme - compression
Fc,wc,Rd -∑$_1^3$ Ftj,Rd = 1101,85 - 636,44	465,41	Ame du poteau - compression
Fc,fb,Rd - ∑13 Ftj,Rd = 1069,47 - 636,44	433,04	Aile de la poutre - compression
Ft,fc,Rd(4 + 3) - ∑3[3] Ftj,Rd = 575,91 - 147,27	428,64	Aile du poteau - traction - groupe
Ft,wc,Rd(4 + 3) - ∑3[3] Ftj,Rd = 623,33 - 147,27	476,06	Ame du poteau - traction - groupe
Ft,fc,Rd(4 + 3 + 2) - ∑3[2] Ftj,Rd = 781,59 - 322,18	459,40	Aile du poteau - traction - groupe
Ft,wc,Rd(4 + 3 + 2) - ∑3[2] Ftj,Rd = 766,67 - 322,18	444,48	Ame du poteau - traction - groupe
Ft,fc,Rd(4 + 3 + 2 + 1) - ∑3[1] Ftj,Rd = 1065,07 - 636,44	428,64	Aile du poteau - traction - groupe
Ft,wc,Rd(4 + 3 + 2 + 1) - ∑3[1] Ftj,Rd = 904,23 - 636,44	267,79	Ame du poteau - traction - groupe
Ft,ep,Rd(4 + 3) - ∑3[3] Ftj,Rd = 630,93 - 147,27	483,66	Platine d'about - traction - groupe

Ft,wb,Rd(4 + 3) - ∑3[3] Ftj,Rd = 723,80 - 147,27	576,53	Ame de la poutre - traction - groupe
Ft,ep,Rd(4 + 3 + 2) - ∑3[2] Ftj,Rd = 923,26 - 322,18	601,07	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(4 + 3 + 2) - ∑3[2] Ftj,Rd = 982,30 - 322,18	660,12	Ame de la poutre - traction - groupe
Ft,ep,Rd(4 + 3 + 2 + 1) - ∑3[1] Ftj,Rd = 1247,35 - 636,44	610,92	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(4 + 3 + 2 + 1) - ∑3[1] Ftj,Rd = 1382,77 - 636,44	746,34	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

Ft5,Rd,comp - Formule	**Ft5,Rd,comp**	**Composant**
Ft5,Rd = Min (Ft5,Rd,comp)	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
Ft,fc,Rd(5) = 313,02	313,02	Aile du poteau - traction
Ft,wc,Rd(5) = 414,23	414,23	Ame du poteau - traction
Ft,ep,Rd(5) = 350,89	350,89	Platine d'about - traction
Ft,wb,Rd(5) = 520,22	520,22	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 568,02	568,02	Boulons au cisaillement/poinçonnement
Vwp,Rd/□ - ∑14 Fti,Rd = 667,51 - 667,51	0,00	Panneau d'âme - compression
Fc,wc,Rd -∑1[4] Ftj,Rd = 1101,85 - 667,51	434,34	Ame du poteau - compression
Fc,fb,Rd - ∑14 Ftj,Rd = 1069,47 - 667,51	401,97	Aile de la poutre - compression
Ft,fc,Rd(5 + 4) - ∑4[4] Ftj,Rd = 493,63 - 31,07	462,56	Aile du poteau - traction - groupe
Ft,wc,Rd(5 + 4) - ∑4[4] Ftj,Rd = 553,59 - 31,07	522,52	Ame du poteau - traction - groupe
Ft,fc,Rd(5 + 4 + 3) - ∑4[3] Ftj,Rd = 781,59 - 178,34	603,25	Aile du poteau - traction - groupe
Ft,wc,Rd(5 + 4 + 3) - ∑4[3] Ftj,Rd = 766,67 - 178,34	588,33	Ame du poteau - traction - groupe
Ft,fc,Rd(5 + 4 + 3 + 2) - ∑4[2] Ftj,Rd = 987,27 - 353,25	634,01	Aile du poteau - traction - groupe
Ft,wc,Rd(5 + 4 + 3 + 2) - ∑4[2] Ftj,Rd = 872,21 - 353,25	518,96	Ame du poteau - traction - groupe
Ft,fc,Rd(5 + 4 + 3 + 2 + 1) - ∑4[1] Ftj,Rd = 1270,76 - 667,51	603,25	Aile du poteau - traction - groupe
Ft,wc,Rd(5 + 4 + 3 + 2 + 1) - ∑4[1] Ftj,Rd = 972,66 - 667,51	305,16	Ame du poteau - traction - groupe
Ft,ep,Rd(5 + 4) - ∑4[4] Ftj,Rd = 607,79 - 31,07	576,72	Platine d'about - traction - groupe

Ft,wb,Rd(5 + 4) - ∑4[4] Ftj,Rd = 620,40 - 31,07	589,33	Ame de la poutre - traction - groupe
Ft,ep,Rd(5 + 4 + 3) - ∑4[5] Ftj,Rd = 923,26 - 178,34	744,92	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(5 + 4 + 3) - ∑4[3] Ftj,Rd = 982,30 - 178,34	803,96	Ame de la poutre - traction - groupe
Ft,ep,Rd(5 + 4 + 3 + 2) - ∑4[2] Ftj,Rd = 1215,58 - 353,25	862,33	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(5 + 4 + 3 + 2) - ∑4[2] Ftj,Rd = 1240,80 - 353,25	887,55	Ame de la poutre - traction - groupe
Ft,ep,Rd(5 + 4 + 3 + 2 + 1) - ∑4[1] Ftj,Rd = 1539,68 - 667,51	872,17	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(5 + 4 + 3 + 2 + 1) - ∑4[1] Ftj,Rd = 1641,27 - 667,51	973,77	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	hj	Ftj,Rd	Ft,fc,Rd	Ft,wc,Rd	Ft,ep,Rd	Ft,wb,Rd	Ft,Rd	Bp,Rd
1	733	314,25	314,25	420,04	353,38	531,34	423,36	568,02
2	633	174,92	313,02	414,23	350,89	520,22	423,36	568,02
3	533	147,27	313,02	414,23	350,89	520,22	423,36	568,02
4	353	31,07	313,02	414,23	350,89	520,22	423,36	568,02
5	253	-	313,02	414,23	350,89	520,22	423,36	568,02
6	153	-	313,02	414,23	350,89	520,22	423,36	568,02
7	53	-	320,41	433,07	350,89	520,22	423,36	568,02

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

Mj,Rd = ∑ hj Ftj,Rd

$M_{j,Rd}$ = 430,28 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

Mb1,Ed / Mj,Rd ≤ 1,0	0,06 < 1,00	vérifié	(0,06)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

□v = 0,60 Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

□Lf = 0,91 Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd}$ = 163,76 [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max}$ = 211,68 [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int}$ = 251,12 [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext}$ = 251,12 [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	Ftj,Rd,N	Ftj,Ed,N	Ftj,Rd,M	Ftj,Ed,M	Ftj,Ed	Fvj,Rd
1	423,36	-9,58	314,25	18,35	8,77	322,68
2	423,36	-9,58	174,92	10,22	0,64	327,18

3	423,36	-9,58	147,27	8,60	-0,98	327,53
4	423,36	-9,58	31,07	1,81	-7,77	327,53
5	423,36	-9,58	0,00	0,00	-9,58	327,53
6	423,36	-9,58	0,00	0,00	-9,58	327,53
7	423,36	-9,58	0,00	0,00	-9,58	327,53

Ftj,Rd,N – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
Ftj,Ed,N – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
Ftj,Rd,M – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
Ftj,Ed,M – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
Ftj,Ed – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
Fvj,Rd – Résistance réduite d'une rangée de boulon

Ftj,Ed,N = Nj,Ed
Ftj,Rd,N / Nj,Rd
Ftj,Ed,M = Mj,Ed
Ftj,Rd,M / Mj,Rd
Ftj,Ed = Ftj,Ed,N + Ftj,Ed,M
Fvj,Rd = Min (nh Fv,Ed (1 - Ftj,Ed/ (1.4 nh Ft,Rd,max), nh Fv,Rd , nh Fb,Rd))
Vj,Rd = nh ∑1n Fvj,Rd [Tableau 3.4]
$V_{j,Rd}$ = 2287,51 [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed}$ /$V_{j,Rd}$ ≤ 1,0	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)

RESISTANCE DES SOUDURES

Aw = 211,06 [cm^2] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
Awy = 87,91 [cm^2] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
Awz = 123,15 [cm^2] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
Iwy = 157763,05 [cm^4] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

RESISTANCE DES SOUDURES

A_w = 211,06 [cm^2] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
□⊥max=□⊥max = -387002,52 [daN/m^2] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]
□⊥=□⊥ = -381522,07 [daN/m^2] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
□II = -214129,84 [daN/m^2] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
□w = 0,80 Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

□[□⊥max² + 3*(□⊥max²)] ≤ fu/(□w*□M2)	774005,05 < 36000000,00 vérifié	(0,02)
□[□⊥² + 3*(□⊥²+□II²)] ≤ fu/(□w*□M2)	848405,05 < 36000000,00 vérifié	(0,02)

□⊥ ≤ 0.9*fu/□M2	387002,52 < 25920000,00 vérifié	(0,01)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

twash =	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
hhead =	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
hnut =	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
Lb =	60	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k10 =	7	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	hj	k3	k4	k5	keff,j	keff,j hj	keff,j hj^2
					Somme	34,39	1839,71
1	733	2	17	23	1	10,19	746,81
2	633	2	12	15	1	6,73	425,59
3	533	2	17	21	1	7,45	396,69
4	353	2	17	21	1	4,93	173,87
5	253	2	12	15	1	2,69	67,86
6	153	2	12	15	1	1,62	24,77
7	53	2	18	23	1	0,78	4,11

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

zeq = ∑j keff,j hj ^{2} / ∑j keff,j hj

z_{eq} = 535 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

keq = ∑j keff,j hj / zeq

k_{eq} = 6 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)] A_{vc} = 50,84 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

□ = 1,11 Paramètre de transformation [5.3.(7)]

z = 535 [mm] Bras de levier [6.2.5]

k_1 = 3 [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

k_2 = □ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

Sj,ini = E zeq2 / ∑i (1 / k1 + 1 / k2 + 1 / keq) [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini}$ = 130058,21 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

□ = 1,00 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

Sj = Sj,ini / □ [6.3.1.(4)]

Sj = 130058,21 [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Class ification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig}$ = 46717,41 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

Sj,pin = 2919,84 [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

Sj,ini □

Sj,rig

RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

REMARQUES

Pince du boulon trop grande.	145 [mm] > 120 [mm]
Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	8 [mm] < 9 [mm]
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	12 [mm] < 15 [mm]

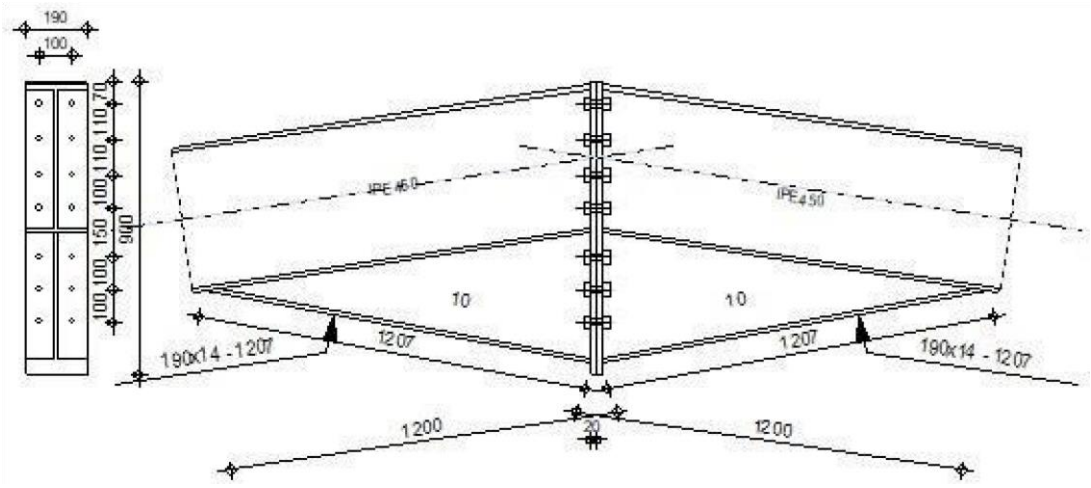
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,51

2. Encastrement poutre-poutre

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019
Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,04**



G

ENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 144
Barres de la structure: 125, 126

GEOMETRIE

GAUCHE
POUTRE

Profilé: IPE 450
Barre N°: 125
□ = -171,5 [Deg] Angle d'inclinaison
hbl = 450 [mm] Hauteur de la section de la poutre
bfbl = 190 [mm] Largeur de la section de la poutre
twbl = 9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
tfbl = 15 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
rbl = 21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
Abl = 98,82 [cm^2] Aire de la section de la poutre
Ixbl = 33742,90 [cm^4] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
f_{yb} = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 450
Barre N°: 126

□ = -8,5 [Deg] Angle d'inclinaison
hbr = 450 [mm] Hauteur de la section de la poutre
bfbr = 190 [mm] Largeur de la section de la poutre
twbr = 9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
tfbr = 15 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
rbr = 21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
Abr = 98,82 [cm^2] Aire de la section de la poutre
Ixbr = 33742,90 [cm^4] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
fyb = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d = 20 [mm] Diamètre du boulon
Classe = HR 10.9 Classe du boulon
FtRd = 211,68 [kN] Résistance du boulon à la traction
n_h = 2 Nombre de colonnes des boulons
n_v = 7 Nombre de rangéss des boulons
h_1 = 70 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement ei = 100 [mm]
Entraxe pi = 110;110;100;150;100;100 [mm]

PLATINE

h_{pr} = 900 [mm] Hauteur de la platine
b_{pr} = 190 [mm] Largeur de la platine
t_{pr} = 20 [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER E28
fypr = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance

JARRET INFERIEUR

wrd =	190 [mm]	Largeur de la platine
tfrd =	14 [mm]	Epaisseur de l'aile
hrd =	400 [mm]	Hauteur de la platine
twrd =	10 [mm]	Epaisseur de l'âme
lrd =	1200 [mm]	Longueur de la platine
□d =	10,6 [Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau:S 235
fybu = 23500000,00 [daN/m^2] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

a_w = 8 [mm] Soudure âme a_f = 11 [mm] Soudure semelle a_{fd} = 8 [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

□M0 =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
□M1 =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
□M2 =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
□M3 =	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 13: G + 1,5S (1+2+3)*1.00+6*1.50

$M_{b1,Ed}$ = 0,58 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

Vb1,Ed = -50,14 [kN] Effort tranchant dans la poutre droite $N_{b1,Ed}$ = -65,83 [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

A_b = 98,82 [cm^2] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

Ncb,Rd = Ab fyb / □M0

$N_{cb,Rd}$ = 2717,55 [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

A_{vb} = 90,84 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

Vcb,Rd = Avb (fyb / □3) / □M0

$V_{cb,Rd}$ = 1442,35 [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

Vb1,Ed / Vcb,Rd ≤ 1,0	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb} = 1701,79 [cm^3] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

Mb,pl,Rd = Wplb fyb / □M0

$M_{b,pl,Rd}$ = 467,99 [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

W_{el} = 3053,10 [cm^3] Facteur élastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

Mcb,Rd = Wel fyb / □M0

Mcb,Rd = 839,60 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

FLEXION AVEC EFFORT AXIAL AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

n = 0,02 Rapport de l'effort axial à la résistance de la section EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]

MNb,Rd = Mcb,Rd (1 - n)

$M_{Nb,Rd}$ = 819,26 [kN*m] Résistance réduite (effort axial) de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.9.2.(1)]

AILE ET AME EN COMPRESSION

Mcb,Rd = 839,60 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

h_f = 841 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

Fc,fb,Rd = Mcb,Rd / hf

$F_{c,fb,Rd}$ = 998,89 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

□ = 8,5 [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

□ = 10,6 [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb}$ = 252 [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

