UPDF
WWW.UPDF.COM

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا لألشغال العموميـة فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Etude d'un hangar métallique (atelier de maintenance) avec pont roulant de 1tonne

Présenté par :

- **HEMKA HACEN ELBASRI**
- **KHEMILI BILLEL**

Encadré par :

Mme BOUKEZZI

Promotion 2023/2024

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

UPDF
WWW.UPDF.COM



UPDF
WWW.UPDF.COM

Remerciements

Tout d’abord je remercie Allah de m’avoir donné la capacité, la volonté et de la patience pour réaliser ce travail.

À mon père, Khémili rabah

Je tiens à exprimer ma plus profonde gratitude à mon père bahgug. Aucune phrase, aussi éloquente et expressive soit-elle, ne saurait traduire pleinement ma reconnaissance envers toi. Tu m'as inculqué le sens de la responsabilité face aux épreuves de la vie. Tes précieux conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Je te dois tout ce que je suis aujourd’hui et tout ce que je deviendrai demain. Je m’efforcerai toujours de faire de mon mieux pour être à la hauteur de ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu, le Tout-Puissant, te préserve, t’accorde santé, bonheur, quiétude d'esprit et te protège de tout mal.

À ma très chère mère

qui a veillé sur mon éducation et m'a prodigué tous les soins nécessaires pour devenir la personne que je suis aujourd’hui. À celle qui m'a toujours encouragée à poursuivre mes études et m'a soutenue inconditionnellement. À celle qui attendait ce jour avec impatience, espérant me voir accomplir mes rêves. Merci du fond du cœur, maman

à mes sœurs pour leur soutien durant ces longues années d’études, leurs encouragements et leurs sacrifices .

À Dr. HEMAIDI-ZOURGUI Nadjib

À celui qui a soutenu et guidé mon parcours scolaire depuis le lycée. Je te remercie énormément, et les remerciements ne suffisent pas pour toutes les orientations et les conseils que tu m'as donnés. Merci de m'avoir dirigé vers ce domaine merveilleux, le domaine des travaux publics.

À l'ingénieur souilmi akram ,

Je vous exprime ma profonde gratitude pour toute l'aide précieuse que vous m'avez apportée. Votre soutien et vos conseils avisés ont été d'une importance capitale pour moi. Merci infiniment pour votre bienveillance et votre générosité

Je remercie grandement ma **encadrante Mme BOUKEZZI**, enseignante en charpente métallique pour m’avoir enseigné les notions théoriques de la charpente métallique ainsi que pour m’avoir aidé et accompagné tout au long de ce stage pratique.

A mon binôme et confrère **HEMKA HACEN ELBASRI**, Pour toute l’ambiance dont tu nous entoures, pour toute la spontanéité et la bonne humeur qui te caractérisent,.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude aux honorables membres du jury pour l’honneur qu’ils nous ont fait en présidant et en examinant ce modeste travail. Nous remercions également l'ensemble des enseignants de l'école supérieure E.N.S.T.P.

KHEMILI BILLEL

UPDF
WWW.UPDF.COM

Remerciements

عملا بحديث الرسول عليه الصلاة والسلام "من لا يشكر الناس لا يشكر الله"

Dans ces mots, j'offre mes remerciements à :

À mon père

À celui qui a pris soin de mon éducation et m'a prodigué tous les soins nécessaires pour que je devienne la personne que je suis aujourd'hui, à celui qui m'a toujours encouragé à poursuivre mes études et m'a soutenu tout au long de ce parcour, à celui qui attendait ce moment avec impatience, espérant me voir atteindre mes objectifs.

À ma mère

Toutes les expressions de remerciement ne suffisent pas, vos conseils ont toujours guidé mes pas vers le succès .Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain .Tu as toujours été l'espoir pour moi, et la principale raison de tous mes succès.

- À **mes sœurs** qui ont eu un grand impact sur de nombreux obstacles et difficultés.

-A mon binôme et confrère KHEMILI BILLEL, Pour toute l'ambiance dont tu nous entoures, pour toute la spontanéité et la bonne humeur qui te caractérisent, Je te dédie ce travail.

- À tous mes amis avec de beaux souvenirs.

- Je remercie grandement ma encadrante Mme BOUKEZZI, qui a donné tout son temps et ses efforts pour la bonne conduite des travaux.

- Je remercie l'ingénieur SOUILMI Akram, qui a gentiment pris son temps et ses efforts pour nous aider, tous les mots ne répondent pas à ses remerciements.

Nous tenons à remercier Dr. HEMAIDI-ZOURGUI NADJIB pour les efforts qu'il a déployés pour nous enseigner et pour ses conseils.

HEMKA HACEN ELBASRI

ملخص

يتكون مشروع نهاية الدراسة الخاص بنا من دراسة ورشة صناعة مكونة من قاعة ذات هيكل معدني ورافعة علوية، تقع في بلدية نميرات بولاية غرداية. نظراً لعدم وجود تأثيرات زلزالية في هذه المنطقة، فإن القوى الأساسية المؤثرة هي قوة الرياح والقوى الديناميكية للرافعة. بعد تحديد الحمولة، أجرينا جميع الفحوصات اللازمة لمختلف أجزاء العناصر الإنشائية، وخصوصاً الرافعة العلوية. بعد ذلك، قمنا بدراسة أرضية مختلطة مكونة من صفيحة مضلعة وموصلات ولوح ضغط خرساني مقوى. أخيرًا، انتهينا من حساب التجميعات وأبعاد الأساسات بناءً على الحمولة المطبقة.

تم إجراء نموذج الحساب باستخدام برنامج Robot Structural Analysis

وللرسومات التوضيحية استخدمنا برنامجي.Tekla Structuresو Autocad.

الكلمات المفتاحية

- هيكل معدني
- رافعة علوية
- قوة الرياح
- القوى الديناميكية
- الفحوصات الإنشائية
- أرضية مختلطة
- صفيحة مضلعة
- موصلات
- لوح ضغط
- حساب التجميعات

Résumé :

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude d'un atelier de maintenance composé d'une plancher mixte et d'un pont roulant, situé dans la commune de Noumirat , dans la wilaya de Ghardaïa. En raison de l'absence d'effets sismiques dans cette région, les forces principales agissantes sont les forces du vent et les forces dynamiques du pont roulant. Après avoir déterminé la charge, nous avons effectué toutes les vérifications nécessaires pour les différentes pièces des éléments structurels, en particulier le pont roulant. Ensuite, nous avons étudié un plancher mixte composé d'une plaque nervurée, de connecteurs et d'une dalle de compression en béton armé. Enfin, nous avons terminé le calcul des assemblages et des dimensions des fondations en fonction de la charge appliquée.

Le modèle de calcul a été réalisé à l'aide du logiciel Robot Structural Analyses, et pour les dessins explicatifs, nous avons utilisé les logiciels Autocad et Tekla Structures.

Mots clés :

- Atelier de maintenance
- Pont roulant
- Forces du vent
- Forces dynamiques
- plancher mixte
- Plaque nervurée
- Connecteurs
- Calcul des assemblages

Summary :

Our final year project involves the study of a maintenance workshop comprising a composite floor and an overhead crane, located in the commune of Noumirat, in the wilaya of Ghardaïa. Due to the absence of seismic effects in this region, the main acting forces are wind forces and the dynamic forces of the overhead crane. After determining the load, we performed all the necessary checks for the various parts of the structural elements, particularly the overhead crane. Then, we studied a composite floor consisting of a ribbed plate, connectors, and a reinforced concrete compression slab. Finally, we completed the calculation of the joints and the dimensions of the foundations based on the applied load.

The calculation model was created using Robot Structural Analysis software, and for the explanatory drawings, we used Autocad and Tekla Structures software.

Keywords :

- Maintenance workshop
- Overhead crane
- Wind forces
- Dynamic forces
- Composite floor
- Ribbed plate
- Connectors
- Joint calculation

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 1.

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 1.

3. Détermination des Profils Structuraux :

- 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 2.

4. Calcul des Poutres Mixtes :

- Dans le chapitre 3, 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 4.

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

7. Vérification des Sections de Poteaux :

- Au chapitre 7, nous avons déterminé la section des poteaux qui devra supporter et transmettre aux fondations les différentes sollicitations. Nous avons effectué ces vérifications avec le logiciel Robot Structural Analyses et avons également vérifié les déplacements de tête des poteaux .

8. Étude des Assemblages :

- Dans le chapitre 8, 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 chapitre9, 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.

Introduction Générale :

La charpente métallique, fondamentale dans l'industrie de la construction moderne, est particulièrement bien adaptée à la réalisation de hangars. Ces structures polyvalentes, utilisées pour le stockage, les ateliers de maintenance et diverses autres applications, tirent pleinement parti des avantages offerts par la charpente métallique. En combinant la robustesse de l'acier, la flexibilité de conception et la rapidité d'installation, les hangars métalliques offrent des espaces spacieux et fonctionnels, sans nécessité de colonnes intermédiaires, tout en restant économiques sur le long terme. L'utilisation de logiciels de conception comme Autocad, Tekla Structures et Robot Structural Analyses permet d'assurer une conception précise et optimisée, garantissant la fiabilité et la performance des hangars métalliques.