A_{vb} = 50,84 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

□ = 0,88 Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

□$_{com,Ed}$ = 698980,63 [daN/m^2] 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)]

Fc,wb,Rd1 = [□ kwc beff,c,wb twb fyb / □M0] cos(□) / sin(□ - □)

$F_{c,wb,Rd1}$ = 1725,03 [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wb} = 379 [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

□p = 1,11 Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

□ = 0,74 Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

Fc,wb,Rd2 = [□ kwc □ beff,c,wb twb fyb / □M1] cos(□) / sin(□ - □)

$F_{c,wb,Rd2}$ = 1275,69 [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

Fc,wb,Rd3 = bb tb fyb / (0.8*□M0)

$F_{c,wb,Rd3}$ = 914,38 [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

Fc,wb,Rd,low = Min (Fc,wb,Rd1 , Fc,wb,Rd2 , Fc,wb,Rd3)

Fc,wb,Rd,low = 914,38 [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	mx	e	ex	p	leff,cp	leff,nc	leff,1	leff,2	leff,cp,g	leff,nc,g	leff,1,g	leff,2,g
1	36	-	45	-	110	228	228	228	228	224	182	182	182
2	36	-	45	-	110	228	201	201	201	220	110	110	110
3	36	-	45	-	105	228	201	201	201	210	105	105	105
4	36	-	45	-	125	228	201	201	201	250	125	125	125
5	36	-	45	-	125	228	201	201	201	250	125	125	125
6	36	-	45	-	100	228	201	201	201	200	100	100	100
7	36	-	45	-	100	228	201	201	201	214	151	151	151

m – Distance du boulon de l'âme m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre e – Pince entre le boulon et le bord extérieur e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

$l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

m – Distance du boulon de l'âme

leff,2 – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

leff,cp,g– Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

leff,nc,g– Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

leff,1,g – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

leff,2,g – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

Nj,Rd = Min ($N_{cb,Rd}$2 Fc,wb,Rd,low)

$N_{j,Rd}$ = 1828,75 [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

Nb1,Ed / Nj,Rd ≤ 1,0	0,04 < 1,00	vérifié	(0,04)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd}$ = 211,68 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd}$ = 366,44 [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 fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

Ft,fc,Rd = Min (FT,1,fc,Rd , FT,2,fc,Rd , FT,3,fc,Rd) [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

Ft,wc,Rd = □ beff,t,wc twc fyc / □M0 [6.2.6.3.(1)]

Ft,ep,Rd = Min (FT,1,ep,Rd , FT,2,ep,Rd , FT,3,ep,Rd) [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

Ft,wb,Rd = beff,t,wb twb fyb / □M0 [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

Ft1,Rd,comp - Formule	Ft1,Rd,comp	Composant
Ft1,Rd = Min (Ft1,Rd,comp)	388,90	Résistance d'une rangée de boulon
Ft,ep,Rd(1) = 388,90	388,90	Platine d'about - traction
Ft,wb,Rd(1) = 588,76	588,76	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 732,87	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
Fc,fb,Rd = 998,89	998,89	Aile de la poutre - compression
Fc,wb,Rd = 914,38	914,38	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

Ft2,Rd,comp - Formule	Ft2,Rd,comp	Composant
Ft2,Rd = Min (Ft2,Rd,comp)	278,06	Résistance d'une rangée de boulon
Ft,ep,Rd(2) = 370,71	370,71	Platine d'about - traction
Ft,wb,Rd(2) = 520,22	520,22	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 732,87	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
Fc,fb,Rd - ∑11 Ftj,Rd = 998,89 - 388,90	610,00	Aile de la poutre - compression
Fc,wb,Rd - ∑11 Ftj,Rd = 914,38 - 388,90	525,48	Ame de la poutre - compression
Ft,ep,Rd(2 + 1) - ∑1[1] Ftj,Rd = 666,96 - 388,90	278,06	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(2 + 1) - ∑1[1] Ftj,Rd = 756,09 - 388,90	367,20	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

Ft3,Rd,comp - Formule	Ft3,Rd,comp	Composant
Ft3,Rd = Min (Ft3,Rd,comp)	247,42	Résistance d'une rangée de boulon
Ft,ep,Rd(3) = 370,71	370,71	Platine d'about - traction
Ft,wb,Rd(3) = 520,22	520,22	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 732,87	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
Fc,fb,Rd - ∑12 Ftj,Rd = 998,89 - 666,96	331,94	Aile de la poutre - compression
Fc,wb,Rd - ∑12 Ftj,Rd = 914,38 - 666,96	247,42	Ame de la poutre - compression
Ft3,Rd,comp - Formule	**Ft3,Rd,comp**	**Composant**
Ft,ep,Rd(3 + 2) - ∑2[2] Ftj,Rd = 614,50 - 278,06	336,44	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(3 + 2) - ∑2[2] Ftj,Rd = 555,77 - 278,06	277,72	Ame de la poutre - traction - groupe
Ft,ep,Rd(3 +2 + 1) - ∑2[1] Ftj,Rd = 972,51 - 666,96	305,56	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(3 + 2 + 1) - ∑2[1] Ftj,Rd = 1027,52 - 666,96	360,56	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

Ft3,Rd = Ft2,Rd h3/h2

$F_{t3,Rd}$ = 232,94 [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

Ft4,Rd,comp - Formule	Ft4,Rd,comp	Composant
Ft4,Rd = Min (Ft4,Rd,comp)	14,48	Résistance d'une rangée de boulon
Ft,ep,Rd(4) = 370,71	370,71	Platine d'about - traction
Ft,wb,Rd(4) = 520,22	520,22	Ame de la poutre - traction

$B_{p,Rd}$ = 732,87	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
Fc,fb,Rd - ∑13 Ftj,Rd = 998,89 - 899,90	99,00	Aile de la poutre - compression
Fc,wb,Rd - ∑13 Ftj,Rd = 914,38 - 899,90	14,48	Ame de la poutre - compression
Ft,ep,Rd(4 + 3) - ∑3^3 Ftj,Rd = 624,65 - 232,94	391,71	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(4 + 3) - ∑3^3 Ftj,Rd = 594,55 - 232,94	361,61	Ame de la poutre - traction - groupe
Ft,ep,Rd(4 + 3 + 2) - ∑3^2 Ftj,Rd = 933,59 - 511,00	422,60	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(4 + 3 + 2) - ∑3^2 Ftj,Rd = 878,90 - 511,00	367,90	Ame de la poutre - traction - groupe
Ft,ep,Rd(4 + 3 + 2 + 1) - ∑3^1 Ftj,Rd = 1291,61 - 899,90	391,71	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(4 + 3 + 2 + 1) - ∑3^1 Ftj,Rd = 1350,64 - 899,90	450,75	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

Ft5,Rd,comp - Formule	**Ft5,Rd,comp**	**Composant**
Ft5,Rd = Min (Ft5,Rd,comp)	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
Ft,ep,Rd(5) = 370,71	370,71	Platine d'about - traction
Ft,wb,Rd(5) = 520,22	520,22	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 732,87	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
Fc,fb,Rd - ∑14 Ftj,Rd = 998,89 - 914,38	84,52	Aile de la poutre - compression
Fc,wb,Rd - ∑14 Ftj,Rd = 914,38 - 914,38	0,00	Ame de la poutre - compression
Ft,ep,Rd(5 + 4) - ∑4^4 Ftj,Rd = 638,19 - 14,48	623,71	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(5 + 4) - ∑4^4 Ftj,Rd = 646,25 - 14,48	631,77	Ame de la poutre - traction - groupe
Ft,ep,Rd(5 + 4 + 3) - ∑4^3 Ftj,Rd = 943,75 - 247,42	696,33	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(5 + 4 + 3) - ∑4^3 Ftj,Rd = 917,68 - 247,42	670,26	Ame de la poutre - traction - groupe
Ft,ep,Rd(5 + 4 + 3 + 2) - ∑4^2 Ftj,Rd = 1252,69 - 525,48	727,21	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(5 + 4 + 3 + 2) - ∑4^2 Ftj,Rd = 1202,03 - 525,48	676,55	Ame de la poutre - traction - groupe
Ft,ep,Rd(5 + 4 + 3 + 2 + 1) - ∑4^1 Ftj,Rd = 1610,70 - 914,38	696,33	Platine d'about - traction - groupe
Ft,wb,Rd(5 + 4 + 3 + 2 + 1) - ∑4^1 Ftj,Rd = 1673,77 - 914,38	759,39	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	hj	Ftj,Rd	Ft,fc,Rd	Ft,wc,Rd	Ft,ep,Rd	Ft,wb,Rd	Ft,Rd	Bp,Rd
1	788	388,90	-	-	388,90	588,76	423,36	732,87
2	678	278,06	-	-	370,71	520,22	423,36	732,87
3	568	232,94	-	-	370,71	520,22	423,36	732,87
4	468	14,48	-	-	370,71	520,22	423,36	732,87
5	318	-	-	-	370,71	520,22	423,36	732,87
6	218	-	-	-	370,71	520,22	423,36	732,87
7	118	-	-	-	370,71	520,22	423,36	732,87

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

Mj,Rd = ∑ hj Ftj,Rd

$M_{j,Rd}$ = 633,98 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

Mb1,Ed / Mj,Rd ≤ 1,0 0,00 < 1,00 vérifié (0,00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\square_v$ = 0,60 Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

$\square_{Lf}$ = 0,91 Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd}$ = 164,22 [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max}$ = 211,68 [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int}$ = 324,00 [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext}$ = 324,00 [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	Ftj,Rd,N	Ftj,Ed,N	Ftj,Rd,M	Ftj,Ed,M	Ftj,Ed	Fvj,Rd
1	423,36	-9,40	388,90	0,36	-9,05	328,43
2	423,36	-9,40	278,06	0,26	-9,15	328,43
3	423,36	-9,40	232,94	0,21	-9,19	328,43
4	423,36	-9,40	14,48	0,01	-9,39	328,43
5	423,36	-9,40	0,00	0,00	-9,40	328,43
6	423,36	-9,40	0,00	0,00	-9,40	328,43
7	423,36	-9,40	0,00	0,00	-9,40	328,43

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

Ftj,Ed,N = Nj,Ed

Ftj,Rd,N / Nj,Rd

Ftj,Ed,M = Mj,Ed

Ftj,Rd,M / Mj,Rd

Ftj,Ed = Ftj,Ed,N + Ftj,Ed,M
Fvj,Rd = Min (nh Fv,Ed (1 - Ftj,Ed/ (1.4 nh Ft,Rd,max), nh Fv,Rd , nh Fb,Rd))
Vj,Rd = nh ∑1n Fvj,Rd [Tableau 3.4]
$V_{j,Rd}$ = 2299,04 [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed}$ /$V_{j,Rd}$ ≤ 1,0	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)

RESISTANCE DES SOUDURES

Aw =	210,48	[cm²]	Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
Awy =	87,47	[cm²]	Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
Awz =	123,01	[cm²]	Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
Iwy =	157198,21	[cm⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

□⊥max=□⊥max = -517606,12 [daN/m²] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]
□⊥=□⊥ = -501991,93 [daN/m²] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
□II = -407639,09 [daN/m²] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)] □w = 0,85 Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

□[□⊥max² + 3*(□⊥max²)] ≤ fu/(□w*□M2)	1035212,23 < 38117647,06 vérifié	(0,03)
□[□⊥² + 3*(□⊥²+□II²)] ≤ fu/(□w*□M2)	1227392,55 < 38117647,06 vérifié	(0,03)
□⊥ ≤ 0.9*fu/□M2	517606,12 < 29160000,00 vérifié	(0,02)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

twash =	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
hhead =	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
hnut =	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

twash =	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
Lb =	60	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k10 =	7	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	hj	k3	k4	k5	keff,j	keff,j hj	keff,j hj²
					Somme	123,46	7078,18
1	788	□	□	28	4	35,09	2764,78
2	678	□	□	17	4	24,89	1687,59
3	568	□	□	16	4	20,42	1159,96
4	468	□	□	19	4	18,14	848,98
5	318	□	□	19	4	12,33	391,91
6	218	□	□	15	4	7,66	167,00

7	118	□	□	23	4	4,92	57,96

keff,j = 1 / (∑35 (1 / ki,j)) [6.3.3.1.(2)]

zeq = ∑j keff,j hj ^{2} / ∑j keff,j hj [6.3.3.1.(3)]

z_{eq} = 573 [mm] Bras de levier équivalent

keq = ∑j keff,j hj / zeq [6.3.3.1.(1)]

k_{eq} = 22 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.1.(4)]

Sj,ini = E z eq ^{2} keq

$S_{j,ini}$ = 1486417,49 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

□ = 1,00 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

Sj = Sj,ini / □ [6.3.1.(4)]

S_j = 1486417,49 [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

Sj,rig = 46717,41 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

Sj,pin = 2919,84 [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

Sj,ini □ Sj,rig RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION AU NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

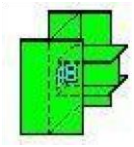
REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 160 [mm] > 120 [mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 14 [mm] < 15 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,04

3. Assemblage poutre-poutre:



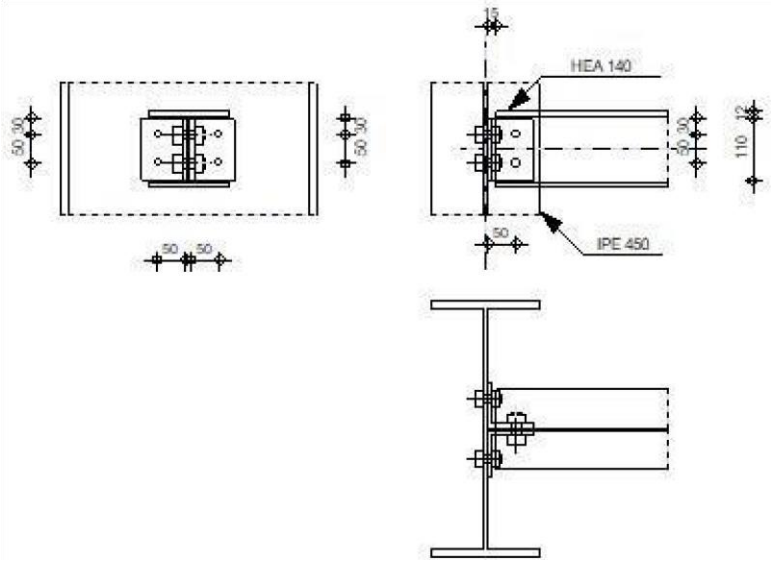
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,14**



G

ENERAL

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
Noeud de la structure: 142
Barres de la structure: 122, 241

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 450
Barre N°: 122
□ = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
hc = 450 [mm] Hauteur de la section du poteau
bfc = 190 [mm] Largeur de la section du poteau
twc = 9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
tfc = 15 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
rc = 21 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
Ac = 98,82 [cm^2] Aire de la section du poteau
Iyc = 33742,90 [cm^4] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 275
fyc = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance de calcul fuc = 43000000,00 [daN/m^2] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: HEA 140
Barre N°:241
□ = -0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
hb = 133 [mm] Hauteur de la section de la poutre
bb = 140 [mm] Largeur de la section de la poutre
twb = 6 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
tfb = 9 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
rb = 12 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
Ab = 31,42 [cm^2] Aire de la section de la poutre
Iyb = 1033,13 [cm^4] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
fyb = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance de calcul fub = 43000000,00 [daN/m^2] Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé: CAE 80x8
hk = 80 [mm] Hauteur de la section de la cornière
bk = 80 [mm] Largeur de la section de la cornière
tfk = 8 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
rk = 10 [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
lk = 110 [mm] Longueur de la cornière
Matériau: S 275
fyk = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance de calcul fuk = 43000000,00 [daN/m^2] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = 5.8 Classe du boulon d = 14 [mm]
Diamètre du boulon d_0 = 15 [mm] Diamètre du trou de boulon A_s = 1,15 [cm^2] Aire de la section efficace du boulon A_v = 1,54 [cm^2] Aire de la section du boulon fub = 50000000,00 [daN/m^2] Résistance à la traction
k = 1 Nombre de colonnes des boulons

w =	2	Nombre de rangéss des boulons
e1 =	30 [mm]	Niveau du premier boulon
p1 =	50 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = 4.8 Classe du boulon d = 16 [mm]
Diamètre du boulon d_0 = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon A_s = 1,57 [cm^2] Aire de la section efficace du boulon A_v = 2,01 [cm^2] Aire de la section du boulon fub = 40000000,00 [daN/m^2]
Résistance à la traction

k = 1	Nombre de colonnes des boulons	
Classe =	4.8	Classe du boulon
w =	2	Nombre de rangéss des boulons
e1 =	30 [mm]	Niveau du premier boulon
p1 =	50 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 13:G + 1,5S (1+2+3)*1.00+6*1.50
Nb,Ed = 10,92 [kN] Effort axial
Vb,Ed = 0,52 [kN] Effort tranchant
Mb,Ed = 0,00 [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ = 36,95 [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon Fv,Rd= 0.6*fub*Av*m/γM2
$F_{t,Rd}$ = 41,40 [kN] Résistance d'un boulon à la traction Ft,Rd= 0.9*fu*As/γM2

Pression du boulon sur l'âme du poteau Direction x

k1x = 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

□bx = 1,00 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ □bx=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]

□bx > 0.0 1,00 > 0,00 vérifié

Fb,Rd1x = 113 ,[kN] Résistance d'un boulon eniamétrale Fb,Rd1x=k1x*□bx*fu*d*ti/□M2 18 Direction z pression d

k1z = 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

□bz = 0,86 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ □bz=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

□bz > 0.0 0,86 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1z}$ = 97,46 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z}$=k_{1z}*□bz*f_u*d*t_i/□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

□bx = 0,67 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ □bx=min[e2/(3*d0), fub/fu, 1]

□bx > 0.0 0,67 > 0,00 vérifié

Fb,Rd2x = 64,2 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale 1 $F_{b,Rd2x}$=k_{1x}*□bx*f_u*d*t_i/□M2 Direction z

k1z = 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

□bz = 0,67 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ □bz=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

□bz > 0.0 0,67 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd2z}$ = 64,21 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z}$=k_{1z}*□bz*f_u*d*t_i/□M2

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

e = 53 [mm]

M_0 = 0,01 [kN* Moment fléchissant réel m] M_0=0.5*$V_{b,Ed}$*e

F_{Vz} = 0,13 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant F_{Vz}=0.5*|$V_{b,Ed}$|/n

Fx,Ed
= 0,27 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x — Fx,Ed = FNx + FMx

Fz,Ed
= 0,13 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z — Fz,Ed = FVz + FMz

F_{Ed} = 0,30 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon — F Ed = □(F x,Ed2 + Fz,Ed2)

FRdx 64,2 = 1 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x — FRdx=min(FbRd1x, FbRd2x)

FRdz 64,2 = 1 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z — FRdz=min(FbRd1z, FbRd2z)

F_{Mx} = 0,27 [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment — FMx=|M0|*zi/∑z$_i^2$

|Fx,Ed| < FRdx	0.27 < 36.95	vérifié	(0.00)
|Fz,Ed| ≤ FRdz	0.13 < 36.95	vérifié	(0.00)
FEd ≤ Fv,Rd	0,30 < 36,95	vérifié	(0,01)

Traction des boulons

Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme e = 55 [mm] du poteau

= 0,0 [kN*
1

M_{0t} m] Moment fléchissant réel — M_{0t}=0.5*$V_{b,Ed}$*e

Ft,Ed 3,0 [kN] — Ft,Ed=M_{0t}*z_{max}/∑z_i^2 +
2

= Effort de traction dans le boulon extrême — 0.5*$N_{b2,Ed}$/n

Ft,Ed ≤ Ft,Rd vérifié 3.02 < 41.40 (0,07)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed}$ = 0,30 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon — Fv,Ed = □[Fx,Ed^2 + Fz,Ed^2]

$_{t,Rd}$) ≤ 1.0 0,06 < 1,00 vérifié (0,06)

Fv,Ed/F v,Rd + Ft,Ed/(1.4*F

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ = 77,21 [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon

$F_{v,Rd}$= 0.6*f_{ub}*A_v*m/□$_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre Direction x

k_{1x} = 2,19	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]	
k1x > 0.0	2,19 > 0,00	vérifié	
□bx = 0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	□$_{bx}$=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]	
□bx > 0.0	0,65 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd1x}$ = 42,95 [kN]	Résistance d'un boulon en diamétrale pression Direction z	Fb,Rd1x=k1x*□bx*fu*d*ti/□M2	
k1z = 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	
□bz = 0,68	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	□$_{bz}$=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]	
□$_{bz}$ > 0.0	0,68 > 0,00	vérifié	
Fb,Rd1z = 51,15 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale Fb,Rd1z=k1z*□bz*fu*d*ti/□M2		

Pression du boulon sur la cornière Direction x

k_{1x} = 2,19	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]

0.0	2,19 > 0,00	vérifié	
= 0,56	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		□bx=min[e
0.0	0,56 > 0,00	vérifié	
2x = 107,09	Direction z	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x}=k_{1x}$*□bx*f_u*d*t_i/□
2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		k_{1z}=min[2.
0.0	2,50 > 0,00	vérifié	
0,56	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		□bz=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*
0.0	0,56 > 0,00	vérifié	

= 122,31 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale F **FORCES AGISSANT SUR LES** b,Rd2z=k1z*□

LONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

ement des boulons

	55 [mm]		Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
0,	03]	[kN*m	Moment fléchissant réel	M0=
=	5,46	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
	0,26	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
=	0,57	[kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	FMx=|M_0|*z_i/∑(x
=	0,00	[kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	FMz=|M_0|*x_i/∑(x
	6,03	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	Fx
=	0,26	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	Fz
6,04		[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	F Ed = □(
42,95 [kN]	=		Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	FRdx=min(
51,15 [kN]			Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	FRdz=min(
| ≤ FRdx		|6,03| < 42,95 vérifié		(0,
| ≤ FRdz FEd ≤			|0,26| < 51,15	
			6,04 < 77,21 vérifié	

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL) CORNIERE

A_{nt} = 2,56 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

A_{nv} = 3,36 [cm^2] Aire de la zone de la section en traction

V_{effRd} = 141,41 [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous VeffRd=fu*Ant/□M2 + (1/□3)*fy*Anv/□M0

|0.5*Nb,Ed| ≤ VeffRd	|5,46| < 141,41	vérifié	(0,04)

POUTRE

Ant = 1,76 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

Anv = 2,86 [cm^2] Aire de la zone de la section en traction

VeffRd = 105,95 [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd}=f_u*A_{nt}/\square_{M2} + (1/\square 3)*f_y*A_{nv}/\square_{M0}$

|Nb,Ed| ≤ VeffRd	|10,92| < 105,95	vérifié	(0,10)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

A_{nt} = 1,68 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

A_{nv} = 4,24 [cm^2] Aire de la zone de la section en traction

V_{effRd} = 96,22 [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous VeffRd=0.5*fu*Ant/□M2 + (1/□3)*fy*Anv/□M0

|0.5*Vb,Ed| ≤ VeffRd	|0,26| < 96,22	vérifié	(0,00)

POUTRE

Ant = 1,43 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

Anv = 3,55 [cm^2] Aire de la zone de la section en traction

VeffRd = 80,92 [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\square_{M2} + (1/\square 3)*f_y*A_{nv}/\square_{M0}$

|Vb,Ed| ≤ VeffRd	|0,52| < 80,92	vérifié	(0,01)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

A_t = 8,80 [cm^2] Aire de la zone tendue de la sectionu brutte $A_{t,net}$ = 5,92 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

0.9*(At,net/At) ≥ (fy*□M2)/(fu*□M0)	0,61 < 0,80	

W_{net} = 12,72 [cm^3] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet}$ = 3,50 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion Mc,Rdnet = Wnet*fyp/□M0

|M0| ≤ Mc,Rdnet	|0,01| < 3,50 vérifié	(0,00)

Av = 8,80 [cm^2]	Aire de la section efficace en cisaillement	Av = la*tfa
Av,net = 5,92 [cm^2]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	Avnet=Av-nv*d0
Vpl,Rd = 139,72 [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	Vpl,Rd=(Av,net*fy)/(□3*□M0)
|0.5*Vb,Ed| ≤ Vpl,Rd	|0,26| < 139,72 vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

A_t = 7,32 [cm^2] Aire de la zone tendue de la sectionu brutte $A_{t,net}$ = 5,33 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

0.9*(At,net/At) ≥ (fy*□M2)/(fu*□M0)	0,66 < 0,80	

W_{net} = 14,68 [cm^3] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet}$ = 4,04 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion Mc,Rdnet = Wnet*fyp/□M0

|M0| ≤ Mc,Rdnet	|0,03| < 4,04 vérifié	(0,01)

Av = 7,32 [cm^2]	Aire de la section efficace en cisaillement	
Av,net = 5,33 [cm^2]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	Avnet=Av-nv*d0
Vpl,Rd = 116,14 [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	Vpl,Rd=(Av,net*fy)/(□3*□M0)
	|0,52| < 116,14 vérifié	(0,00)

Vb,Ed ≤
Vpl,Rd

S
R
EMARQUE

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible 3 [mm] < 12 [mm]
3 [mm] < 12
[mm]

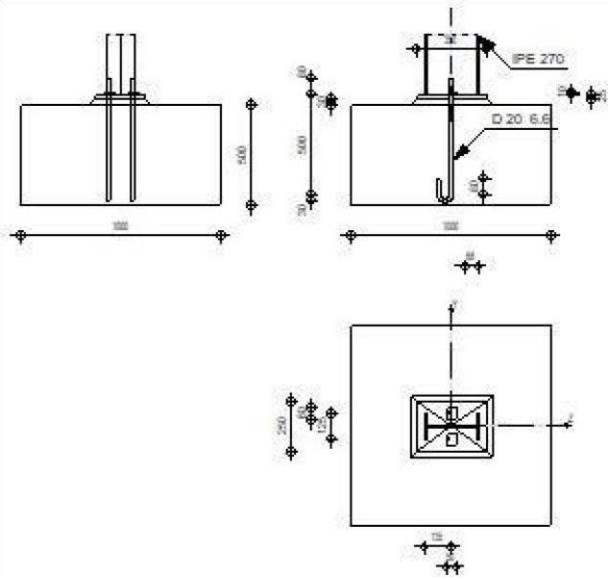
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,14

4. Assemblage pied de poteau articulé

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019
Calcul du Pied de Poteau articulé
Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB
Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Ratio **0,51**



G
ENERAL

Assemblage N°: 21
Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé
Noeud de la structure: 189
Barres de la structure: 1203

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 270
Barre N°: 1203
Lc = 9,80 [m] Longueur du poteau
□ = 0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
hc = 270 [mm] Hauteur de la section du poteau
bfc = 135 [mm] Largeur de la section du poteau
twc = 7 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
L_c = 9,80 [m] Longueur du poteau
tfc = 10 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c = 15 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
A_c = 45,95 [cm^2] Aire de la section du poteau
Iyc = 5789,78 [cm^4] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 275
fyc = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance fuc = 43000000,00 [daN/m^2] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

lpd = 350 [mm] Longueur
bpd = 250 [mm] Largeur
tpd = 25 [mm] Epaisseur
Matériau:ACIER E28
fypd = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance
fupd = 40500000,00 [daN/m^2] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = 6.6 Classe de tiges d'ancrage
fyb = 36000000,00 [daN/m^2] Limite de plasticité du matériau du boulon
fub = 60000000,00 [daN/m^2] Résistance du matériau du boulon à la traction
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
A_s = 2,45 [cm^2] Aire de la section efficace du boulon A_v = 3,14 [cm^2] Aire de la section du boulon n = 2 Nombre de rangéss des boulons e_V = 125 [mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

L1 = 80 [mm]
L2 = 500 [mm]
L3 = 60 [mm]
L4 = 80 [mm]

Platine

lwd = 50 [mm] Longueur
bwd = 60 [mm] Largeur
twd = 10 [mm] Epaisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

□M0 = 1,00 Coefficient de sécurité partiel
□M2 = 1,25 Coefficient de sécurité partiel
□C = 1,50 Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L = 1000 [mm] Longueur de la semelle
B = 1000 [mm] Largeur de la semelle
H = 500 [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C25/30
f_{ck} = 2500000,00 [daN/m^2] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

t_g = 30 [mm] Epaisseur du mortier de calage
fck,g = 1200000,00 [daN/m^2] Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

a_p = 8 [mm] Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Cas: 12: G + 1,5 WP (1+2+3)*1.00+8*1.50
Nj,Ed = -22,95 [kN] Effort axial
Vj,Ed,y = -0,35 [kN] Effort tranchant
Vj,Ed,z = 17,02 [kN] Effort tranchant

TATS

R ESUL

ZONE COMPRIM EE
COMPRESSION DU BETON

fcd = 1666666,67 [daN/m^2] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 2999118,04 [daN/m^2] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise c = t_p □(f_{yp}/(3*f_j*□$_{M0}$)) [6.2.5.(7)]

c = 44 [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 94 [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 222 [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 208,86 [cm^2] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 1879,75 [cm^2] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

Frdu = Ac0*fcd*□(Ac1/Ac0) ≤ 3*Ac0*fcd

Frdu = 1044,31 [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

□$_j$ = 0,67 Coefficient réducteur pour la compression fjd = □j*Frdu/(beff*leff) [6.2.5.(7)]

f_{jd} = 3333333,33 [daN/m^2] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

Ac,n = 570,20 [cm^2] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

Fc,Rd,i = AC,i*fjd

$F_{c,Rd,n}$ = 1900,67 [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

Nj,Rd = Fc,Rd,n

Nj,Rd = 1900,67 [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

Nj,Ed / Nj,Rd ≤ 1,0 (6.24) 0,01 < 1,00 vérifié (0,01)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

□$_{d,y}$ = 0,95 Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

□b,y = 0,95 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]

F1,vb,Rd,y = k1,y*□b,y*fup*d*tp / □M2

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 383,52 [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

□$_{d,z}$ = 2,65 Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

□b,z = 1,00 Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4] $k_{1,z}$ = 2,50 Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

F1,vb,Rd,z = k1,z*□b,z*fup*d*tp / □M2

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 405,00 [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

□b = 0,33 Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

A_{vb} = 3,14 [cm^2] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

fub = 60000000,00 [daN/m^2] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]
γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]
F2,vb,Rd = αb*fub*Avb/γM2
$F_{2,vb,Rd}$ = 50,06 [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]
γ_M = 2,00 Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s}$ = 0 42 [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]
l_{sm} = 53 [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]
γ_{Ms} = 1,20 Coefficient de sécurité partiel CEB
Fv,Rd,sm = γM*MRk,s/(lsm*γMs) [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm}$ = 13,46 [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c}$ = 184,31 [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]
γ_{Mc} = 2,16 Coefficient de sécurité partiel CEB
Fv,Rd,cp = k3*NRk,c/γMc [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp}$ = 170,66 [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0$ = 739,77 [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]
$\gamma_{A,V,y}$ = 0,50 Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]
$\gamma_{h,V,y}$ = 1,09 Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]
$\gamma_{s,V,y}$ = 0,90 Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

□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)]

□□,V,y = 1,00 Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

□ucr,V,y = 1,00 Coef. dépendant du mode de ferraillage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

□Mc = 2,16 Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

Fv,Rd,c,y = VRk,c,y⁰*□A,V,y*□h,V,y*□s,V,y*□ec,V,y*□□,V,y*□ucr,V,y/□Mc

$F_{v,Rd,c,y}$ = 169,03 [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$ = 727,13 [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

□A,V,z = 0,52 Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

□h,V,z = 1,09 Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

□s,V,z = 0,90 Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

□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)]

□□,V,z = 1,00 Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

□ucr,V,z = 1,00 Coef. dépendant du mode de ferraillage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

□Mc = 2,16 Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

Fv,Rd,c,z = VRk,c,z⁰*□A,V,z*□h,V,z*□s,V,z*□ec,V,z*□□,V,z*□ucr,V,z/□Mc

$F_{v,Rd,c,z}$ = 172,19 [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)]