Table des matières

1 Étude climatique **1**

1.1 Descriptif du projet 2
1.1.1 Donnée relatives au site 2
1.1.2 Dimensions 2
1.1.3 Matériaux utilisés 3
1.2 Calcul de la charge climatique 3
1.2.1 But de l'étude climatique 3
1.2.2 Étape 1 : Calcul de la pression de point 3
1.2.3 Étape 2 : Calcul des coefficients de pression extérieure 6
1.2.4 Étape 3 : Calcul des coefficients de pression intérieures et determination de la charge du vent 9
1.3 Charge due a` l'accumulation de sable 16

2 vérification des éléments secondaires **17**

2.1 vérification des pannes **(purlings)** 18
2.1.1 Définition des pannes **(purlings)** 18
2.1.2 Objectifs de l'étude des pannes 18
2.1.3 Pré dimensionnement des Pannes 18
2.1.4 Dimensionnement des pannes : Profilé retenu IPE140 20
2.2 Vérification des lisses de bardage (**side rails)** 25
2.2.1 Définition des lisses **(side rails)** 25
2.2.2 Objectifs de l'étude des lisses 25
2.2.3 Pré dimensionnement des lisses 25
2.2.4 dimensionnement des Lisses :Profilé retenu UPN120 27
2.3 Vérification des potelets 32
2.3.1 Définition des potelets (Gable columns) 32
2.3.2 Pré dimensionnement des potelets 33
2.4 Vérification des éscaliers 40
2.4.1 Définition des éscaliers (strairs) 40
2.4.2 Objectifs de l'étude des éscaliers 40
2.4.3 Choix des dimensions 40
2.4.4 Dimensionnement des supports des marches 41
2.4.5 Dimensionnement du limon 43

3 Étude de plancher **48**

3.1 Introduction 49
3.2 Disposition des solives 49
3.3 Caractéristique des éléments constructifs 50
3.4 Vérification au stade de montage 50

3.4.1 Évaluation des charges 50
3.4.2 Vérification de la flèche (ELS) 51
3.4.3 Vérification a` l'ELU 51
3.5 Vérification au stade final (après durcissement du béton) 52
3.5.1 Détermination de position de l'axe neutre 53
3.5.1 Détermination l'inertie de la poutre mixte 54
3.5.1 Le moment de flexion sollicitant 54
3.5.1 Calcul et dimensionnement des connecteurs 56

4 Étude de la poutre de roulement 59
4.1 Introduction 60
4.2 Documents réglementaires 60
4.3 Caractéristiques du pont roulant 61
4.4 Les charges verticales par galet 63
4.4.1 Coefficient d'amplification dynamique 63
4.4.2 Détermination des charges verticales a vide(sans charge nominale) par galet 64
4.4.3 Détermination des charges verticales en charge(avec charge nominale) par galet. 66
4.5 Détermination des charges horizontales 69
4.5.1 Charges horizontales causées par les accélérations et les décélérations du pont roulant 69
4.5.2 Charges horizontales causées par la marche en crabe du pont roulant 72
4.5.3 Forces horizontales causées par les accélérations et les décélérations du chariot 76
4.6 Tableau récapitulatif des résultats 76
4.7 Prédimensionnement de la poutre de roulement (Vérifications a` l'ELS) 77
4.7.1 Flèche verticale 77
4.7.2 Flèche horizontale 78
4.8 Vérification a` l'ELU 80
4.8.1 Détermination des efforts internes 80
4.8.2 Critère de vérification de la résistance en section 82
4.8.3 Vérification du déversement 82
4.9 Conclusion 82

5 Étude des contreventements (horizontal and vertical bracings) 83
5.1 Introduction 84
5.2 Les différents types de contreventements 84
5.3 Efforts du vent sur le pignon 84
5.4 Calcul de la poutre au vent 85
5.4.1 Les efforts horizontaux 85
5.4.2 Les Efforts dans les diagonales 86
5.5 Section de la diagonale 88
5.5.1 Pré dimensionnement des diagonales 88
5.5.2 Vérification de la résistance a` la traction 88

5.6 Étude des palées de stabilité 90
5.6.1 Les efforts de traction dans les diagonales 90
5.6.2 Section de la diagonale 91
5.6.3 Pré dimensionnement (l'aire minimale d'une section de diagonales.) 91
5.6.4 Vérification de la résistance a la traction 91
5.7 étude des palées de stabilité(LES SABLIÈRES (Eave Struts)) 92
5.7.1 Les efforts dans les sablières 93
5.7.2 Section de la sablière (pré dimensionnement) 93
5.7.3 Vérification de la résistance au flambement 93
5.7.4 Vérification du profilé retenu HEA120 au flambement flexion 95
5.7.5 Vérification du profilé retenu HEA120 au déversement 96

6 Calcul des assemblage 98
6.1 Introduction 99
6.2 Role des assemblages 99
6.3 Calcul d'assamblages 99
6.3.1 Assemblage traverse – traverse 99
6.3.2 Assemblage Poteau – traverse 103
6.3.3 Assemblage du Palées de stabilités 109

7 Calcul Des Fondations 111
7.1 Introduction 112
7.2 Choix du type de fondations 112
7.3 Les semelles isolée 112
7.4 Dimensionnement de Platin 112
7.5 Fut 113
7.5.1 Dimensionnement de fut 113
7.5.2 Ferraillage de fut 113
7.6 cas l "Nmax" 116
7.6.1 Dimensionnement de la semelle cas l "Nmax" 116
7.6.2 calcul de ferraillage 119
7.6.3 Vérification Effort tranchant dans la section S2 121
7.7 cas 2 "Mmax" 122
7.7.1 Dimensionnement de la semelle cas 2 "Mmax" 122
7.7.2 Calcul de ferraillage 125
7.8 longrines 128
7.8.1 Dimensionnement des longrines 128
7.8.2 Calcul du ferraillage 128

A Vues en plan et en perspective 131

B Vérification des poteaux 135

C Vérification des assemblages 138

D Les plans tekla structures des assemblages 170

E Vérification par paython 173

Table des figures

1.1 vue pignon. 2

2.1 emplacement des pannes. 18
2.2 disposition des lisses 25
2.3 disposition des potelets 32
2.4 vue des potelets par Autocade 33
2.5 notation des caracteristique géometrique 35
2.6 Vue de l'escalier 40
2.7 Dimensions de l'escalier 41
2.8 Eléments constructif de la marche 41
2.9 Vue de l'escalier par logiciel ROBOT 44
2.10 la flèche de l'escalier par logiciel ROBOT 44

3.1 Plancher collaborant 49
3.2 Plancher collaborant par logiciel ROBOT 50
3.3 section de la poutre mixte 53
3.4 poutre mixte 56
3.5 caractéristiques des connecteurs. 56

4.1 illustration des composants du pont roulante 60
4.2 pont bipoutre avec palan a cable type VTDB 61
4.3 donnees relatives au chariot. 61
4.4 fiche technique du pont roulant Europont : dimensions et reaction. 62
4.5 Définition de la masse à lever et du poids propre d'un appareil de levage. 63
4.6 Illustration des efforts du aux accélérations/décélérations du pont roulant. 70
4.7 Paramètres et caractéristiques relatifs a` la marche en crabe. 73
4.8 tolérance relative a` l'excentrement du chargement vertical. 74
4.9 Les différents système de fixation des galets a` l'axe de rotation. 74
4.10 Caracteristiques du rail A45.. 79
4.11 fleche maximale. 79
4.12 Diagramme du moment sollicitant ultime sous chargements verticaux. 81
4.13 Diagramme du moment sollicitant ultime sous chargent ponctuel horizontal. 81

5.1 les contreventements 84
5.2 surface tributaire 85
5.3 effort dans les diagonales 87
5.4 corniere 50x50x5 89
5.5 palée de stabilité 90
5.6 efforts dans les diagonales par logiciel ROBOT 90
5.7 UPN 80 92
5.8 efforts dans les sablieres 92

6.1 Représentation de l'assemblage traverse-traverse. 100
6.2 Vue de l'assemblage Traverse – Traverse. 102
6.3 Représentation de l'assemblage poteau-traverse. 103
6.4 Vue de l'assemblage poteau – Traverse. 108
6.5 Représentation Assemblage des diagonales sur gousset pignon. 109
6.6 Assemblage des diagonales intermédiaires.. 110

7.1 vue pignon. 112
7.2 massif avec plaque d'ancrage. 113
7.3 Dimensionnement de fut. 113
7.4 Ferraillage de fut. 114
7.5 équilibre de coin. 115
7.6 schéma de ferraillage (Nmax). 121
7.7 schéma de ferraillage(Mmax). 127

Liste des tableaux

1.1 Coefficients C_{pe} 6
1.2 Coefficient C_{pe} après interpolation. 7
1.3 Coefficient du C_{pe} retenu (C_{pe} final). 7
1.4 Coefficient C_{pe} des parois verticales. 8
1.5 Coefficient C_{pe} toiture après interpolation. 8
1.6 Coefficient du C_{pe} retenus 8
1.7 Pression aérodynamique : vent $\perp$ face 01 12
1.8 Pression aérodynamique : vent $\perp$ pignon 03 13
1.9 Pression aérodynamique : vent $\perp$ long pan 02 14
1.10 Pression aérodynamique : vent long pan 04 15

3.1 charges permanentes 55

4.1 Groupes de cas de charges et coefficients dynamiques associés. 64
4.2 Tableau des paramètres lambda selon le system de fixation des galets 75
4.3 tableau des résultats 77

5.1 Les sollicitations Fi 86

Chapitre 1

Etude Climatique

1.1 Descriptif du projet

Avant de commencer l'étude climatique, nous allons communiquer quelques informations sur notre projet.