$N_{c,Ed}$ = 22,95 [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

Ff,Rd = Cf,d*Nc,Ed

$F_{f,Rd}$ = 6,89 [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

Vj,Rd,y = nb*min(F1,vb,Rd,y, F2,vb,Rd, Fv,Rd,sm, Fv,Rd,cp, Fv,Rd,c,y) + Ff,Rd

Vj,Rd,y = 33,81 [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

Vj,Ed,y / Vj,Rd,y ≤ 1,0	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)

Vj,Rd,z = nb*min(F1,vb,Rd,z, F2,vb,Rd, Fv,Rd,sm, Fv,Rd,cp, Fv,Rd,c,z) + Ff,Rd

Vj,Rd,z = 33,81 [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

Vj,Ed,z / Vj,Rd,z ≤ 1,0	0,50 < 1,00	vérifié	(0,50)
Vj,Ed,y / Vj,Rd,y + Vj,Ed,z / Vj,Rd,z ≤ 1,0	0,51 < 1,00	vérifié	(0,51)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

□⊥ = 148286,22 [daN/m²] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

□⊥ = 148286,22 [daN/m²] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

□yII = -8223,48 [daN/m²] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

□zII = 426253,34 [daN/m²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
□W = 0,85	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\square_{\perp} / (0.9*f_u/\square_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
$\square(\square_{\perp}^2 + 3.0 (\square_{yII}^2 + \square_{\perp}^2)) / (f_u/(\square_W*\square_{M2}))) \leq$< 1,00 1.0 (4.1) 0,01		vérifié	(0,01)
$\square(\square_{\perp}^2 + 3.0 (\square_{zII}^2 + \square_{\perp}^2)) / (f_u/(\square_W*\square_{M2}))) \leq$< 1,00 1.0 (4.1) 0,02		vérifié	(0,02)

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

REMARQUES

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible. 30 [mm] < 60 [mm]
Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. 80 [mm] < 100 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,51

5. Assemblage gousset du contreventement

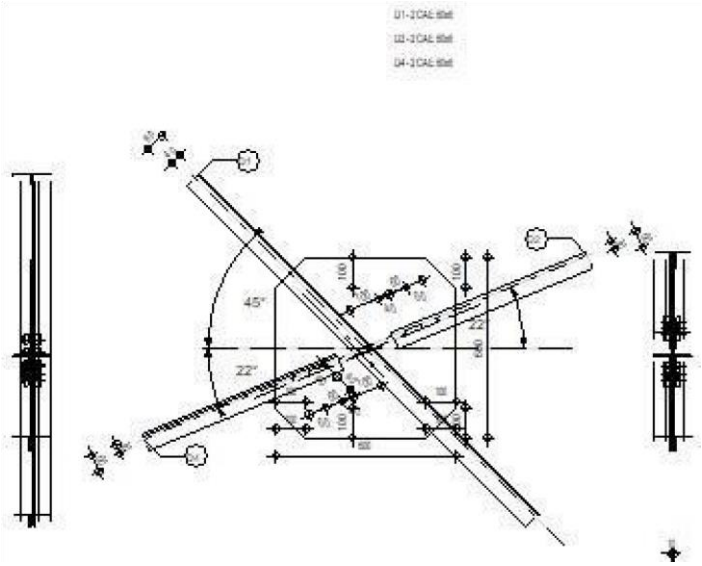
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,79**



G

ENERAL

Assemblage N°: 23
Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
Noeud de la structure: 1345
Barres de la structure: 686, 686, 80, 0,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1-3	Barre 2		Barre 4		
Barre N°:		686	686		0		
Profilé:		2 CAE 60x6	2 CAE 60x6		2 CAE 60x6		
	h	60	60		60		mm
	bf	60	60		60		mm
	tw	6	6		6		mm
	tf	6	6		6		mm
	r	8	8		8		mm
	A	13,82	13,82		13,82		cm2
Matériau:		S 275	S 275		S 275		
	fy	27500000,00	27500000,00		27500000,00		daN/m2
	fu	43000000,00	43000000,00		43000000,00		daN/m2
Angle	□	45,0	22,4		22,4		Deg
		Barre 1-3	**Barre 2**		**Barre 4**		
Longueur	l	0,00	0,00		0,00		m

BOULONS

Barre 1-3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = 8.8 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d 0 = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon A_s = 1,57 [cm^2] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 2,01 [cm^2] Aire de la section du boulon
fyb = 55000000,00 [daN/m^2] Limite de plasticité fub = 80000000,00 [daN/m^2] Résistance du boulon à la traction n = 3 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]
e_2 = 40 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon d = 16 [mm] Diamètre du boulon d_0 = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon

AA_sv == 21,,5701 [[cmcm ^{22}]] AireAire dede lala sectionsection duefficace boulon du boulon

f_{yb} = 55000000,00 [daN/m^2] Limite de plasticité f_{ub} = 80000000,00 [daN/m^2] Résistance du boulon à la traction n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

e_1 = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre e_2 = 30 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

d = 16 [mm] Diamètre du boulon

d_0 = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon A_s = 1,57 [cm^2] Aire de la section efficace du boulon

A_v = 2,01 [cm^2] Aire de la section du boulon

fyb = 55000000,00 [daN/m^2] Limite de plasticité fub = 80000000,00 [daN/m^2] Résistance du boulon à la traction n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

e_1 = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre e_2 = 30 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l_p = 600 [mm] Longueur de la platine h_p = 600 [mm] Hauteur de la platine

t_p = 10 [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

h_1 =	100	[mm] Grugeage
v_1 =	100	[mm] Grugeage
h_2 =	100	[mm] Grugeage
v_2 =	100	[mm] Grugeage
h_3 =	100	[mm] Grugeage
v_3 =	100	[mm] Grugeage
h_4 =	100	[mm] Grugeage
v_4 =	100	

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

e V = 300 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres e_H = 300 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: S 235 fy = 23500000,00 [daN/m^2] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

□M0 = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
□$_{M2}$ = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 10: 1,35G +1,5Q (1+2+3)*1.35+(4+5)*1.50
Nb1,Ed = -163,54 [kN] Effort axial
Nb2,Ed = -162,95 [kN] Effort axial
Nb3,Ed = 0,00 [kN] Effort axial
Nb4,Ed = 0,00 [kN] Effort axial

R ESU LTATS

B ARRE 1-3

R ESISTANCE DES B OULON S

$F_{v,Rd}$ = 154,42 [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement Fv,Rd= 0.6*fub*Av*m/□M2

Pression du boulon sur la barre Directio n x

k_{1x} = 1,41 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_{1x}=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]

k_{1x} > 0.0 1,41 > 0,00 vérifié

□$_{bx}$ = 0,74 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons □$_{bx}$=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

□$_{bx}$ > 0.0 0,74 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1x}$ = 69,04 [kN] Résistance de calcul à l'état limite de la paroi du trou de plastification Directio n z $F_{b,Rd1x}$=k_{1x}*□$_{bx}$*f_u*d*t_i/□$_{M2}$

k1z =	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	k_{1z}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]
k_{1z} > 0.0		2,50 > 0,00	vérifié
□bz =	0,37	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	□$_{bz}$=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]
□$_{bz}$ > 0.0		0,37 > 0,00	vérifié
Fb,Rd1z =	61,16 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	Fb,Rd1z=k1z*□bz*fu*d*ti/□M2
Pression du boulon sur la platine			
Direction	x		
k1x =	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	k_1=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]
k_{1x} > 0.0		2,50 > 0,00	vérifié
□$_{bx}$ = 0,86		Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	□$_{bx}$=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]
□$_{bx}$ > 0.0		0,86 > 0,00	vérifié
Fb,Rd2x =	99,20 [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x}$=k_1*□$_b$*f_u*d*t_i/□$_{M2}$
Direction	z		
k1z =	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	k_{1z}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]
k_{1z} > 0.0		2,50 > 0,00	vérifié
□bz =	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	□$_{bz}$=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]
□$_{bz}$ > 0.0		1,00 > 0,00	vérifié
Fb,Rd2z =	115,20 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	Fb,Rd2z=k1z*□bz*fu*d*ti/□M2

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

e = 23 [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

M0 = -3,78 [kN*m] Moment fléchissant réel M0=$N_{b1,Ed}$*e

F_{NSd} = -54,51 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial FNSd = Nb1,Ed/n

F_{MSd} = -31,51 [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment F_{MSd}=M0*xmax/□xi ^{2}

$F_{x,Ed}$ = -54,51 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x Fx,Ed = FNSd

$F_{z,Ed}$ = -31,51 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z Fz,Ed = FMSd

F_{Ed} = 62,97 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon FEd = □(Fx,Ed2 + Fz,Ed2)

F_{Rdx} = 69,04 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x FRdx=min(FbRd1x, FbRd2x)

F_{Rdz} = 61,16 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z FRdz=min(FbRd1z, FbRd2z)

|Fx,Ed| ≤ FRdx	|-54,51| < 69,04	vérifié	(0,79)
|Fz,Ed| ≤ FRdz	|-31,51| < 61,16	vérifié	(0,52)
FEd ≤ FvRd	62,97 < 154,42	vérifié	(0,41)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

□3 = 0,57 Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

A = 6,91 [m^2] Aire de la section transversale de la cornière

Anet = 5,83 [m^2] Aire de la section nette Anet = A - d0*tf1

Nu,Rd [kN] = 113,65 Résistance de calcul de la section nette Nu,Rd = (□3*Anet*fu1)/□M2

Npl,Rd [kN] = 171,02 Résistance de calcul plastique de la section brute Npl,Rd = (0.9*A*fy1)/□M2

|0.5*Nb1,Ed| ≤ Nu,R d	|-81,77| < 113,65	vérifié	(0,72)
|0.5*Nb1,Ed| ≤ Npl,Rd	|-81,77| < 171,02	vérifié	(0,48)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC A_{nt} = 0,66 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

A_{nv} = 6,90 [cm^2] Aire de la zone de la section en traction

V_{effRd} = 120,90 [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/□_{M2} + (1/□3)*f_y*A_{nv}/□_{M0}$

|0.5*Nb1,Ed| ≤ VeffRd	|-81,77| < 120,90	vérifié	(0,68)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ = 154,42 [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement Fv,Rd= 0.6*fub*Av*m/□M2

Pression du boulon sur la barre

Direction x $k_{1x}=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

k_{1x} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

k1x > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié

□bx = 0,74 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons □bx=min[$e_1/(3*d_0)$, $p_1/(3*d_0)$-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

□bx > 0.0	0,74 > 0,00	vérifié

Fb,Rd1x 122,3 [kN Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou Fb,Rd1x=k1x*□bx*fu*d*ti/□M = 1] 2

Direction z

k_{1z} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

k_{1z} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié

□bz = 0,56 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ □bz=min[$e_2/(3*d_0)$, f_{ub}/f_u, 1]

□bz > 0.0	0,56 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd1z}$ = 91,73 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z}=k_{1z}*□_{bz}*f_u*d*t_i/□_{M2}$

Pression du boulon sur la platine Direction x

k_{1x} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

k_{1x} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié

□bx = 0,86 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons □bx=min[$e_1/(3*d_0)$, $p_1/(3*d_0)$-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

□bx > 0.0	0,86 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd2x}$ = 99,20 [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x}=k_1*□_b*f_u*d*t_i/□_{M2}$

Direction z

k_{1z} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

k_{1z} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié

□bz = 1,00 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ □bz=min[$e_2/(3*d_0)$, f_{ub}/f_u, 1]

□bz > 0.0 1,00 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd2z}$ = 115,20 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z}=k_{1z}*□_{bz}*f_u*d*t_i/□_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

e = 13 [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

M0 = -2,14	[kN*m]	Moment fléchissant réel	M0=Nb2,Ed*e
FNSd = -54,32	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	FNSd = Nb2,Ed/n
FMSd = -17,82	[kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	MSd=M0*xmax/□xi^2
Fx,Ed = -54,32	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	Fx,Ed = FNSd
Fz,Ed = -17,82	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	Fz,Ed = FMSd
FEd = 57,17	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	FEd = □(Fx,Ed^2 + Fz,Ed^2)
FRdx = 99,20	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	FRdx=min(FbRd1x, FbRd2x)
FRdz = 91,73	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	FRdz=min(FbRd1z, FbRd2z)

|Fx,Ed| ≤ FRdx	|-54,32| < 99,20	vérifié	(0,55)
|Fz,Ed| ≤ FRdz	57,17 < 154,42	vérifié	(0,19)
FEd ≤ FvRd	|-17,82| < 91,73	vérifié	

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

□3 = 0,57 [Tableau 3.8]
Coefficient de réduction

A = 6,91	[cm^2]	Aire de la section transversale de la cornière	
Anet = 5,83	[cm^2]	Aire de la section nette	Anet = A - d0*tf2
Nu,Rd = 113,65	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	Nu,Rd = (□3*Anet*fu2)/□M2
Npl,Rd = 171,02	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	Npl,Rd = (0.9*A*fy2)/□M2

|0.5*Nb2,Ed| ≤ Nu,Rd	|-81,48| < 113,65	vérifié	(0,72)

|0.5*Nb2,Ed| ≤ Npl,Rd |-81,48| < 171,02 vérifié (0,48)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

Ant = 1,26 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

Anv = 6,90 [cm^2] Aire de la zone de la section en traction

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

A_{nt} = 1,26 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

V_{effRd} = 131,22 [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous VeffRd=0.5*fu*Ant/□M2 + (1/□3)*fy*Anv/□M0

|0.5*Nb2,Ed| ≤ VeffRd |-81,48| < 131,22 vérifié (0,62)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ = 154,42 [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement Fv,Rd= 0.6*fub*Av*m/□M2

Pression du boulon sur la barre min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]

Direction x

k_{1x} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_{1x}=

k1x > 0.0 2,50 > 0,00 vérifié

□$_{bx}$ = 0,74 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons □$_{bx}$=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

□$_{bx}$ > 0.0 0,74 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1x}$ = 122,31 [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x}$=k_{1x}*□$_{bx}$*f_u*d*t_i/□$_{M2}$

Direction z

k_{1z} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_{1z}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]

k_{1z} > 0.0 2,50 > 0,00 vérifié

□bz = 0,56 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ □bz=min[e2/(3*d0), fub/fu, 1]

□$_{bz}$ > 0.0 0,56 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1z}$ = 91,73 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z}$=k_{1z}*□$_{bz}$*f_u*d*t_i/□$_{M2}$

Pression du boulon sur la platine Direction x

k_{1x} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_1=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]

k_{1x} > 0.0 2,50 > 0,00 vérifié

□$_{bx}$ = 0,86 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons □$_{bx}$=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

□$_{bx}$ > 0.0 0,86 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd2x}$ = 99,20 [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x}=k_1*\square_b*f_u*d*t_i/\square_{M2}$

Direction z

k_{1z} = 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	k_{1z}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7,
	k_{1z} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié
□bz = 1]	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	□bz=min[e2/(3*d0), fub/fu,

- 0.0		1,00 > 0,00		vérifié	

2z = 115,20 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale Fb,Rd2z=k1z*□bz*fu*d*ti/□M2

IFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

ement des b oulons

0,00	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		FNSd = Nb
0,00	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		Fx,Ed =
0,00	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		Fz,Ed =
0,00	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		FEd = □(Fx Fz,Ed^2)
=	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		FRdx=min(Fb FbRd2x)
=	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		FRdz=min(Fb FbRd2z)

d|	≤	|0,00| < 99,20		vérifié
d|	≤	|0,00| < 91,73		vérifié
≤ FvRd		0,00 < 154,42	(0,00)	vérifié

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\square_3 = 0,57$ Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

A = 6,91 [m^2] Aire de la section transversale de la cornière

A_{net} = 5,83 [m^2] Aire de la section nette $A_{net} = A - d_0 * t_{f4}$

$N_{u,Rd}$ = 113,65 [kN] Résistance de calcul de la section nette Nu,Rd = ($\square$3*Anet*fu4)/$\square$M2