Notre projet de fin d'études consiste a calculer un hangar métallique (atelier de maintenance), équipé d'un pont roulant 1tonne, on va présenter notre ouvrage étudié ainsi que les matériaux utilisé.

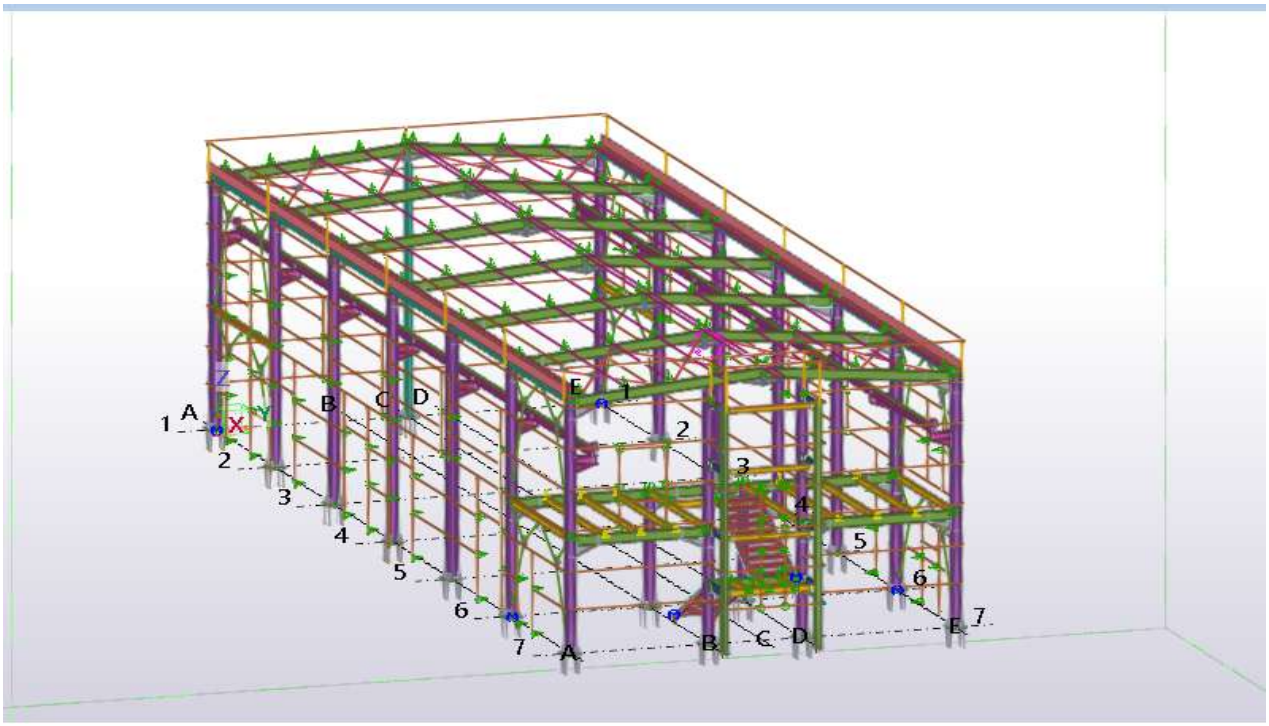


FIGURE 1.1 – vue pignon.

1.1.1 Donnee relatives au site :

- Lieu de realisation : GHARDAIA
- Zone de sable[1] : D
- Zone de neige[2] : D
- Region de vent[3] :III
- Site plat
- Categorie de terrain S3 (site meuble)

1.1.2 Dimensions :

- La largeur = 10.3 m.
- La profondeur = 28.8 m.
- La hauteur = 8 m.
- le Versant de la toiture = 5.54°

1. voir DTR C 2-4.7 annexe 1 page 29
2. voir DTR C 2-4.7 annexe 1 page 34
3. voir DTR C 2-4.7 annexe 1 page 102

1.1.3 Matériaux utilisés:

- Acier de construction S275 (E28-2 conformément à la norme EN 10025-2 :2004)
- Contrainte de la limite élastique fy =275 MPa
- Contrainte de rupture en traction fu=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

1.2 Calcul de la charge climatique

1.2.1 But de l'étude climatique

L'analyse du climat repose sur les directives du reglement Neige ,Vente et Sable de 2013 (RNV DTR2-47), visant à évaluer les diverses pressions climatiques résultant des forces du vent et de la sables affectant l'intégralité de la structure ainsi que ses composants individuels . le RNV 2013 [4] propose d'utiliser la formule ci-dessous afin de déterminer la pression du vent agissant sur les parois extérieures de la structure.

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \tag{1.1}$$

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 interieur .

1.2.2 Étape 1 : Calcul de la pression de point

Le RNV 2013 [5] propose la formule suivante :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e) \tag{1.2}$$

1. q_{ref}

   q_{ref} est la pression de référence, elle dépend de la zone au vent [6]. Comme notre se situe a` GHARDAIA en dans une commune "Noumerat", alors la zone de vent adequate est **La zone III** d'ou la pression de référence[7]est :

   $$q_{ref} = 500N/m^2$$

   $$q_{ref} = 50daN/m^2$$

2. C_e

   $C_e(z_e)$ est le coefficient d'exposition au vent, la formule proposée est [8] la suivante :

   $$C_e(z_e) = C_t^2(z_e).C_r^2(z_e).[1 + 7I_v(z_e)] \tag{1.3}$$

4. RNV2013 Page 50, paragraphe 2.5.2
5. RNV2013 page43 paragraphe 2.3.1
6. RNV 2013 annexe 1 page 100
7. RNV 2013 page 100 tableau A1
8. RNV2013 page 44 paragraphe 2.4.2

(a) z_e La hauteur de référence [9] :

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

pour les parois verticales:

$$z_e = 7.5m$$

pour la toiture:

$$z_e = 8m$$

(b) C_t :

C_t est le coefficient évalue l'influence de la topographie locale sur la vitesse du vent. Comme notre structure se situe sur une zone relativement plate[10] ($\Phi < 0.05$) alors

$$C_t(z) = 1$$

(c) C_r :

C_r est le coefficient de rugosité [11], 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.

$$C_r(z_e) = K_t . \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) \quad \text{pour } z_{min} \leq z_e \leq 200m$$

$$C_r(z_e) = K_t . \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{pour } z_e \leq z_{min}$$

La catégorie de notre terrain[12] est la categorie´I. Nous obtenons donc les donnée suivante:

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

Ainsi pour les parois verticales

$$C_r(z_e) = K_t . \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)$$

$$= 0.17 \times \ln\left(\frac{7.5}{0.01}\right)$$

$$C_r(7.5\text{m}) = 1.1254$$

9. RNV2013 page 44 paragraphe 2.3.2
10. RNV2013 page 46 paragraphe 2.4.5
11. RNV2013 page 46 paragraphe 2.4.4.
12. RNV2013 page 46 tableau 2.4

Et pour la toiture :

$$C_r(z_e) = K_t . \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)$$

$$= 0.17 \times \ln\left(\frac{8}{0.01}\right)$$

$$C_r(8\text{m}) = 1.1363$$

(d) I_v :

L'intensité de la turbulence [13] I_v est donnee comme suite :

$$\begin{cases} I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(z_e).\ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} & \text{pour } z_e > z_{min} \\ I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(z_e).\ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z_e \leq z_{min} \end{cases}$$

$$\forall z_e \in \{7.5m, 8m\}, z_e > z_{min} = 1m$$

donc pour les parois verticales

$$I_v(z_e = 7.5) = \frac{1}{C_t(z_e).\ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} = \frac{1}{1.\ln\left(\frac{7.5}{0.01}\right)} = 0.151$$

$$I_{v_{paroi\ verti}} = 0.151$$

et pour la toiture $I_v(z_e = 8) = \frac{1}{C_t(z_e).\ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} = \frac{1}{1.\ln\left(\frac{8}{0.01}\right)} = 0.1495$

$$I_{v_{toiture}} = 0.1495$$

En portant les résultats obtenus dans l'équation (1.3) : Pour les parois verticales :

$$C_e(z_e) = 1^2 \times 1.1254^2 \times [1 + 7 \times 0.1495] = 2.6$$

donc $C_{e_{paroi\ verti}} = 2.6$

et pour la toiture : $C_e(z_e) = 1^2 \times 1.1363^2 \times [1 + 7 \times 0.1495] = 2.64$

donc $C_{e_{toiture}} = 2.64$

En portant les résultats dans l'équation (1.2) :