$N_{pl,Rd}$ = 171,02 [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd}$ = $(0.9*A*f_{y4})/\square_{M2}$

|0.5*Nb4,Ed| ≤ Nu,Rd	|0,00| < 113,65	vérifié	(0,00)
|0.5*Nb4,Ed| ≤ Npl,Rd	|0,00| < 171,02	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC A_{nt} = 1,26 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

A_{nv} = 6,90 [cm^2] Aire de la zone de la section en traction

V_{effRd} = 131,22 [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $\square$M2 + VeffRd=0.5*fu*Ant/ (1/$\square$3)*fy*Anv/$\square$M0

|0.5*Nb4,Ed| ≤ VeffRd	|0,00| < 131,22	vérifié	(0,00)

REMARQUES

Pince boulon-extrémité extérieur de la barre 1 trop faible 20 [mm] < 22 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,79

6. Assemblage solive-poutre principale

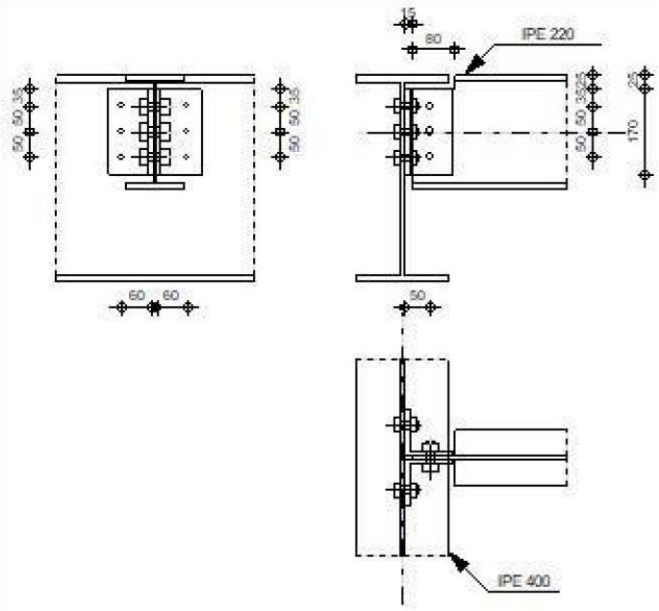
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,33**



GENERAL

Assemblage N°: 24
Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
Noeud de la structure: 924
Barres de la structure: 702, 781

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 400
Barre N°: 702
□ = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
hg = 400 [mm] Hauteur de la section poutre principale
bfg = 180 [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
twg = 9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
tfg = 14 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
rg = 21 [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
Ap = 84,46 [cm^2] Aire de la section de la poutre principale

Iyp = 23128,40 [cm^4] Moment d'inertie de la section de la poutre pricnipale

Matériau: S 275

fyg = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance de calcul fug = 43000000,00 [daN/m^2] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 220

Barre N°:781

□ = -0,0 [Deg] Angle d'inclinaison

hb = 220 [mm] Hauteur de la section de la poutre

bb = 110 [mm] Largeur de la section de la poutre

twb = 6 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

tfb = 9 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

rb = 12 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

Ab = 33,37 [cm^2] Aire de la section de la poutre

Iyb = 2771,84 [cm^4] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

fyb = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance de calcul fub = 43000000,00 [daN/m^2] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

h_1 = 25 [mm] Encoche supérieur h_2 = 0 [mm] Encoche inférieure l = 80 [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 90x9 h_k = 90 [mm] Hauteur de la section de la cornière b_k = 90 [mm] Largeur de la section de la cornière t_{fk} = 9 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière r_k = 11 [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière l_k = 170 [mm] Longueur de la cornière

Matériau: S 275

fyk = 27500000,00 [daN/m^2] Résistance de calcul

fuk = 43000000,00 [daN/m^2] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	14	[mm]	Diamètre du boulon
d0 =	15	[mm]	Diamètre du trou de boulon
As =	1,15	[cm^2]	Aire de la section efficace du boulon
Av =	1,54	[cm^2]	Aire de la section du boulon

fub = 80000000,00 [daN/m^2] Résistance à la traction

k =	1		Nombre de colonnes des boulons
w =	3		Nombre de rangéss des boulons
e1 =	35	[mm]	Niveau du premier boulon
p1 =	50	[mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon d = 16 [mm]

Diamètre du boulon d_0 = 18 [mm]

Diamètre du trou de boulon A_s = 1,57 [cm^2]

Aire de la section efficace du boulon A_v = 2,01 [cm^2] Aire de la section du boulon fub = 40000000,00 [daN/m^2] Résistance à la traction

k = 1 Nombre de colonnes des boulons w = 3 Nombre de rangéss des boulons

e_1 = 35 [mm] Niveau du premier boulon p1 = 50 [mm] Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

□M0 = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

□M2 = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 10: 1,35G +1,5Q (1+2+3)*1.35+(4+5)*1.50

Nb,Ed = -0,00 [kN] Effort axial

Vb,Ed = 28,08 [kN] Effort tranchant

Mb,Ed = 0,00 [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ = 59,11 [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon Fv,Rd= 0.6*fub*Av*m/□M2

$F_{t,Rd}$ = 66,24 [kN] Résistance d'un boulon à la traction Ft,Rd= 0.9*fu*As/□M2

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale Direction x

k1x = 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

□bx = 1,00 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $□_{bx}$=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]

$□_{bx}$ > 0.0 1,00 > 0,00 vérifié

Fb,Rd1x = 103,54 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x}$=k_{1x}*$□_{bx}$*f_u*d*t_i/$□_{M2}$

Direction z

k1z = 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

□bz = 0,86 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $□_{bz}$=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

$□_{bz}$ > 0.0 0,86 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1z}$ = 89,16 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z}$=k_{1z}*$□_{bz}$*f_u*d*t_i/$□_{M2}$

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

□bx = 0,67 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ □bx=min[e2/(3*d0), fub/fu, 1]

$□_{bx}$ > 0.0 0,67 > 0,00 vérifié

Fb,Rd2x = 72,24 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x}$=k_{1x}*$□_{bx}$*f_u*d*t_i/$□_{M2}$

Direction z

k1z = 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

□bz = 0,78 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $□_{bz}$=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

$□_{bz}$ > 0.0 0,78 > 0,00 vérifié

Fb,Rd2z = 84,28 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale Fb,Rd2z=k1z*□bz*fu*d*ti/□M2

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

Cisaillement des boulons

Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de e = 63 [mm] l'âme de la poutre

M_0 = 0,8 [kN* m] Moment fléchissant réel M0=0.5*Vb,Ed*e

FVz 4,68 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant F_{Vz}=0.5*|$V_{b,Ed}$|/n

FMx 8,84 [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment FMx=|M0|*zi/∑z 2 i

Fx,Ed 8,84 [kN]

= Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed}$ = F_{Nx} + F_{Mx}

Fz,Ed 4,68 [kN]

= Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed}$ = F_{Vz} + F_{Mz}

FEd 10,00 [kN] FEd = □(Fx,Ed2 +

= Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{z,Ed}$2)

FRdx 72,24 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x F Rdx=min(F F_{bRd2x} bRd1x),

FRdz 84,28 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z F Rdz=min(F F_{bRd2z} bRd1z),

|Fx,Ed| ≤ F Rdx	|8,84| < 59,11	vérifié	(0,12)
|F z,Ed| ≤ F Rdz	|4,68| < 59,11	vérifié	(0,06)
FEd ≤ Fv,Rd	10,00 < 59,11	vérifié	(0,17)

Traction des boulons

e = 54 [mm] Dl a poutre principale stance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de

M= 0t 0,76 [kN* m] Moment fléchissant réel M0t=0.5*Vb,Ed*e

$F_{t,Ed}$ = 7,62 [kN] E fort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed}$ 0.5*$N_{b2,Ed}$/n =M_{0t}*z_{max}/$\sum z_i^2$ +

F t,Ed ≤ Ft,Rd	7,62 < 66,24	vérifié	(0,12)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed}$ = 10,00 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon Fv,Ed = □[Fx,Ed² + Fz,Ed²]

Fv,Ed/Fv,Rd + Ft,Ed/(1 .4*Ft,Rd) ≤ 1.0	0,25 < 1,00	vérifié	(0,25)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ = 77,21 [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon Fv,Rd= 0.6*fub*Av*m/□M2

Pression du boulon sur la poutre Direction x

k_{1x} = 2,19 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	2,19 > 0,00	vérifié	
□bx = 0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	□bx=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]	
□bx > 0.0	0,65 > 0,00	vérifié	

Fb,Rd1x = 46,07 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale Direction z $F_{b,Rd1x}$=k_{1x}*□bx*f_u*d*t_i/□M2

k1z = 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	
□bz = 0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	□bz=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]	
□bz > 0.0	0,65 > 0,00	vérifié	

$F_{b,Rd1z}$ = 52,62 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z}$=k_{1z}*□bz*f_u*d*t_i/□M2

Pression du boulon sur la cornière Direction x

k1x = 2,19	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	2,19 > 0,00	vérifié	

□bx = 0,74		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$□_{bx}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$□_{bx} > 0.0$	0,74 > 0,00	vérifié	
Fb,Rd2x = 160,64	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	
Direction z		$F_{b,Rd2x}=k_{1x}*□_{bx}*f_u*d*t_i/□_{M2}$	
k1z = 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	
□bz = 0,65		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$□_{bz}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$□_{bz} > 0.0$	0,65 > 0,00	vérifié	
Fb,Rd2z = 160,53 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale F b,Rd2z		=k1z*□bz*fu*d*ti/□M2

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la
e = 54 [mm] poutre principale

M0 = 1,52	[kN*m]	Moment fléchissant réel	M0=Mb,Ed+Vb,Ed*e
FNx = 0,00	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	FNx=|Nb,Ed|/n
FVz = 9,36	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	FVz=|Vb,Ed|/n
F_{Mx} = 15,25	[kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$FMx=\|M_0\|*z_i/\sum(x_i^2+z_i^2)$
F_{Mz} = 0,00	[kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$FMz=\|M_0\|*x_i/\sum(x_i^2+z_i^2)$
$F_{x,Ed}$ = 15,25	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	F x,Ed = FNx + FMx
$F_{z,Ed}$ = 9,36	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	Fz,Ed = FVz + FMz
FEd = 17,89	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$FEd = □(Fx,Ed^2 + Fz,Ed^2)$
FRdx = 46,07	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	FRdx=min(FbRd1x, FbRd2x)
FRdz = 52,62	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	FRdz=min(FbRd1z, FbRd2z)
|Fx,Ed| ≤ FRdx	|15,25| < 46,07	vérifié	(0,33)

$\|F_{z,Ed}\| \leq F_{Rdz}$	$\|9,36\| < 52,62$	vérifié	(0,18)

Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale $e = 54$ [mm]

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$17,89 < 77,21$	vérifié	(0,23)

VERIFICATION LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT DE TRANSVERSAL)

CORNIERE

$Ant = 2,79$ [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

$Anv = 8,10$ [cm^2] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 176,59$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$

$\|0.5*V_{b,Ed}\| \leq V_{effRd}$	$\|14,04\| < 176,59$	vérifié	(0,08)

POUTRE

$A_{nt} = 1,53$ [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,31$ [cm^2] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 110,69$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd}=0.5*fu*Ant/\gamma M2 + (1/\sqrt{3})*fy*Anv/\gamma M0$

$\|V_{b,Ed}\| \leq V_{effRd}$	$\|28,08\| < 110,69$	vérifié	(0,25)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION FAIBLIE PAR LES TROUS DE LA CORNIERE AF

$A_t = 7,65$ [cm^2] Aire de la zone tendue de la sectionu brutte

$A_{t,net} = 6,03$ [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9*(At,net/At) \geq (fy*\gamma M2)/(fu*\gamma M0)$ $0,71 < 0,80$

$W_{net} = 40,81$ [cm^3] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 11,22$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $Mc,Rdnet = Wnet*fyp/\gamma M0$

$\|M0\| \leq Mc,Rdnet$	$\|0,76\| < 11,22$	vérifié	(0,07)

$Av = 15,30$ [cm^2] Aire de la section efficace en cisaillement $Av = la*tfa$

$Av,net = 10,44$ [cm^2] Aire de la section efficace nette en cisaillement $Avnet=Av-nv*d0$

$V_{pl,Rd} = 242,92$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $Vpl,Rd=(Av,net*fy)/(\sqrt{3}*\gamma M0)$

|0.5*Vb,Ed| ≤ Vpl,Rd	|14,04| < 242,92	vérifié		(0,06)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION IBLIE PAR LES DE LA POUTRE AFFA TROUS

A_t = 5,75 [cm^2] Aire de la zone tendue de la sectionu brutte

At,net = 3,63 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

0.9*(At,net/At) ≥ (fy*□ M2)/(fu*□M0)	0,57 < 0,80

Wnet = 35,29 [cm^3] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet}$ = 9,70 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion Mc,Rdnet = Wnet*fyp/□M0

|M0| ≤ Mc,Rdnet	|1,52| < 9,70	vérifié		(0,16)

Av = 11,51 [cm^2] Aire de la section efficace en cisaillement

Av,net = 8,32 [cm^2] Aire de la section efficace nette en cisaillement Avnet=Av-nv*d0

Vpl,Rd = 182,67 [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement Vpl,Rd=(Av,net*fy)/(□3*□M0)

Vb,Ed ≤ Vpl,Rd	|28,08| < 182,67	vérifié		(0,15)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,33

7. Assemblage gousset de palée de stabilité



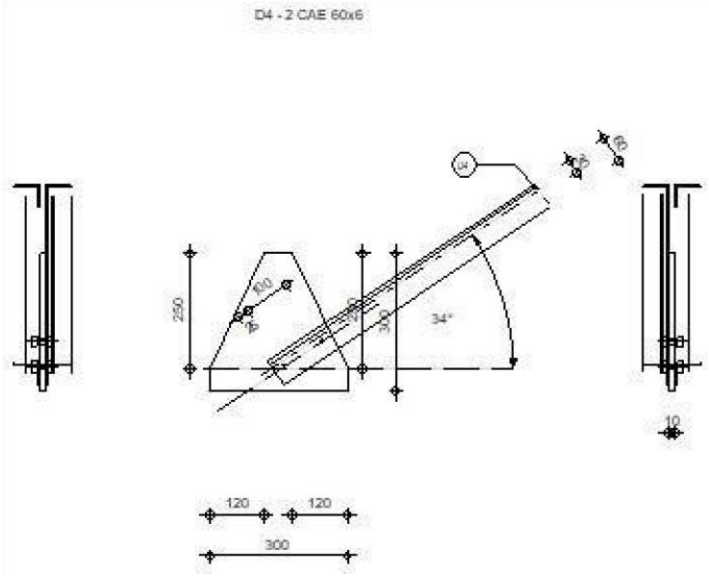
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio **0,21**



G

ENERAL

Assemblage N°: 25
Nom de l'assemblage : Gousset - barre simple
Noeud de la structure: 6
Barres de la structure: 1112,

GEOMETRIE

BARRES

Barre 4

Barre N°:		1112					
Profilé:		2 CAE 60x6					
	h	60					mm
	bf	60					mm
	tw	6					mm
	tf	6					mm
	r	8					mm
	A	13,82					cm2
Matériau:		S 275					
	fy	27500000,00					daN/m2
	fu	43000000,00					daN/m2
Angle	□	33,7					Deg
		Barre 4					
Longueur	l	0,00					m

BOULONS

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8 Classe du boulon
d = 12 [mm] Diamètre du boulon
d0 = 13 [mm] Diamètre du trou de boulon
As = 0,84 [cm^2] Aire de la section efficace du boulon
Av = 1,13 [cm^2] Aire de la section du boulon
fyb = 34000000,00 [daN/m^2] Limite de plasticité
fub = 50000000,00 [daN/m^2] Résistance du boulon à la traction
n = 2 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 100 [mm]

e_1 = 25 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre e_2 = 30 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre e_c = 0 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

SOUDURES

Soudures d'angle du gousset

b = 8 [mm] Bord b

GOUSSET 300

lp = 300 [mm] Longueur de la platine
h_p = 10 [mm] Hauteur de la platine
t_p = [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

h_1 = 120 v_1 = 250 [mm] Grugeage
h_2 = 120 v_2 = [mm] Grugeage
h_3 = 250 v_3 = [mm] Grugeage
h_4 = 0 v_4 = [mm] Grugeage
0 [mm] Grugeage
0 [mm] Grugeage
0 [mm] Grugeage
0 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (150;117) e_V = 50 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres e_H = 137 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: S 235 fy = 23500000,00 [daN/m^2] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 13: G + 1,5S (1+2+3)*1.00+6*1.50
Nb4,Ed = 20,47 [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ = 54,29 [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement Fv,Rd= 0.6*fub*Av*m/γM2

Pression du boulon sur la barre min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]

Direction x

k_{1x} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_{1x}=

k_{1x} > 0.0 2,50 > 0,00 vérifié

α_{bx} = 0,64 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons α_{bx}=min[$e_1/(3*d_0)$, $p_1/(3*d_0)$-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

α_{bx} > 0.0 0,64 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1x}$ = 79,38 [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

k_{1z} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_{1z}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]

k_{1z} > 0.0 2,50 > 0,00 vérifié

αbz = 0,77 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ αbz=min[e2/(3*d0), fub/fu, 1]

α_{bz} > 0.0 0,77 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1z}$ = 95,26 [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 platine Direction x

k_{1x} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_1=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]

k_{1x} > 0.0 2,50 > 0,00 vérifié

α_{bx} = 0,56 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons α_{bx}=min[$e_1/(3*d_0)$, $p_1/(3*d_0)$-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

α_{bx} > 0.0 0,56 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd2x}$ = 48,00 [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x}=k_1*\alpha_b*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

k_{1z} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_{1z}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]

k_{1z} > 0.0 2,50 > 0,00 vérifié

□bz = 1,00 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ □bz=min[e2/(3*d0), fub/fu, 1]

$□_{bz}$ > 0.0 Fb,Rd2z 1,00 > 0,00 vérifié

= 86,40 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z}=k_{1z}*□_{bz}*f_u*d*t_i/□_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

e = 13 [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

M0 = 0,27 [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0=N_{b4,Ed}*e$

FNSd = 10,24 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial F_{NSd} = $N_{b4,Ed}$/n

FMSd = 2,69 [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd}=M0*xmax/□xi^2$

Fx,Ed = 10,24 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed}$ = F_{NSd}

Fz,Ed = 2,69 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed}$ = F_{MSd}

FEd = 10,58 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon F_{Ed} = □($F_{x,Ed}^2$ + $F_{z,Ed}^2$)

FRdx = 48,00 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x F_{Rdx}=min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})

FRdz = 86,40 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z F_{Rdz}=min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})

|Fx,Ed| ≤ FRdx	|10,24| < 48,00	vérifié	(0,21)
|Fz,Ed| ≤ FRdz	|2,69| < 86,40	vérifié	(0,03)
FEd ≤ FvRd	10,58 < 54,29	vérifié	(0,19)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$□_2$ = 0,70 Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

A = 6,91 [m^2] Aire de la section transversale de la cornière

A_{net} = 6,13 [m^2] Aire de la section nette Anet = A - d0*tf4

$N_{u,Rd}$ = 147,61 [kN] Résistance de calcul de la section nette Nu,Rd = (□2*Anet*fu4)/□M2

$N_{pl,Rd}$ = 171,02 [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute Npl,Rd = (0.9*A*fy4)/□M2

|0.5*Nb4,Ed| ≤ Nu,Rd	|10,24| < 147,61	vérifié	(0,07)

|0.5*Nb4,Ed| Npl,Rd	≤	|10,24| < 171,02	vérifié	(0,06)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC A_{nt} = 1,41 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

A_{nv} = 6,33 [cm^2] Aire de la zone de la section en traction

V_{effRd} = 124,75 [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma M2 + (1/\sqrt{3})*fy*Anv/\gamma M0$

|0.5*Nb4,Ed| VeffRd	≤	|10,24| < 124,75	vérifié	(0,08)

ATTACHE GOUSSET

Soudure horizontale

VERIFICATIONES SOUDURES D'ANGLE D

e = 88 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
M0 = 0,50[kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5*N_{b1,Ed}*\sin(\alpha)*e$
Aw = 24,00 [cm^2]	Aire de la section de la soudure	$A_w = a*l$
σ = 653598, [daN/cm^2]	Contrainte normale dans la soudure	$\sigma = 0.5*N_{b1,Ed}*\sin(\alpha)/A_w + M0/Wyw$
$\sigma_\perp$ = 462163, 73 [daN/cm^2]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_\perp = \sigma/\sqrt{2}$
$\|\sigma_\perp\| \le 0.9*fu/\gamma M2$	|462163,73| < 25920000,00 vérifié	(0,02)
$\sigma_\perp$ = 462163,73	[daN/m^2] Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\sigma\perp = \sigma\perp$
σII = 354895,26	[daN/m^2] Contrainte tangentielle parallèle	$\sigma II = (0.5*Nb1,Ed*\cos(\alpha))/As$
βw = 0,80	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$\sigma[\sigma_\perp + 3*(\sigma II^2 + \sigma_\perp^2)] \le$	1110059,99 < 36000000,00 vérifié	(0,03)

Soudure verticale

e = 88 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	

M0 =	0,50 [kN* m] Moment fléchissant réel		$M_0 = 0.5*N_{b1,Ed}*\sin(\square)*e$
Aw =	24,00 [cm^2] Aire de la section de la soudure		$A_w = a*l$
□ =	653598, 21 [daN/ m^2] Contrainte normale dans la soudure		□ =0.5*$N_{b1,Ed}$*sin(□)/A_w + M0/Wyw
□⊥ =	462163, 73 [daN/ m^2] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure		□⊥=□/□2
|□⊥| ≤ 0.9*fu/□M2	|462163,73| < 25920000,00	vérifié	(0,02)
□⊥ = 462163,73 [daN/m^2] Contrainte tengentielle perpendiculaire			□⊥=□⊥
□II = 354895,26 [daN/m^2] Contrainte tengentielle parallèle			□II = (0.5*Nb1,Ed*cos(□))/As
□w = 2	0,80 Coefficient de corrélation		[Tableau 4.1]
□[□⊥ +3*(□II 2 +□⊥ 2)] ≤ fu/(□w*□M2) < 36000000,00 vérifié		1110059,99	(0,03)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,21

8. Assemblage gousset de palée de stabilité



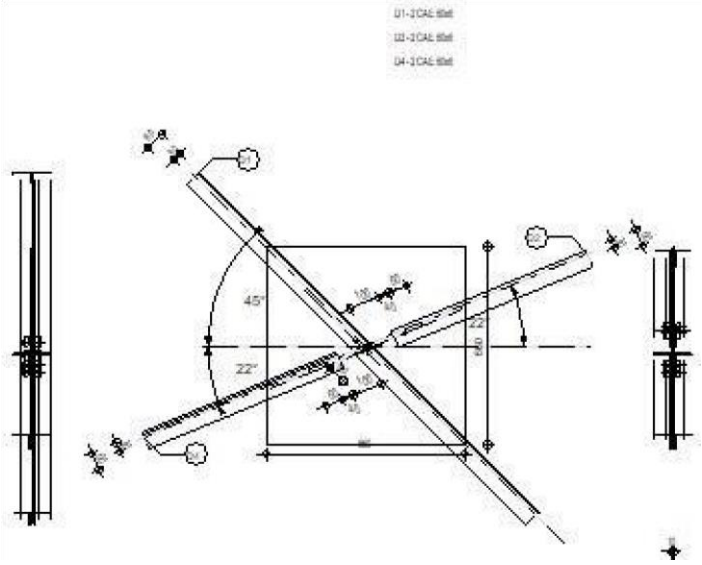
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,39**



G

ENERAL

Assemblage N°: 26
Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
Noeud de la structure: 1354
Barres de la structure: 1114, 1115, 1114, 1115,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1-3	Barre 2		Barre 4		
Barre N°:		1114	1115		1115		
Profilé:		2 CAE 60x6	2 CAE 60x6		2 CAE 60x6		
	h	60	60		60		mm
	bf	60	60		60		mm
	tw	6	6		6		mm
	tf	6	6		6		mm
	r	8	8		8		mm
		Barre 1-3	**Barre 2**		**Barre 4**		
	A	13,82	13,82		13,82		cm2
Matériau:		S 275	S 275		S 275		
	fy	27500000,00	27500000,00		27500000,00		daN/m2
	fu	43000000,00	43000000,00		43000000,00		daN/m2
Angle	□	45,0	22,4		22,4		Deg
Longueur	l	0,00	0,00		0,00		m

BOULONS

Barre 1-3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8

Classe du boulon d =

16 [mm] Diamètre du boulon

Ad ^{0}s == 1,5718 [[mmcm ^{2}]] AireDiamètre de la dusection trou deefficace boulon du boulon

A_v = 2,01 [cm^2] Aire de la section du boulon

fyb = 55000000,00 [daN/m^2] Limite de plasticité fub = 80000000,00 [daN/m^2] Résistance du boulon à la traction

n = 2 Nombre de colonnes des boulons Espacement des boulons 60 [mm]

e_2 = 30 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

d = 16 [mm] Diamètre du boulon

d_0 = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon A s = 1,57 [cm^2] Aire de la section efficace du boulon

A_v = 2,01 [cm^2] Aire de la section du boulon fyb = 55000000,00 [daN/m^2] Limite de plasticité f_{ub} = 80000000,00 [daN/m^2] Résistance du boulon à la traction

n = 2 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

e_1 = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

e 2 = 30 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

d = 16 [mm] Diamètre du boulon d_0 = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon A_s = 1,57 [cm^2]

Aire de la section efficace du boulon

A_v = 2,01 [cm^2] Aire de la section du boulon

fyb = 55000000,00 [daN/m^2] Limite de plasticité fub = 80000000,00 [daN/m^2] Résistance du boulon à la traction n = 2 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

e_1 = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre e_2 = 30 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

lp =	h_p =	[mm]
t_p =		[mm]
Paramètres		
h_1 =	v_1 =	[mm]
h_2 =	v_2 =	[mm]
h_3 =	v_3 =	[mm]
h_4 =	v_4 =	[mm]
	660	[mm]
	660	[mm]
	10	[mm]
	0	[mm]
	0	[mm]
	0	[mm]
	0	[mm]
	0	[mm]
	0	[mm]
	0	[mm]

Longueur de la platine

Hauteur de la platine

Epaisseur de la platine

Grugeage

Grugeage

Grugeage

Grugeage

Grugeage

Grugeage

Grugeage

Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

e_V = 330 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres e_H = 330 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: S 235 fy = 23500000,00 [daN/m^2] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

□$_{M0}$ = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
□$_{M2}$ = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 21: G+0,5Q+Ex+0,3Ey
(1+2+3+19)*1.00+(4+5)*0.50+20*0.30 Nb1,Ed = -63,73 [kN] Effort axial
Nb2,Ed = -70,76 [kN] Effort axial
Nb3,Ed = -63,73 [kN] Effort axial
Nb4,Ed = -70,76 [kN] Effort axial

TATS R ESUL

BARRE 1-3

RESISTANCE DES B OULON S

$F_{v,Rd}$ = 154,42 [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement		Fv,Rd= 0.6*fub*Av*m/□M2
Pression du boulon sur la barre	Direction x		
k_{1x} = 2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		k_{1x}=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]
k1x > 0.0		2,50 > 0,00 vérifié	

□bx = 0,74 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons □bx=min[e1/(3*d0), p1/(3*d0)-0.25, fub/fu, 1]

□bx > 0.0	0,74 > 0,00	vérifié

Fb,Rd1x = 122,31 [kN] Résistance de calcul à l'état limite detion de la paroi du trou plastifica Fb,Rd1x=k1x*□bx*fu*d*ti/□M2

Direction z

k1z = 2,50	Coefficient pour le calcul de Fb,Rd	k1z=min[2.8*(e1/d0)-1.7, 1.4*(p1/d0)-1.7, 2.5]
k1z > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié

□bz = 0,56	Coefficient pour le calcul de Fb,Rd	□bz=min[e2/(3*d0), fub/fu, 1]
□bz > 0.0	0,56 > 0,00	vérifié

Fb,Rd1z = 91,73 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale Fb,Rd1z=k1z*□bz*fu*d*ti/□M2

Pression du boulon sur la platine

Direction x

k1x = 2,50	Coefficient pour le calcul de Fb,Rd	k1= min[2.8*(e2/d0)-1.7, 2.5]
k1x > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié

□bx = 0,86 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons □bx=min[e1/(3*d0), p1/(3*d0)-0.25, fub/fu, 1]

□bx > 0.0	0,86 > 0,00	vérifié

Fb,Rd2x = 99,20 [kN] Résistance de calcul à l'état limite de ation de la paroi du trou plastific Direction z Fb,Rd2x=k1*□b*fu*d*ti/□M2

k1z = 2,50	Coefficient pour le calcul de Fb,Rd	k1z=min[2.8*(e1/d0)-1.7, 1.4*(p1/d0)-1.7, 2.5]
k1z > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié
□bz = 1,00	Coefficient pour le calcul de Fb,Rd	□bz=min[e2/(3*d0), fub/fu, 1]
□bz > 0.0	1,00 > 0,00	vérifié

Fb,Rd2z = 115,20 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale Fb,Rd2z=k1z*□bz*fu*d*ti/□M2

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

FNSd = 0,00 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial FNSd = Nb1,Ed/n

Fx,Ed = 0,00 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x Fx,Ed = FNSd

Fz,Ed = 0,00 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z Fz,Ed = FMSd

FEd = 0,00 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

FRdx = 99,20 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x FRdx=min(FbRd1x, FbRd2x)

FRdz = 91,73 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z FRdz=min(FbRd1z, FbRd2z)

|Fx,Ed| ≤ FRdx	|0,00| < 99,20	vérifié	(0,00)
|Fz,Ed| ≤ FRdz	|0,00| < 91,73	vérifié	(0,00)
FEd ≤ FvRd	0,00 < 154,42	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

□2 = 0,50 Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

A = 6,91 [m^2] Aire de la section transversale de la cornière

Anet = 5,83 [m^2] Aire de la section nette Anet = A - d0*tf1

Nu,Rd =[kN] Résistance de calcul de la section nette Nu,Rd = (□2*Anet*fu1)/□M2

100,28

Npl,Rd =[kN] Résistance de calcul plastique de la section brute Npl,Rd = (0.9*A*fy1)/□M2

171,02

|0.5*Nb1,Ed| ≤ Nu,R d	|0,00| < 100,28	vérifié	(0,00)
|0.5*Nb1,Ed| ≤ Npl,Rd	|0,00| < 171,02	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC A_{nt} = 1,26 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

A_{nv} = 4,38 [cm^2] Aire de la zone de la section en traction

V_{effRd} = 91,21 [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\square_{M2} + (1/\square 3)*f_y*A_{nv}/\square_{M0}$

|0.5*Nb1,Ed| ≤ VeffRd |0,00| < 91,21 vérifié (0,00)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ = 154,42 [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement Fv,Rd= 0.6*fub*Av*m/□M2

Pression du boulon sur la barre

Direction x

k_{1x} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x}=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

k_{1x} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié

□bx = 0,74 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons □bx=min[$e_1/(3*d_0)$, $p_1/(3*d_0)$-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

vérifi

□bx > 0.0 0,74 > 0,00 é

Fb,Rd1x 122,3 [kN Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou Fb,Rd1x=k1x*□bx*fu*d*ti/□M

= 1] 2

Direction z

k_{1z} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_{1z}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]

k_{1z} > 0.0 2,50 > 0,00 vérifié

□bz = 0,56 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ □bz=min[e2/(3*d0), fub/fu, 1]

$□_{bz}$ > 0.0 0,56 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1z}$ = 91,73 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z}$=k_{1z}*$□_{bz}$*f_u*d*t_i/$□_{M2}$