— pour les parois verticales $q_p = 50 \times 2.6 = 130.25\ daN/m^2$

donc $\boxed{q_{p_{paroi\ verti}} = 130.25\ daN/m^2}$

— pour la toiture

$$q_p = 50 \times 2.642 = 132.05\ daN/m^2$$

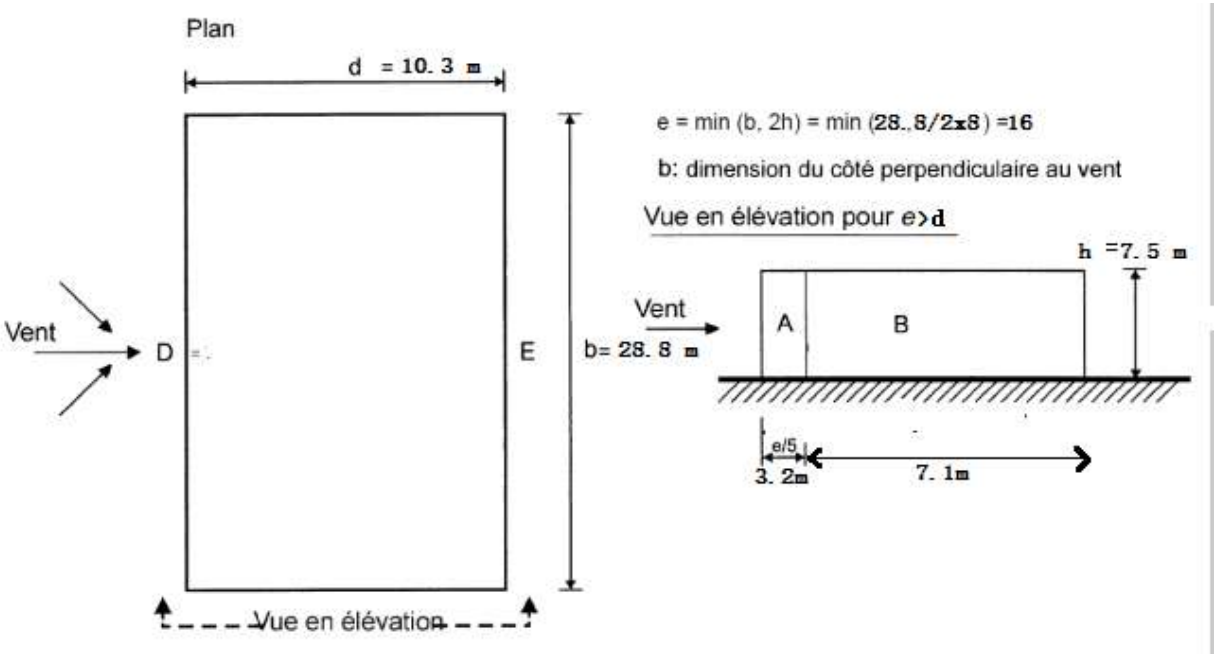
donc $\boxed{q_{p_{toiture}} = 132.05 daN/m^2}$

13. RVN2013 page 50

1.2.3 Étape 2 : Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe}

1. perpendiculaire au long pan $\theta = 0°$

(a) **Parois verticales**



En nous référant au RNV 2013, nous avons le tableau des CPE suivant.

paroi latérale				paroi au vent		paroi sous le vent	
A.A'		B.B'		D		E	
CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	0.8	1.0	-0.3	-0.3

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

	surfA	surfB	surfD	surfE
aire m2	24	53.25	216	216
Cpe	-1	-0.8	0.8	-0.3

TABLE 1.1 – Coefficients C_{pe}.

(b) **Toiture**

L'angle du versant de la toiture est $\alpha = 5.54° \in [5°, 15°]$. Il est par consequent 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 C_{pe} la plus défavorable .

	α	ZONES VENT THETA 0°									
		F		G		H		I		J	
		CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1
ligne 45	5	-1.7	-2.5	-1.2	-2	-0.6	-1.2	-0.6	-0.6	0.2	0.2
ligne 46	5	0	0	0	0	0	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
ligne 47	15	-0.9	-2	-0.8	-1.5	-0.3	-0.3	-0.4	-0.4	-1	-1.5
ligne48	15	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0	0	0
interpo ligne 45 avec 47	5.54	-1,6568	-2,473	-1,1784	-1,973	-0,5838	-1,1514	-0,5892	-0,5892	0,1352	0,1082
interpo ligne 46 avec 48	5.54	0,0108	0,0108	0,0108	0,0108	0,0108	0,0108	-0,5676	-0,5676	-0,5676	-0,5676
interpo ligne 45 avec 48	5.54	-1,5974	-2,3542	-1,1244	-1,8812	-0,5568	-1,1244	-0,5676	-0,5676	0,1892	0,1892
interpo ligne 46 avec 47	5.54	-0,0486	-0,108	-0,0432	-0,081	-0,0162	-0,0162	-0,5892	-0,5892	-0,6216	-0,6486

TABLE 1.2 – Coefficient C_{pe} après interpolation.

Les aires et les C_{pe} les plus défavorables ($C_{pe}final$) sont présentes dans tableau suivant:

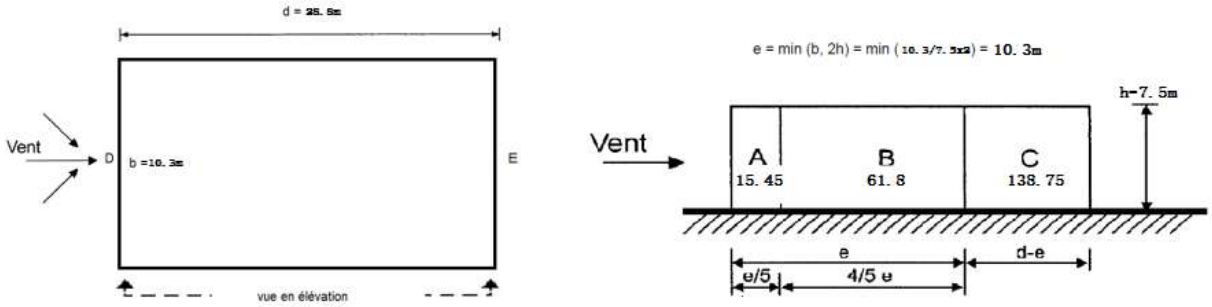
coefficient pression exterieure

	surfF	surfG	surfH	surfI	surfJ
aire m2	6.4	33.28	102.24	102.24	46.08
Cpe	-1.8149	-1,1784	-0,5838	-0,5892	0,1352
Cpe	0.0108	0.0108	0.0108	-0,5676	-0,5676
Cpe	-1.7440	-1.1244	-0,5568	-0,5676	0,1892
Cpe	-0.060	-0,0432	-0,0162	-0,5892	-0,6216
Cpe final	-1.8149	-1.1784	-0.5838	-0.5892	-0.6216

TABLE 1.3 – Coefficient du C_{pe} retenu (C_{pe} final).

2. perpendiculaire au pignon $\theta = 90°$

(a) **Parois verticales**



Les aires des surface A, B et C sont toutes supérieures à $10m^2$ donc les C_{pe} sont identiques que ceux du cas ($\theta = 0°$)

	surfA	surfB	surfC	surfD	surfE
aire m2	15.45	61.8	138.75	77.25	77.25
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

TABLE 1.4 – Coefficient C_{pe} des parois verticales.

(b) **Toiture**

α	ZONES VENT THETA 90							
	F		G		H		I	
	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1
5	-1.6	-2.2	-1.3	-2	-0.7	-1.2	-0.6	-0.6
15	-1.3	-2	-1.3	-2	-0.6	-1.2	-0.5	-0.5
5.54	-1,5838	-2,1892	-1.3	-2	-0,6946	-1.2	-0,5946	-0,5946

TABLE 1.5 – Coefficient C_{pe} toiture après interpolation.

	surfF	surfG	surfH	surfI
aire m2	2.652	2.652	21.218	121.8
Cpe	-1.93	-1.7	-0.6996	-0.5946

TABLE 1.6 – Coefficient du C_{pe} retenus.

1.2.4 Étape 3 : Calcul des coefficients de pression intérieures C_{pi} et determination de la charge du vent $W(z_{eq})$

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

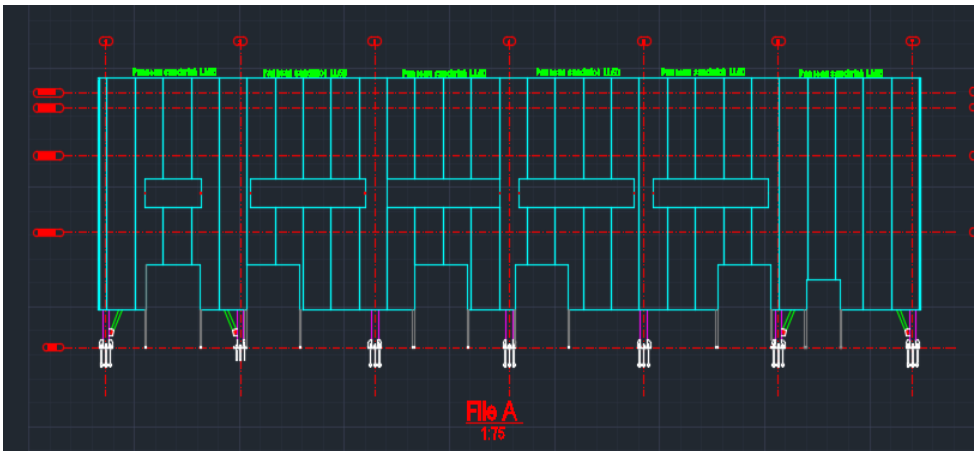
Remarques importantes :

— **pour les structures sans face dominante**, si nous n'avons aucune information concernant les ouvertures (fenêtres, portes ...). Il est possible de prendre en considération les valeur des C_{pi} les plus défavorables [14] ie $C_{pi} = +0.2$ et $C_{pi} = -0.3$.

— **Cependant, notre structure ne reconnaît pas de face dominant important**. Mais on a calculer ces coefficients de pression interieure en respectant les textes réglementaires.

1. **Calcul des aires des ouvertures**

   (a) **Face 01**



Sur cette face nous avons :

— 5grand portails de dimension $1.9m \times 2.6m$.

Donc $\boxed{\text{Total 1} = 24.70m^2}$

— 4 petites fenetres de dimension $0.9m \times 4.10$m avec une fenetre de 0.9m x 2m.

Donc $\boxed{\text{Total 2} = 16.56m^2}$

— 1 porte de dimension $1.2m \times 2m$.