Pression du boulon sur la platine Direction x

k_{1x} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_1=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]

k_{1x} > 0.0 2,50 > 0,00 vérifié

$□_{bx}$ = 0,86 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $□_{bx}$=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

$□_{bx}$ > 0.0 0,86 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd2x}$ = 99,20 [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x}$=k_1*$□_b$*f_u*d*t_i/$□_{M2}$

Direction z

k_{1z} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_{1z}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]

k_{1z} > 0.0 2,50 > 0,00 vérifié

$□_{bz}$ = 1,00 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $□_{bz}$=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]

□bz > 0.0 1,00 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd2z}$ = 115,20 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z}=k_{1z}*□_{bz}*f_u*d*t_i/□_{M2}$ **VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

cisaillement des boulons

e = 13 [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

M0 = -0,93 [kN*m] Moment fléchissant réel M0=Nb2,Ed*e

FNSd = -35,38 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment FNSd = Nb2,Ed/n FMSd=M0*xmax/□xi^2

FMSd = -15,48

Fx,Ed = -35,38 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x Fx,Ed = FNSd

Fz,Ed = -15,48 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z Fz,Ed = FMSd

FEd = 38,62 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon FEd = □(Fx,Ed^2 + Fz,Ed^2)

FRdx = 99,20 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x FRdx=min(FbRd1x, FbRd2x)

FRdz = 91,73 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z FRdz=min(FbRd1z, FbRd2z)

|Fx,Ed| ≤ FRdx	|-35,38| < 99,20	vérifié	(0,36)
|Fz,Ed| ≤ FRdz	| 38,62 < 154,42 -15,48| < 91,73	vérifié vérifié	(0,17) (0,25)
FEd ≤ FvRd			

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

□2 = 0,50 [Tableau 3.8]
Coefficient de réduction

A = 6,91 [cm^2] Aire de la section transversale de la cornière

Anet = 5,83 [cm^2] Aire de la section nette Anet = A - d0*tf2

Nu,Rd = 100,28 [kN] Résistance de calcul de la section nette Nu,Rd = (□2*Anet*fu2)/□M2

Npl,Rd = 171,02 [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute Npl,Rd = (0.9*A*fy2)/□M2

|0.5*Nb2,Ed| ≤ Nu,Rd	|-35,38| < 100,28	vérifié	(0,35)
|0.5*Nb2,Ed| ≤ Npl,Rd	|-35,38| < 171,02	vérifié	(0,21)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

A_{nt} = 1,26 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction
A_{nv} = 4,38 [cm^2] Aire de la zone de la section en traction
V_{effRd} = 91,21 [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous VeffRd=0.5*fu*Ant/□M2 + (1/□3)*fy*Anv/□M0

|0.5*Nb2,Ed| ≤ VeffRd	|-35,38| < 91,21	vérifié	(0,39)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ = 154,42 [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement Fv,Rd= 0.6*fub*Av*m/□M2

Pression du boulon sur la barre

Direction x min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]

k_{1x} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_{1x}=

k1x > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié

□$_{bx}$ = 0,74 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons □$_{bx}$=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

□bx > 0.0	0,74 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd1x}$ = 122,31 [kN] Résistance de calcul à l'état limite tion de la paroi du trou de plastifica Direction z $F_{b,Rd1x}$=k_{1x}*□$_{bx}$*f_u*d*t_i/□$_{M2}$

k1z = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_{1z}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]

k_{1z} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié

□bz = 0,56 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ □$_{bz}$=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]

□$_{bz}$ > 0.0	0,56 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd1z}$ = 91,73 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z}$=k_{1z}*□$_{bz}$*f_u*d*t_i/□$_{M2}$

Pression du boulon sur la platine Direction x

k_{1x} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_1=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]

k_{1x} > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié

□$_{bx}$ = 0,86 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons □$_{bx}$=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

□bx > 0.0	0,86 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd2x}$ = 99,20 [kN] Résistance de calcul à l'état limite de tion de la paroi du trou plastifica Direction z $F_{b,Rd2x}$=k_1*□$_b$*f_u*d*t_i/□$_{M2}$

k_{1z} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ k_{1z}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]

k1z > 0.0	2,50 > 0,00	vérifié

□bz = 1,00 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ □$_{bz}$=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]

□bz > 0.0	1,00 > 0,00	vérifié	

Fb,Rd2z = 115,20 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale Fb,Rd2z=k1z*□bz*fu*d*ti/□M2

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

e = 13 [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

M_0 = -0,93 [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0=N_{b4,Ed}*e$

FNSd = -35,38 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$

FMSd = -15,48 [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $^{MSd=M0*xmax/□xi 2}$F

Fx,Ed = -35,38 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

Fz,Ed = -15,48 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

FEd = 38,62 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = □(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)$

FRdx = 99,20 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx}=min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

FRdz = 91,73 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz}=min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

|Fx,Ed| ≤ FRdx	|-35,38| < 99,20	vérifié	(0,36)

e = 13 [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$\|F_{z,Ed}\| \le FRdz$	|-15,48| < 91,73	vérifié	(0,17)
FEd ≤ FvRd	38,62 < 154,42	vérifié	(0,25)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

□2 = 0,50 Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

A = 6,91 [m^2] Aire de la section transversale de la cornière

Anet = 5,83 [m^2] Aire de la section nette Anet = A - d0*tf4

Nu,Rd =100,28 [kN] Résistance de calcul de la section nette Nu,Rd = (□2*Anet*fu4)/□M2

Npl,Rd =171,02 [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute Npl,Rd = (0.9*A*fy4)/□M2

|0.5*Nb4,Ed| ≤ Nu,R d	|-35,38| < 100,28	vérifié	(0,35)
|0.5*Nb4,Ed| ≤ Npl,Rd	|-35,38| < 171,02	vérifié	(0,21)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC A_{nt} = 1,26 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

A_{nv} = 4,38 [cm^2] Aire de la zone de la section en traction

V_{effRd} = 91,21 [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

VeffRd=0.5*fu*Ant/□M2 + (1/□3)*fy*Anv/□M0

|0.5*Nb4,Ed| ≤ VeffRd |-35,38| < 91,21 vérifié (0,39)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,39

9. Assemblage pied de poteau encastrée



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

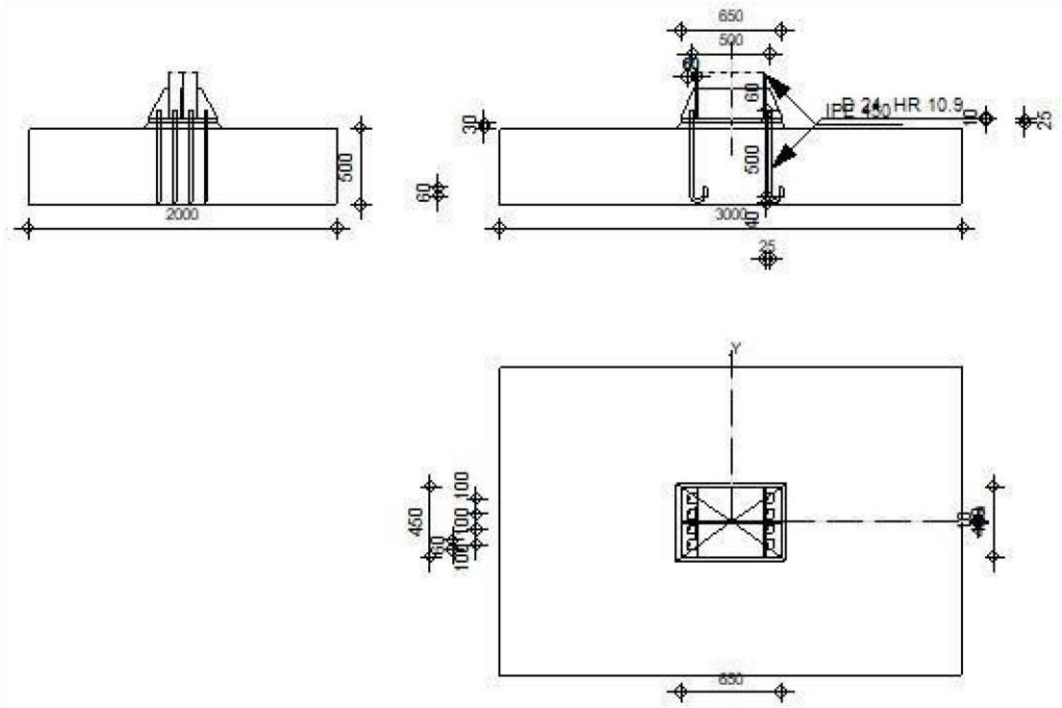
Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Ratio **0,23**



GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 78
Barres de la structure: 60

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 450
Barre N°: 60

Lc =	12,00	[m]	Longueur du poteau
□ =	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
hc =	450	[mm]	Hauteur de la section du poteau
bfc =	190	[mm]	Largeur de la section du poteau
twc =	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
tfc =	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau

Lc = 12,00 [m] Longueur du poteau r_c = 21 [mm] Rayon de congé de la section du poteau Ac = 98,82 [cm^2] Aire de la section du poteau
Iyc = 33742,90 [cm^4] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 275
fyc = 275000,000 [kPa] Résistance
fuc = 430000,000 [kPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

lpd =	650 [mm]	Longueur
bpd =	450 [mm]	Largeur
tpd =	25 [mm]	Epaisseur

Matériau: ACIER E28
fypd = 275000,000 [kPa] Résistance
fupd = 405000,000 [kPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage
fyb =	900000,000 [kPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon

fub =	1200000,000 [kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
d =	24 [mm]	Diamètre du boulon
As =	3,53 [cm^2]	Aire de la section efficace du boulon
Av =	4,52 [cm^2]	Aire de la section du boulon
nH =	2	Nombre de colonnes des boulons
nV =	4	Nombre de rangéss des boulons

Ecartement eHi = 500 [mm]

Entraxe e_{Vi} = 100;100 [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

L1 =	60	[mm]
L2 =	500	[mm]
L3 =	80	[mm]
L4 =	60	[mm]

Platine

lwd =	60	[mm]	Longueur
bwd =	60	[mm]	Largeur
twd =	10	[mm]	Epaisseur

RAIDISSEUR

ls =	650	[mm]	Longueur
ws =	450	[mm]	Largeur
hs =	200	[mm]	Hauteur
ts =	10	[mm]	Epaisseur
d1 =	20	[mm]	Grugeage
d2 =	20	[mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

□M0 =	1,00	Coefficient de sécurité partiel
□M2 =	1,25	Coefficient de sécurité partiel
□C =	1,50	Coefficient de sécurité partiel

$\square_{M0}$ = 1,00 Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L =	3000	[mm]	Longueur de la semelle
B =	2000	[mm]	Largeur de la semelle
H =	500	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe C25/30

f_{ck} = 25000,000 [kPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

t_g = 30 [mm] Epaisseur du mortier de calage

Cf,d = 0,30 Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

ap = 8 [mm] Plaque principale du pied de poteau
as = 8 [mm] Raidisseurs

EFFORTS

fck,g = 12000,000 [kPa] Résistance caractéristique à la compression

Nj,Ed = -196,607 [kN] Effort axial
Vj,Ed,y = 0,113 [kN] Effort tranchant
Vj,Ed,z = -26,152 [kN] Effort tranchant
Mj,Ed,y = 66,537 [kN*m] Moment fléchissant
Mj,Ed,z = 0,348 [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

Cas: 11: G + 1,5S (1+2)*1.00+4*1.50

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON f_{cd} = 16666,667 [kPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)] f_j = 21473,621 [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)] $c = t_p \cdot (f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))$

c = 52 [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
b_{eff} = 118 [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
l_{eff} = 293 [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
A_{c0} = 345,82 [cm^2] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]
A_{c1} = 2806,05 [cm^2] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]
$Frdu = Ac0*fcd*\sqrt{(Ac1/Ac0)} \leq 3*Ac0*fcd$
Frdu = 1641,812 [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

□j = 0,67 Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]
fjd = □j*Frdu/(beff*leff)
f_{jd} = 31650,333 [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]
$A_{c,n}$ = 1504,62 [cm^2] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]
Ac,y = 573,39 [cm^2] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
Ac,z = 518,61 [cm^2] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]
Fc,Rd,i = AC,i*fjd
Fc,Rd,n = 4762,180 [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
Fc,Rd,y = 1814,813 [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

Fc,Rd,n = 4762,180 [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,z}$ = 1641,432 [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]
Wpl,y = 3395,79 [cm^3] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
Mc,Rd,y = 933,842 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y}$ = 451 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
Fc,fc,Rd,y = Mc,Rd,y / hf,y
$F_{c,fc,Rd,y}$ = 2069,304 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]
Wpl,z = 1113,38 [cm^3] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z}$ = 306,180 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z}$ = 223 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
Fc,fc,Rd,z = Mc,Rd,z / hf,z
$F_{c,fc,Rd,z}$ = 1374,178 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

Nj,Rd = Fc,Rd,n
$N_{j,Rd}$ = 4762,180 [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]
FC,Rd,y = min(Fc,Rd,y,Fc,fc,Rd,y)
$F_{C,Rd,y}$ = 1814,813 [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]
FC,Rd,z = min(Fc,Rd,z,Fc,fc,Rd,z)
FC,Rd,z = 1374,178 [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

A_b = 3,53 [cm^2] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]
fub = 1200000,000 [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]
Beta = 0,85 Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]
Ft,Rd,s1 = beta*0.9*fub*Ab/□M2
$F_{t,Rd,s1}$ = 259,243 [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]
□$_{Ms}$ = 1,20 Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]
f_{yb} = 900000,000 [kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]
Ft,Rd,s2 = fyb*Ab/□Ms
$F_{t,Rd,s2}$ = 264,750 [kN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]
Ft,Rd,s = min(Ft,Rd,s1,Ft,Rd,s2)
$F_{t,Rd,s}$ = 259,243 [kN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

fck = 25000,000 [kPa] Résistance caractéristique du béton à la compression fctd = 0.7*0.3*fck $_{2/3}$/□C EN 1992-1:[3.1.2]
f_{ctd} = 1196,983 [kPa] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

□1 = 1,00 Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
□2 = 1,00 Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
fbd = 2.25*□1*□2*fctd
fbd = 2693,212 [kPa] Adhérence de calcul admissible EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
hef = 500 [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
Ft,Rd,p = □*d*hef*fbd
$F_{t,Rd,p}$ = 101,532 [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON h_{ef} = 500 [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]
NRk,c0 = 7.5[N 0.5 /mm 0.5]*fck*hef 1.5
$N_{Rk,c}{}^{0}$ = 419,263 [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4] $s_{cr,N}$ = 1500 [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4] $c_{cr,N}$ = 750 [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]
N Rk,c 0 = 7.5[N0.5/mm0.5]*fck*hef1.5

$N_{Rk,c}{}^{0}$ = 419,263 [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]
$A_{c,N0}$ = 36000,00 [cm^2] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]
$A_{c,N}$ = 36000,00 [cm^2] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]
□A,N = Ac,N/Ac,N0 CEB [9.2.4]
□$_{A,N}$ = 1,00 Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage c = 750 [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]
□$_{s,N}$ = 0.7 + 0.3*c/$c_{cr.N}$ ≤ 1.0 CEB [9.2.4]
□$_{s,N}$ = 1,00 Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]
□$_{ec,N}$ = 1,00 Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.4]
□$_{re,N}$ = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 ≤ 1.0 CEB [9.2.4]
□$_{re,N}$ = 1,00 Coef. dépendant de la densité du ferraillage dans la fondation CEB [3.2.3.1]
□$_{ucr,N}$ = 1,00 Coef. dépendant du degré de fissuration du béton
□Mc = 2,16 Coefficient de sécurité partiel
Ft,Rd,c = NRk,c $_0$ *□A,N*□s,N*□ec,N*□re,N*□ucr,N/□Mc EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,c}$ 194,10 [kN Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de = 3] béton CEB [9.2.5]