Donc $\boxed{\text{Total 3} = 2.4m^2}$

Ainsi le total des ouvertures sur cette face est :

$$\boxed{Total = \Sigma total_i = 43.66\ m^2}$$

14. NF EN 1991-1-4, page 43, paragraphe 7.2.9, clause (6); NOTE 2

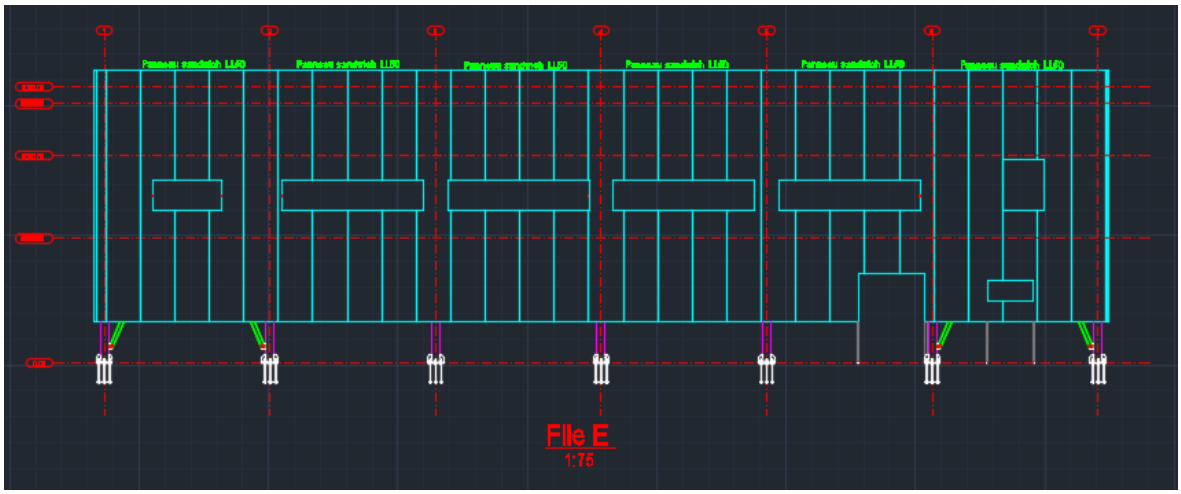
(b) **Face 02**

Sur cette face nous avons :

— 1 grand portail de dimension $1.9m \times 2.6m$. Donc Total 1 = $4.94m2$

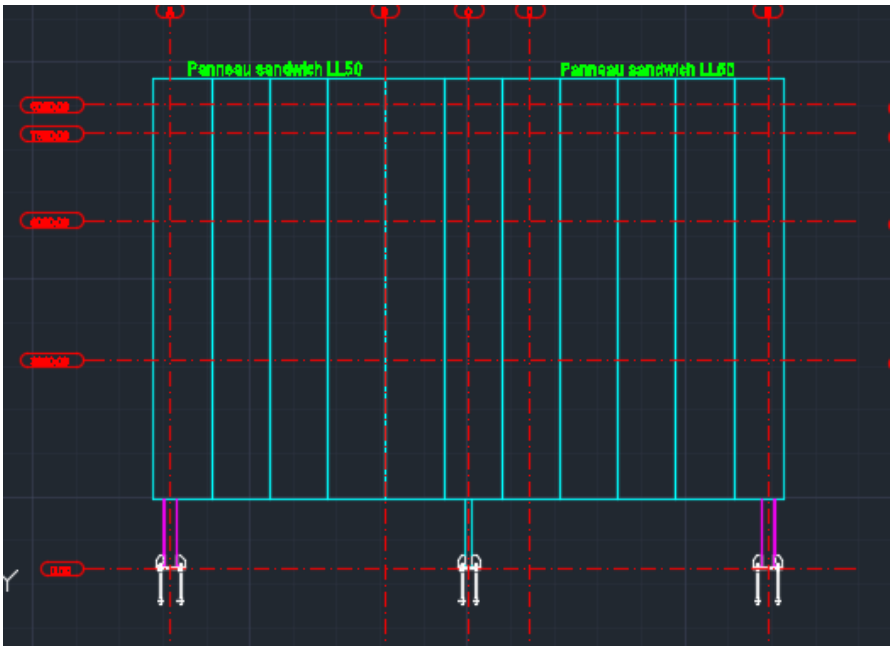
— 4 petites fenetres de dimension $0.9m \times 4.10$m avec une fenetre de 0.9m x 2m. avec une fenetre de 1.2m x 1.5m. avec une fenetre de 1.3m x 0.6m.

Donc Total 2 = 19.14 m²



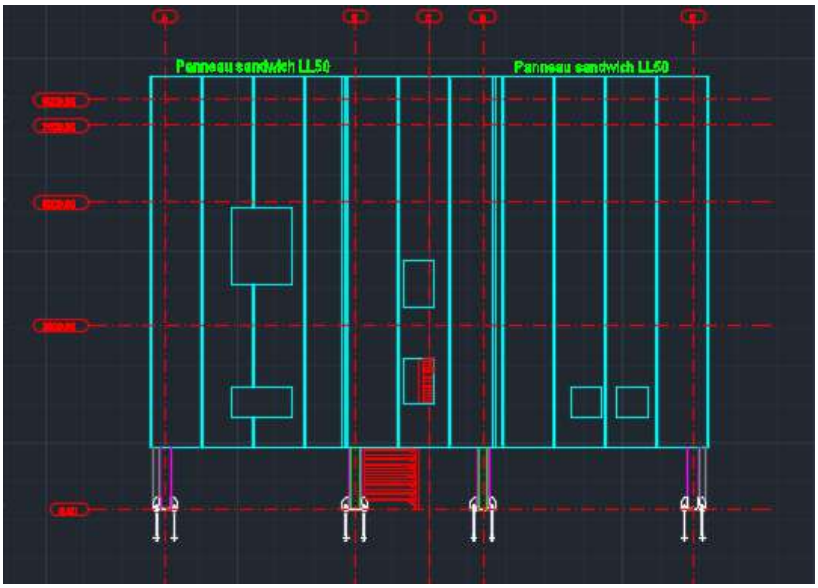
Total= 24.08 m^2

(c) **Face 03**



-Sur cette face nous avons pas des ouvertures .

(d) **Face 04**



— 6 petites fenetres de dimension: 1.2mx1.5m et 1.2mx0.6m et 2 fenetres (0.6mx0.9met 0.6mx0.6m)

Sur cette face l'aire totale des ouvertures est :

$$Total = 4.32\ m^2$$

2. **Calcul des C_{pi}**

Remarque importante

— Il est à noté que si nous n'avons pas d'information concernant les ouvertures dans les façades, l'eurocode [15] permet de prendre consideration les valeur des C_{pi} les plud défavorables ($C_{pi} = +0.2$ et $C_{pi} = -0.3$). Mais attention, cela n'est vrai que si la structure ne comporte pas de face dominante.

Dans le cas des structures avec face dominante, il convient de déterminer le C_{pi} comme l'indique les RNV2013.

— Nous remarquons que l'aire total des ouvertures du long pan 01 est:

$$Total_{01} = 43.66\ m^2$$

Et l'aire des ouvertures de toutes les autres face réunies est :

$$Total_{02} + Total_{03} + Total_{04} = 24.8 + 0 + 4.32 = 29.12 m^2$$

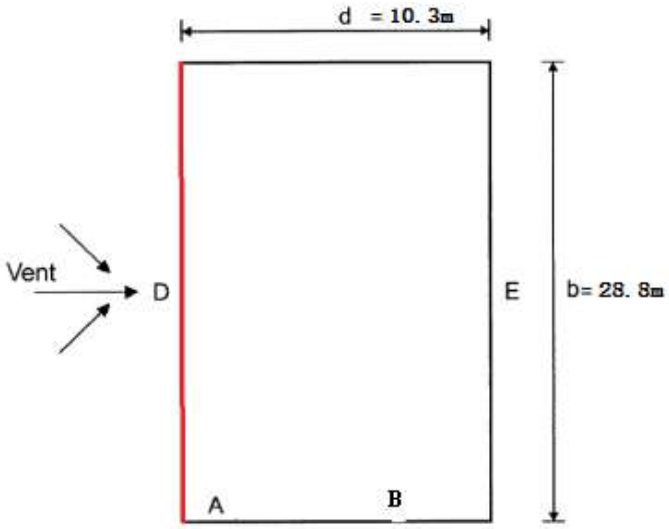
Ainsi

$$\frac{Total_{01}}{Total_{02} + Total_{03} + Total_{04}} = 1.5 < 2$$

- on a pas une face dominante .