FENDAGE DU BETON CEB [9.2.5]
h_{ef} = 500 [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]
N Rk,c 0 = 7.5[N0.5/mm0.5]*fck*h ef1.5 CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}{}^{0}$ = 419,263 [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement $s_{cr,N}$ = 1000 [mm] Largeur critique du cône de béton $c_{cr,N}$ = 500 [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]
$A_{c,N0}$ = 19500,00 [cm^2] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]
$A_{c,N}$ = 19500,00 [cm^2] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]
□A,N = Ac,N/Ac,N0 CEB [9.2.5]
□$_{A,N}$ = 1,00 Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage c = 500 [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]
□$_{s,N}$ = 0.7 + 0.3*c/$c_{cr.N}$ ≤ 1.0 CEB [9.2.5]
□$_{s,N}$ = 1,00 Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.5]
□$_{ec,N}$ = 1,00 Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [3.2.3.1]
□$_{re,N}$ = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 ≤ 1.0
□$_{re,N}$ = 1,00 Coef. dépendant de la densité du ferraillage dans la fondation
□$_{ucr,N}$ = 1,00 Coef. dépendant du degré de fissuration du béton
□$_{h,N}$ = (h/(2*h_{ef}))$^{2/3}$ ≤ 1.2
□$_{h,N}$ = 0,63 Coef. dépendant de la hauteur de la fondation
□$_{M,sp}$ = 2,16 Coefficient de sécurité partiel
Ft,Rd,sp = NRk,c ^{0}*□A,N*□s,N*□ec,N*□re,N*□ucr,N*□h,N/□M,sp

$F_{t,Rd,sp}$ = 122,277 [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

Ft,Rd = min(Ft,Rd,s , Ft,Rd,p , Ft,Rd,c , Ft,Rd,sp)

$F_{t,Rd}$ = 101,532 [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1}$ = 638 [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2}$ = 638 [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

m = 136 [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd}$ = 27,395 [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

Mpl,2,Rd = 27,395 [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

FT,1,Rd = 806,024 [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

FT,2,Rd = 404,120 [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

FT,3,Rd = 406,127 [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

Ft,pl,Rd,y = min(FT,1,Rd , FT,2,Rd , FT,3,Rd)

$F_{t,pl,Rd,y}$ = 404,120 [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1}$ = 638 [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2}$ = 638 [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

m = 136 [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

Mpl,1,Rd = 27,395 [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd}$ = 27,395 [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

FT,1,Rd = 806,024 [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

FT,2,Rd = 331,923 [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

FT,3,Rd = 203,063 [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

Ft,pl,Rd,z = min(FT,1,Rd , FT,2,Rd , FT,3,Rd)

$F_{t,pl,Rd,z}$ = 203,063 [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

FT,Rd,y = Ft,pl,Rd,y

$F_{T,Rd,y}$ = 404,120 [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

FT,Rd,z = Ft,pl,Rd,z

FT,Rd,z = 203,063 [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

Nj,Ed / Nj,Rd ≤ 1,0 (6.24)	0,04 < 1,00	vérifié	(0,04)
ey = 338 [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
zc,y = 226 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
zt,y = 250 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
Mj,Rd,y = 496,458 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
Mj,Ed,y / Mj,Rd,y ≤ 1,0 (6.23)		vérifié	
ez = 2 [mm]	Excentricité		
zc,z = 111 [mm]	Bras de levier	0,13 < 1,00	(0,13)
		de l'effort axial	[6.2.8.3]
		$F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
		$F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
		de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
zt,z = 150 [mm]	Bras de levier		
Mj,Rd,z = 4,795 [kN*m]	Résistance		
Mj,Ed,z /		vérifié	

Mj,Rd,z ≤ 1,0 (6.23)			
Mj,Ed,y / Mj,Rd,y + Mj,Ed,z / Mj,Rd,z ≤ 1,0	0,07 < 1,00 0,21 < 1,00	vérifié	(0,07) (0,21)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y}$ = 0,96 Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\beta_{b,y}$ = 0,96 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]

F1,vb,Rd,y = k1,y*βb,y*fup*d*tp / γM2

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 467,308 [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z}$ = 0,96 Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\beta_{b,z}$ = 0,96 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]

F1,vb,Rd,z = k1,z*βb,z*fup*d*tp / γM2

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 467,308 [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

βb = 0,25 Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

A_{vb} = 4,52 [cm^2] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

fub = 1200000,000 [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

γM2 = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

F2,vb,Rd = βb*fub*Avb/γM2

$F_{2,vb,Rd}$ = 107,705 [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

γ_M = 2,00 Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s}$ = 1,832 [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

l_{sm} = 55 [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

γ_{Ms} = 1,20 Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

Fv,Rd,sm = γM*MRk,s/(lsm*γMs)

$F_{v,Rd,sm}$ = 56,030 [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER [9.3.1]

$N_{Rk,c}$ = 419,263 [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]

γ_{Mc} = 2,16 Coefficient de sécurité partiel CEB

Fv,Rd,cp = k3*NRk,c/γMc [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp}$ = 388,206 [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB

ECRASEMENT DU BORD DU BETON [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0$ = 2194,57 [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y}$ = 0,38 Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y}$ = 1,37 Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y}$ = 0,99 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 ferraillage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

γMc = 2,16 Coefficient de sécurité partiel CEB

Fv,Rd,c,y = [3.2.3.1]

$V_{Rk,c,y}^0$*ψA,V,y*ψh,V,y*ψs,V,y*ψec,V,y*ψ_{α},V,y*ψucr,V,y/γMc

$F_{v,Rd,c,y}$ = 530,527 [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$ [9.3.1]

$V_{Rk,c,z}^0$ = 3913,69 [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z}$ = 0,12 Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z}$ = 1,55 Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,z}$ = 0,84 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)]

				CEB
$\gamma_{ucr,V,z}$ =	1,00	Coef. dépendant du mode de ferraillage du bord de la fondation		[9.3.4.(g)]
γ_{Mc} =	2,16	Coefficient de sécurité partiel		CEB [3.2.3.1]

Fv,Rd,c,z = VRk,c,z^0*γA,V,z*γh,V,z*γs,V,z*γec,V,z*$\gamma$$_{\square}$,V,z*$\gamma$ucr,V,z/$\gamma$Mc

$F_{v,Rd,c,z}$ = 284,492	[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)]
Nc,Ed = 196,607	[kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]

Ff,Rd = Cf,d*Nc,Ed

$F_{f,Rd}$ = 58,982	[kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

Vj,Rd,y = nb*min(F1,vb,Rd,y, F2,vb,Rd, Fv,Rd,sm, Fv,Rd,cp, Fv,Rd,c,y) + Ff,Rd

Vj,Rd,y = 507,221	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
Vj,Ed,y / Vj,Rd,y ≤ 1,0		0,00 < 1,00 vérifié	(0,00)

Vj,Rd,z = nb*min(F1,vb,Rd,z, F2,vb,Rd, Fv,Rd,sm, Fv,Rd,cp, Fv,Rd,c,z) + Ff,Rd

Vj,Rd,z = 507,221	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
Vj,Ed,z / Vj,Rd,z ≤ 1,0		0,05 < 1,00 vérifié	(0,05)
Vj,Ed,y / Vj,Rd,y + Vj,Ed,z / Vj,Rd,z ≤ 1,0		0,05 < 1,00 vérifié	(0,05)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

M1 =	2,754	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Q1 =	55,076	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
zs =	31	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
Is =	2828,13	[cm^4]	Moment d'inertie du raidisseur	
γd =	608,573	[kPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
γg =	18865,760	[kPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
γ =	27537,923	[kPa]	Contrainte tengentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
γz =	47700,965	[kPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

max (γg, γ / (0.58), γ z) / (fyp /γM0) ≤ 1.0 (6.1) 0,17 < 1,00 (0,17) vérifié

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

M1 =	4,654	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Q1 =	71,599	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
zs =	35	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
Is =	2740,23	[cm^4]	Moment d'inertie du raidisseur	
□d =	1651,185	[kPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
□g =	32316,049	[kPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
□ =	35799,300	[kPa]	Contrainte tengentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
□z =	62028,188	[kPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

max (□$_g$, □ / (0.58), □$_z$) / (f_{yp}/□$_{M0}$) ≤ 1.0 (6.1) 0,23 < 1,00 vérifié (0,23)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

□$_\perp$ =	15856,419	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
□$_\perp$ =	15856,419	[kPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
□yII =	7,914	[kPa]	Contrainte tengentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
□zII =	-2632,927	[kPa]	Contrainte tengentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
□W =	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

□$_\perp$ / (0.9*fu/□M2)) ≤ 1.0 (4.1) 0,05 < 1,00 vérifié (0,05)

□(□$_\perp^2$ + 3.0 (□$_{yII}^2$ + □$_\perp^2$)) / (f_u/(□$_W$ *$_{\gamma M2}$))) ≤ 1.0 (4.1) 0,08 < 1,00 vérifié (0,08)

□(□$_\perp^2$ + 3.0 (□$_{zII}^2$ + □$_\perp^2$)) / (fu/(□W*□M2))) ≤ 1.0 (4.1) vérifié (0,07)

0,07 < 1,00

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

□$_\perp$ =	18255,237	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
□$_\perp$ =	18255,237	[kPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
□II =	17211,202	[kPa]	Contrainte tengentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
□z =	47134,818	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]

□W = max (□⊥, □II * □3, □z) / (f_u/(□W 0,85 Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]
*γ_{M2})) ≤ 1.0 (4.1) 0,12 < 1,00 vérifié (0,12)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

□⊥ =	30851,350 [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
□⊥ =	30851,350 [kPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
□II =	22374,563 [kPa]	Contrainte tengentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
□z =	72863,477 [kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
□W =	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

max (□⊥, □II * □3, □z) / (fu/(□W*□M2)) ≤ 1.0 (4.1) 0,19 < 1,00 vérifié (0,19)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

□⊥ =	24340,315 [kPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
□⊥ =	24340,315 [kPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
□II =	22829,398 [kPa]	Contrainte tengentielle parallèle		[4.5.3.(7)]
□z =	62716,410 [kPa]	Contrainte totale équivalente		[4.5.3.(7)]
□W =	0,85	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
max (□⊥, □II * □3, □z) / (fu /(□W*□M2)) ≤ 1.0 (4.1) 0,16 < 1,00			vérifié	(0,16)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

□⊥ =	24340,315 [kPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
□⊥ =	24340,315 [kPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
□II =	26852,519 [kPa]	Contrainte tengentielle parallèle		[4.5.3.(7)]
□z =	67327,388 [kPa]	Contrainte totale équivalente		[4.5.3.(7)]
□W =	0,85	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
max (□⊥, □II * □3, □z) / (fu/(□W*□M2)) ≤ 1.0 (4.1) 0,18 < 1,00			vérifié	(0,18)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

b_{eff} = 118 [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)] l_{eff} = 293 [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)] k13,y = Ec*□(beff*leff)/(1.275*E)

$k_{13,y}$ = 22 [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11] l_{eff} = 638 [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5] m = 136 [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5] k15,y = 0.850*leff*tp3/(m3)

$k_{15,y}$ = 3 [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11] L_b = 269 [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11] k16,y = 1.6*Ab/Lb

$k_{16,y}$ = 2 [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]
□$_{0,y}$ = 0,75 Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]
Sj,ini,y = 140406,704 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12] Sj,rig,y = 177150,225 [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*□($A_{c,z}$)/(1.275*E)
$k_{13,z}$ = 26 [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11] l_{eff} = 638 [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5] m = 136 [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5] k15,z = 0.850*leff*tp3/(m3)
$k_{15,z}$ = 3 [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11] L_b = 269 [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

k16,z = 1.6*Ab/Lb
$k_{16,z}$ = 2 [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]
□$_{0,z}$ = 3,36 Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]
Sj,ini,z = 137438,965 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]
Sj,rig,z = 8798,265 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]
Sj,ini,z □ Sj,rig,z RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RAIDISSEUR - RESISTANCE

REMARQUES

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible. 40 [mm] < 72 [mm]
Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. 60 [mm] < 120 [mm] Distance du boulon d'ancrage du raidisseur trop faible. 30 [mm] < 36 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,23

Annexe E verifications des limons pour escalier

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
32 Poutre 32	OK	UPN 200	S 275	39.17	140.71	0.15	4 ELU	0.00	5 ELS	0.03	5 ELS
33 Limons 33	OK	UPN 200	S 275	39.17	140.71	0.21	4 ELU	0.00	5 ELS	0.05	5 ELS
34 Limons 34	OK	UPN 200	S 275	67.41	242.18	0.72	4 ELU	0.00	5 ELS	0.15	5 ELS
35 Limons 35	OK	UPN 200	S 275	67.41	242.18	0.74	4 ELU	0.00	5 ELS	0.15	5 ELS
36 Limons 36	OK	UPN 200	S 275	19.48	69.97	0.08	4 ELU	0.00	5 ELS	0.00	5 ELS
37 Limons 37	OK	UPN 200	S 275	19.48	69.97	0.02	4 ELU	0.00	5 ELS	0.00	5 ELS
38 Limons 38	OK	UPN 200	S 275	19.48	69.97	0.02	4 ELU	0.00	5 ELS	0.00	5 ELS
39 Limons 39	OK	UPN 200	S 275	19.48	69.97	0.21	4 ELU	0.00	5 ELS	0.02	5 ELS
40 Limons 40	OK	UPN 200	S 275	19.48	69.97	0.24	4 ELU	0.00	5 ELS	0.02	5 ELS
41	OK	UPN 200	S 275	19.48	69.97	0.01	4 ELU	0.00	5 ELS	0.00	5 ELS
42 Limons 42	OK	UPN 200	S 275	19.48	69.97	0.01	4 ELU	0.00	5 ELS	0.00	5 ELS

Verifications des limons

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.* **TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

---

FAMILLE:
PIECE: 32 Poutre_32 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 3.02 m

---

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 4 ELU (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:
S 275 (S 275) fy = 275000.000 kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00 gM1=1.00		
b=7.5 cm	Ay=19.11 cm2	Az=17.25 cm2	Ax=32.20 cm2
tw=0.9 cm	Iy=1910.00 cm4	Iz=148.00 cm4	Ix=11.90 cm4
tf=1.1 cm	Wply=228.00 cm3	Wplz=51.80 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIME S:

N,Ed = -3.640 kN	My,Ed = 4.292 kN*m	Mz,Ed = 0.024 kN*m	Vy,Ed = -0.325 kN
Nt,Rd = 885.500 kN	My,pl,Rd = 62.700 kN*m	Mz,pl,Rd = 14.245 kN*m	Vy,T,Rd = 297.251 kN
	My,c,Rd = 62.700 kN*m	Mz,c,Rd = 14.245 kN*m	Vz,Ed = 7.952 kN
	MN,y,Rd = 62.699 kN*m	MN,z,Rd = 14.245 kN*m	Vz,T,Rd = 269.781 kN
Mb,Rd = 28.104 kN*m			Tt,Ed = -0.083 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00 Mcr = 58.218 kN*m Courbe,LT - d XLT = 0.45
Lcr,upp=3.02 m Lam_LT = 1.04 fi,LT = 1.36

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

 en y:  en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))

(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = (6.2.9.1.(6))

0.07 < 1.00

Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.05 < 1.00

(6.2.6) Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) =

0.04 < 1.00 (6.2.6) ***Contrôle de la stabilité globale de la barre:***

My,Ed/Mb,Rd = 0.15 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.012 mm < uy max = L/200.00 = 15.084 mm ***Cas de charge décisif:*** 5 ELS (1+2+3)*1.00	Vérifié
uz = 0.463 mm < uz max = L/200.00 = 15.084 mm ***Cas de charge décisif:*** 5 ELS (1+2+3)*1.00	Vérifié
u inst,y = 0.005 mm < u inst,max,y = L/200.00 = 15.084 mm ***Cas de charge décisif:*** 1*3	Vérifié
u inst,z = 0.193 mm < u inst,max,z = L/200.00 = 15.084 mm ***Cas de charge décisif:*** 1*3	Vérifié

Déplacements (REPERE GLOBAL): *Non analysé*

Profil correct !!!