15. EN 1991-1-4 :2005, page 43, Note2

(a) **Vent au long pan 01**



-Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure Cpi est déterminé avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et µp l'indice de perméabilité donné par [16] :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

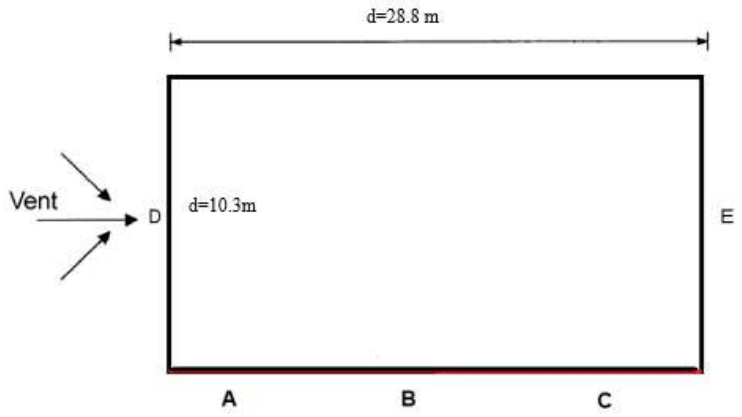
	surfA	surfB	surfD	surfE
aire m2	24	53.25	216	216
Cpe	-1	-0.8	0.8	-0.3
Up	0.393	0.393	0.393	0.393
Cpi	0.24	0.24	0.24	0.24
Cpe-Cpi	-1.24	-1.04	0.56	-0.54
$q_p\,(daN/m^2)$	130.25	130.25	130.25	130.25
W(zeq) daN/m2	-161.51	-135.46	72.94	-70.335

TABLE 1.7 – Pression aérodynamique : vent ⊥ face 01

	surfF	surfG	surfH	surfI	surfJ
aire m2	6.4	33.28	102.24	102.24	46.08
Cpe final	-1.8149	-1.1784	-0.5838	-0.5892	0.1352
Up	0.393	0.393	0.393	0.393	0.393
Cpi surpress	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
Cpe-Cpi	-2.055	-1.4184	-0.8238	-0.8292	-0.1048
$q_p\,(daN/m^2)$	132.05	132.05	132.05	132.05	132.05
W(zeq) daN/m2	-271.36	-187.3	-108.78	-109.5	-13.83

16. RNV2013 page89 paragraphe 5.2.2.2

(b) **Vent au pignon 02**

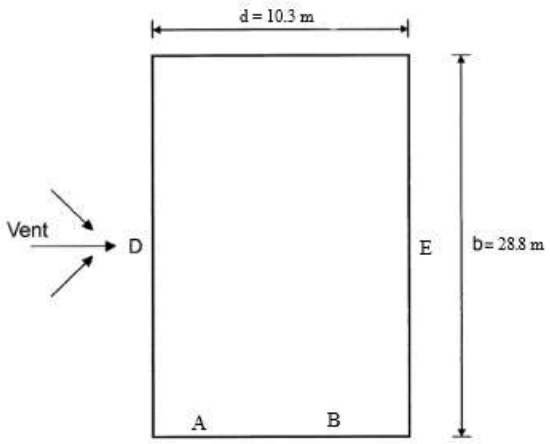


	surfA	surfB	surfC	surfD	surfE
aire m2	15.45	61.8	138.75	77.25	77.25
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
Up			1		
Cpi			-0.307		
Cpe-Cpi	-0.693	-0.493	-0.193	1.107	0.007
$q_p(daN/m^2)$			130.25		
$W(zeq)daN/m^2$	-90.25	-64.21	-25.14	144.186	0.91

TABLE 1.8 – Pression aérodynamique : vent ⊥ pignon 03

	surfF	surfG	surfH	surfI
aire m2	2.652	2.652	21.218	121.8
Cpe	-1.93	-1.703	-0.6945	-0.5946
Cpi			-0.307	
Cpe-Cpi	-1.62	-1.3964	-0.3875	-0.2876
$q - p(daN/m^2)$			132.05	
$W(zeq)daN/m^2$	-213.92	-184.39	-51.17	-37.97

(c) **Vent au long pan 03**

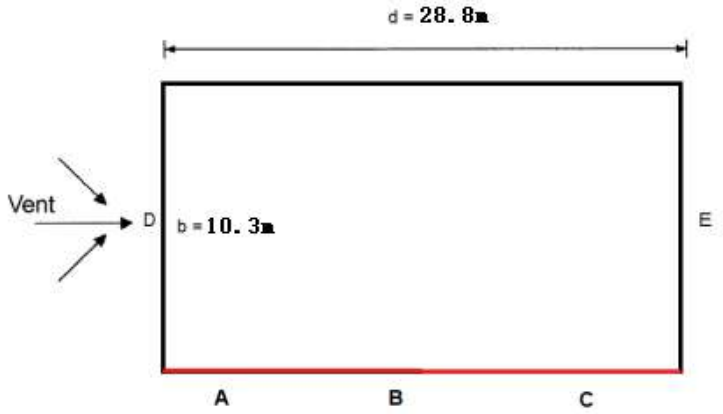


	surfA	surfB	surfD	surfE
aire m2	25.6	56.8	216	216
Cpe	-1	-0.8	0.8	-0.3
Cpi	-0.113			
Cpe-Cpi	-0.887	-0.687	0.913	-0.187
q-p(daN/m2)	130.25			
W(zeq) daN/m2	-115.53	-89.48	118.92	-24.36

TABLE 1.9 – Pression aérodynamique : vent ⊥ long pan 02

	surfF	surfG	surfH	surfI	surfJ
aire m2	6.4	33.28	102.24	102.24	46.08
Cpe final	-1.8149	-1.1784	-0.5838	-0.5892	-0.622
Cpi	-0.113				
Cpe-Cpi	-1.70	-1.06	-0.47	-0.476	-0.509
q-p(daN/m2)	132.05				
W(zeq) daN/m2	-224.485	-139.97	-62.06	-62.84	-67.21

(b) **Vent au pignon 04**



	surfA	surfB	surfC	surfD	surfE
aire m2	15.45	61.8	138.75	77.25	77.25
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
Up			0.94		
Cpi			-0.307		
Cpe-Cpi	-0.693	-0.493	-0.193	1.107	0.007
$q_p(daN/m^2)$			130.25		
$W(zeq)daN/m^2$	-90.25	-64.21	-25.14	144.18	0.91

TABLE 1.10 – Pression aerodynamique : vent⊥ pignon 04

	surfF	surfG	surfH	surfI
aire m2	2.652	2.652	21.218	121.8
Cpe	-1.93	-1.703	-0.6996	-0.5946
Cpi		-0.307		
Cpe-Cpi	-1.62	-1.396	-0.3875	-0.2876
$q - p(daN/m^2)$		132.05		
$W(zeq)daN/m^2$	-213.92	184.39	-51.17	-37.97

1.3 Charge due à l'accumulation de sable

L'ouvrage est a GHARDAIA , situé en zone D. De plus pour les ouvrages de pente de toiture superieure a 5%[17] (la pente de notre versant est 10%), le RNV recommande d'appliquer une charge lineiquede 0.25 *kN*/*ml*.

Nous appliquerons cette charge au niveau des deux chéneaux.

17. RNV2013 page 25 paragraphe 7.2.1

Chapitre 2

vérification des éléments secondaires

2.1 vérification des pannes (purlings)

2.1.1 Définition des pannes (purlings)

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. 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.

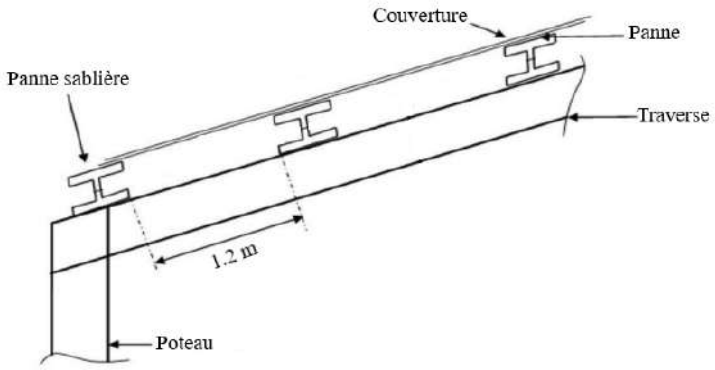


FIGURE 2.1 – disposition des pannes dans la toiture.

2.1.2 Objectifs de l'étude des pannes

1. Déterminer la combinaison de charge le plus défavorable.
2. Déterminer le profilé adéquat qui résistera à la combinaison la plus défavorable.
3. faire les vérification nécessaires :
   (a) Vérification de la flèche (ELS)
   (b) ELU de La résistance à la flexion déviée.
   (c) ELU de résistance au déversement.

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

2.1.3 Pré dimensionnement des Pannes

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

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 1,2m, nous multiplierons les chargements surfaciques par 1,2m.

— **Les charges permanentes**

1. Couverture et accessoires de pose : 15.2 kg/m^2.
   $15.2 \times 1.2 = 18.24\ daN/m$
2. Poids propre de la panne : 10.57 kg/m

Ainsi nous obtenons un poids propre de $G = 18.24 + 10.57 = 28.81\ daN/m$

— **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 a : 271.36 daN/m^2.
Neanmoins cette zone F est restreinte et la flexion maximale ne se produit pas sur cette zone, afin d'eviter d'excessivement surdimensionner le profile, nous considererons la pression du vent obtenue en zone G (vent ⊥ long pan ouest) ie = 187.3 × 1.2 = 224.52 daN /m²

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

Les combinaisons d'actions ELS :

$$Q_{Ed\ ser} = G - V$$

— Projection sur zz :

$$Q_{z\ ser} = G\cos\alpha - V = 28.81 \times \cos 5.54 - 224.76 = -195.84\ daN/m$$

ainsi $\boxed{Q_{z\ ser} = -195.84\ daN/m}$

— Projection sur yy :

$$Q_{y\ ser} = G\sin\alpha = -28.81 \times \sin 5.54 = -2.78\ daN/m$$

ainsi $\boxed{Q_{y\ ser} = -2.78\ daN/m}$

Vérification du pré dimensionnement(vérification de la flèche)

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

$$f_{adm} = L/200$$
$$= 4800/200 = 24\ mm$$

d'où $f_{adm} = 24\ mm$

Dans la cas d'une poutre biarticulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par :

$$f_{ser} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{Ed_ser}.L^4}{E.I_y}$$

1. voir CCM97, page 19, tableau 4.1

$Q_{z_ser}(daN/m)$	L(m)	$E(N/mm^2)$	$I_y(mm^4)$
241.03	4.8	2.1×10^5	2.6×10^6

Nous obtenons ainsi $\boxed{f_{ser} = 25 \text{ mm}}$

$$f_{ser} > f_{adm}$$

— La fleche n'est pas verifiée, il est nécessaire d'augmenter l'inertie. Considérons pour la suite **IPE140**.

— Par souci d'optimisation nous développerons les calculs pour le profile retenu.

2.1.4 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.

— **Les charges permanentes** .

1. Couverture et accessoires de pose : $15.2k\ kg/m^2$.
   $15.2 \times 1.2 = 18.24\ daN/m$
2. Poids propre de la panne : $12.9\ kg/m$

Ainsi nous obtenons un poids propre de G = 18.24 + 12.9 = 31.14 daN/m

— **Les charges climatiques**.

$$V_f = 187.3\ da\text{N/m}$$

en repartion linéique $V = 187.3 \times 1.2 = 224.52\ daN/m$

Les combinaisons d'actions ELS

$$Q_{Ed\ ser} = G - V$$

— Projection sur zz

$$Q_{zser} = G\cos\alpha - V = 31.14 \times \cos 5.54 - 224.52$$
$$= -193.52\ daN/m$$

ainsi $\boxed{Q_{z\ ser} = -193.52 daN/m}$

— Projection sur yy

$$Q_{yser} = G \sin\alpha = 31.38 \times \sin 5.54$$
$$= -3.02\ daN/m$$

ainsi $\boxed{Q_{y\ ser} = -3.02\ daN/m}$

-Verification de la flèche

Dans la cas d'une poutre biarticulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par :

$$f_{ser} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z_ser}.L^4}{E.I_y}$$

$Q_{z_ser}(daN/m)$	L(m)	$E(N/mm^2)$	$I_y(mm^4)$
193.52	4.8	2.1×10^5	5.41×10^6

Nous obtenons ainsi $\boxed{f_{ser} = 12\ mm}$

$$f_{ser} = 12mm < f_{aadm} = 24mm$$

La flèche est vérifiée, procédons aux vérifications des ELU.

-Verification d'instabilités

Les combinaisons d'actions ELU

$$Q_{Ed} = G - 1.5V$$

— Projection sur ZZ :

$$Q_{zEd} = G\cos\alpha - 1.5V = 31.14 \times \cos 5.54 - 1.5 \times 224.52 = -305.78\ daN/m$$

ainsi $Q_{zEd} = -305.78\ daN/m$

et pour un chargement uniforme sur poutre biappuyée nous obtenons

$$My_{Ed} = \frac{Q_{zEd} \times L^2}{8}$$

où L = 4.8m donc $M_{yEd} = 880.66\ daN.m$

— Projection sur yy :

$$Q_{yEd} = 1.35G\sin\alpha = 1.35 \times 31.14 \times \sin 5.54 = 4.05daN/m$$

ainsi $\boxed{Q_{yEd} = 4.05daN/m}$ ce qui correspond à un moment

$$M_{zEd} = \frac{Q_{yEd} \times (L/2)^2}{8}$$

le chargement se fait sur la demie longueur du fait de l'existence des liernes

donc $M_{zEd} = 2.94\ daN.m$

1. Vérification de la flexion déviée

Le CCM97 [2] recommande de verifier la résistance à la flexion déviée a 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.

$M_{yEd}(daN.m)$	$M_{plyRd}(daN.m)$	$M_{zEd}(daN.m)$	$M_{plzRd}(daN.m)$
880.66	2208.5	2.94	481.2

ainsi $\left(\frac{M_{yEd}}{M_{plyRd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{zEd}}{M_{plzRd}}\right)^{\beta} = 0.17 < 1$

La flexion déviée est vérifiée.

2. Interaction Effort tranchant _ Moment fléchissant : Le CCM97 [3] recommande de vérifier si il y a interaction entre l'effort tranchant sollicitant et le moment plastique résistant et ce en vérifiant si $V_{Ed}/V_{plRd} \leq 0.5$

(a) Flexion autours de (yy) Pour une poutre biappuyée, uniformément chargée.

$$V_{zEd} = \frac{Q_{zEd} \times L}{2}$$

où L = 4.8m et $Q_{zEd} = 305.78\ daN/m$. Ainsi $V_{zEd} = 733.872\ daN$

La valeur de calcul de la résistance plastique au scisaillement est donnée par [4]

$$V_{plzRd} = \frac{A_{vz} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

où l'aire de cisaillement [5] est donné par $A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$

$A(mm^2)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$r(mm)$
1643	73	6.9	4.7	7

Ainsi $Avz = 764\ mm^2$ d'où $V_{plzRd} = 11027\ daN$

Ansi $\frac{V_{zEd}}{V_{plzRd}} = 0.116 << 0.5$

Le moment plastique résistant n'est donc pas reduit sous l'effet de l'effort tranchant.

2. voir CCM97,page 68, equation (5.35)
3. voir CCM97 page 65 titre 5.4.7 (3)
4. voir CCM97 page 64 titre 5.4.6 (1)
5. CCM97 titre 5.4.6 (2)

3. Vérification au déversement :

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

Pour les sections en I et en H, le CCM97 propose une formule approximative pour calculer l'élancement géométrique. [6]

$$\lambda_{LT} = \frac{L_D/i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20}\left[\frac{L_D/i_z}{h/t_f}\right]^2\right]^{0.25}}$$

où $L_D = 2.4\ mm$ car la lierne est considerée comme un maintient lateral qui bloque le flambement de la semelle inferieure autours de l'axe zz. Et $C_1 = 1.88$ coefficient qui dépend de la nature du diagramme des moment .[7]

$i_z(mm)$	$h(mm)$	$t_f(mm)$
16.5	140	6.9

Nous obtenons ainsi

$$\lambda_{LT} = 77.17$$

L'élancement théorique est donnée par : $\lambda_1 = 93.9\epsilon$ où $\epsilon = 0.92$ d'ou

$$\lambda_1 = 86.4$$

Ainsi

$$\bar{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = 0.9 > 0.4$$

- Il y a risque de deversem ent, il est necessaire de calculer le M_{bRd}

$$M_{bRd} = \chi_{LT}\beta_w \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}}$$

où $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 et 2, $W_{ply} = 85900\ mm^3$ et $\gamma_{M1} = 1.1$

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

$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda_{LT}} - 0.2) + \bar{\lambda^2_{LT}})$ où $\alpha_{LT} = 0.21$ dans le cas du deversement.´ Nous obtenons ainsi les resultats suivants :

$$\phi_{LT} = 0.978$$

$$\chi_{LT} = 0.734$$

$$M_{bRd} = 1621\ daN.m$$

6. CCM97 page 148 formule (B.21)
7. CCM97 page 144 tableau B.1.1

(b) Critère de vérification au déversement

Le CCM97 propose de vérifier la résistance au déversement en flexion biaxiale en utilisant la formule suivante [8]

$$\frac{k_{LT}.M_{yEd}}{M_{bRd}} + \frac{k_z.M_{zEd}}{W_{plz}.f_y/\gamma_{M1}} \leq 1$$

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

$M_{yEd}(daN.m)$	$M_{zEd}(daN.m)$	$W_{plz}(mm^3)$
880.66	2.91	19250

Ainsi nous obtenons

$$\frac{k_{LT}.M_{yEd}}{M_{bRd}} + \frac{k_z.M_{zEd}}{W_{plz}.f_y/\gamma_{M1}} = 0.543 + 0.001 = 0.544 < 1$$

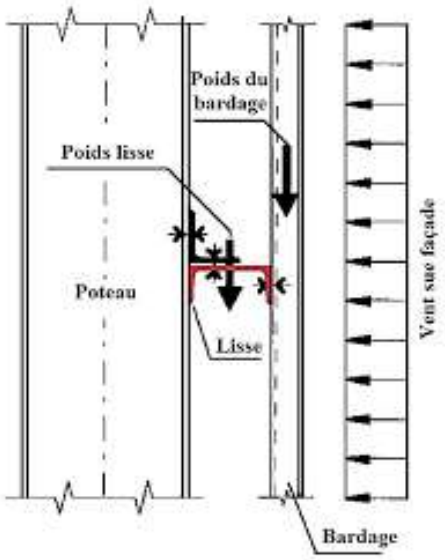
Le profile IPE140 sera retenue pour pannes. Nous placerons 10 pannes par versant.

8. CCM97 page 79 titre 5.5.2 (1) et page 85 clause (2)

2.2 Verification des lisses de bardage (side rails)

2.2.1 Definition des lisses (side rails)

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."

FIGURE 2.2 – disposition des lisses

Adapté du livre "CALCUL DES ELEMENT DE CONSTRUCTION METALLIQUE" du professeur Dahmani Lahlou Page n ° 119

2.2.2 Objectifs de l'étude des lisses

1. Déterminer le profilé adéquat.
2. faire les vérification nécessaires :
   (a) Vérification de la flèche (ELS)
   (b) ELU de La résistance à la flexion déviée.
   (c) ELU de résistance au déversement.

2.2.3 Prédimensionnement des lisses

Pour une première itération de predimensionnement, nous proposons de considerer le profil UPN100.

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'éspacement des pannes est de 1.2 m, nous multiplierons les chargement surface par 1.2 m

— **Les charges permanentes** .

1. Bardage LL50 : 10.9 kg/m^2.

2. Accessoires de pose : $3kg/m^2$.

d'où la répartitions du poids permanent en mètre linéaire de longueur
$= 1.2\ m \times (10.9daNm^2 + 3daN/m^2) = 16.68\ daN/m3.$

Poids propre de la lisse UPN100 : $10.6\ kg/m$

Ainsi nous obtenons un poids propre de
$\boxed{G = 16.68 + 10.6 = 27.3\ daN/m}$

— **Les charges climatiques**. La pression aérodynamique la plus défavorable correspond à un vent perpendiculaire au long pont de face 01. Nous avons obtenu dans ce cas sur la zone A de la paroi verticale une pression aérodynamique égale a : $161.5`daN\ /m^2$.

d'où $V = 161.5 \times 1.2 = 193.8\ daN/m$

Les combinaisons d'actions ELS:

$$Q_{Ed\ ser} = G + V$$

— Projection sur zz

$$Q_{z\ ser} = \bar{V} = 193.8daN/m$$

$Q_{zser} = 193.8\ daN/m$
Projection sur yy

$$Q_{yser} = G = \bar{27.3}\ daN/m$$

ainsi $Q_{y\ ser} = 27.3daN/m$

Vérification du pré dimensionnement(vérification de la flèche)

Le CCM97 [9] recommande de limiter la flèche des poutres des toitures à $L/200$

1. flèche horizontale (due au vent)

$$f_{adm_z} = L/200 = 4800/200$$
$$= 24mm$$

d'où $\boxed{f_{adm} = 24mm}$

Dans la cas d'une poutre biarticulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par :

$$f_{ser_z} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z_ser}.L^4}{E.I_y}$$

9. voir CCM97, page 19, tableau 4.1

$Q_{z_ser(daN/m)}$	L(m)	$E(N/mm^2)$	$I_y(mm^4)$
193.8	4.8	2.1×10^5	2.06×10^6

Nous obtenons ainsi $\boxed{f_{ser_z} = 31mm}$

$$f_{ser_z} > f_{adm}$$

La flèche horizontale n'est pas vérifiée, il est nécessaire d'augmenter l'inertie. Considérons pour la suite l' **UPN120**.

2.2.4 dimensionnement des Lisses :Profile retenu UPN120

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

Les charges permanentes

1. Bardage LL50 : 10.9 kg/m^2.
2. Accessoires de pose : 3 kg/m^2.

d'où la répartitions du poids permanent en mètre linéaire de longueur

$$1.2m \times (10.9daN/m + 3daN/m) = 16.68daN/m3.$$

Poids propre de la lisse UPN120 : $13.4kg/m$

Ainsi nous obtenons un poids propre de

$\boxed{G = 16.68 + 13.4 = 30.08daN/m}$

— **Les charges climatiques**.

Sur la zone A et pour une vent perpendiculaire au long pan ouest, nous avons une pression aerodynamique de $161.5\acute{d}aN/m^2$.

d'où $V = 161.5 \times 1.2 = 193.8\ daN/m$

Les combinaisons d'actions ELS

$$Q_{Ed\ ser} = G + V$$

— Projection sur zz

$$Q_{z\ ser} = V = 193.8daN/m$$

$Q_{zser} = 193.8\ daN/m$

Projectionsur yy

$$Q_{y\ ser} = G = 30.08$$

ainsi $Q_{y\ ser} = 30.08\ daN/m$

Vérification du pré dimensionnement(vérification de la flèche)

1. la flèche horizontale (due au vent)

$$f_{adm_z} = L/200 = 4800/200$$
$$= 24mm$$

d'où $\boxed{f_{adm} = 24mm}$

Dans la cas d'une poutre biarticulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par :

$$f_{ser_z} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z_ser}.L^4}{E.I_y}$$

$Q_{z_ser(daN/m)}$	L(m)	$E(N/mm^2)$	$I_y(mm^4)$
193.8	4.8	2.1×10^5	3.64×10^6

Nous obtenons ainsi $\boxed{f_{ser_z} = 18mm}$

$$f_{ser_z} < f_{adm_z}$$

La flèche horizontale est vérifiée.

2. la flèche verticale (due au poids propre)

$$f_{adm_y} = \frac{L/2}{200}$$
$$=2400/200 = 12mm$$

d'où $\boxed{f_{adm_y} = 12mm}$

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

$$f_{ser_y} = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y_ser}.(L/2)^4}{E.I_z}$$

$Q_{y_ser(daN/m)}$	L/2(m)	$E(N/mm^2)$	$I_z(mm^4)$
30.08	2.4	2.1×10^5	0.432×10^6

Nous obtenons ainsi $f_{ser_y} = 0.59mm$

$$f_{ser_y} < f_{adm_y}$$

La flèche verticale est vérifiée.

3. La flèche totale

$$f_{tot} = \sqrt{(f_{ser_z})^2 + (f_{ser_y})^2}$$

$$= 18\ mm$$

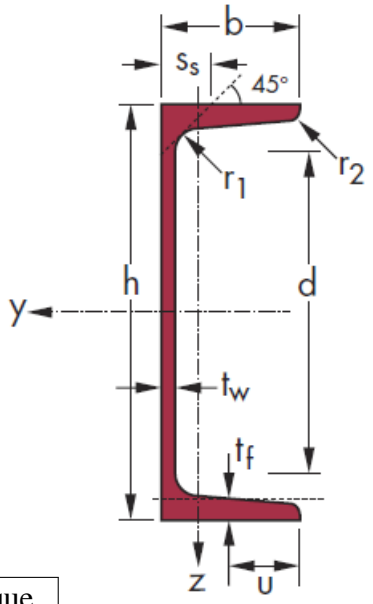
$$f_{tot} = 18mm < 24mm$$

la flèche totale est ainsi vérifiée

Vérification des instabilités

Classification de profilé

$b(mm)$	$t_f(mm)$	$d(mm)$	$t_w(mm)$
55	9	82	7



— Semelle comprimée [10] :

$$\frac{b}{t_f} = \frac{55}{9} = 6.11 < 10\epsilon = 10 \times 0.92 = 9.2$$

la semelle est de classe 1.

— âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{82}{7} = 11.72 < 72\epsilon = 72 \times 0.92 = 66.24$$

l'âme est de classe 1.

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

Les combinaisons d'actions ELU

$$Q_{Ed} = 1.35G + 1.5V$$

— Projection sur ZZ :

$$Q_{zEd} = 1.5V = 1.5 \times 193.8 = 290.7daN/m$$

ainsi $\boxed{Q_{zEd} = 290.7daN/m}$ et pour un chargement uniforme sur poutre biappuyée nous obtenons

$$MyEd = \frac{Q_{zEd \times L^2}}{8}$$

où L = 4.8m donc $\boxed{M_{yEd} = 837.22daN.m}$

— Projection sur yy : $Q_{yEd} = 1.35G$
$= 1.35 \times 30.08$
$= 40.6\ daN/m$

ainsi $\boxed{Q_{yEd} = 40.6\ daN/m}$ ce qui correspond à un moment

$$M_{zEd} = \frac{Q_{yEd} \times (L/2)^2}{8}$$

Il existe un appui intermédiaire dans le plan xoy du fait de l'existence de la lierne.

$M_{zEd} = 29.23 daN.m$

1. Vérification de la flexion déviée

Le CCM97 [11] recommande de vérifier la résistance à la flexion déviée à l'aide de la formule ci-dessous. **Il est toute fois important de mentionner que notre profile UPN120 n'est pas une section bisymétrique, donc le critère utilisé pour la vérification des pannes n'est pas applicable**.

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

$M_{yEd}(daN.m)$	$M_{plyRd}(daN.m)$	$M_{zEd}(daN.m)$	$M_{plzRd}(daN.m)$
837.22	1815	29.23	530

ainsi $\left(\frac{M_{yEd}}{M_{plyRd}}\right) + \left(\frac{M_{zEd}}{M_{plzRd}}\right) = (0.461) + (0.055) = 0.517 < 1$

La flexion déviée est vérifiée.

2. Vérification au déversement

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

Pour les profilés à section constante, le CCM97 propose une formule approximative pour calculer l'élancement géométrique. [12]

$$\lambda_{LT} = \frac{L_D/i_{LT}}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{(L_D/a_{LT})^2}{25.66}\right]^{0.25}}$$

où $L_D = 2.4\ m$ car la lierne est consideree comme un maintient latérale qui bloque le flambement de la semelle inférieure autours de l'axe zz. Et $C_1 = 1.88$ coefficient qui dépend de la nature du diagramme des moment .[13]

11. voir CCM97,page 68, equation (5.36)
12. CCM97 page 148 formule (B.15)
13. CCM97 page 144 tableau B.1.1

$$a_{LT} = \sqrt{\frac{I_w}{I_t}} = 147mm$$

$$i_{LT} = \sqrt{\frac{I_z}{A - 0.5 t_w h_s}} \text{ où } h_s = h - t_f$$

donc

$$h_s = 111mm$$

et

$$i_{LT} = 18.15mm$$

Nous obtenons ainsi

$$\lambda_{LT} = 52.5$$

L'élancement théorique est donnée par : $\lambda_1 = 93.9\epsilon$ où $\epsilon = 0.92$ d'ou

$$\lambda_1 = 86.4$$

Ainsi

$$\bar{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = 0.6 > 0.4$$

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

$$M_{bRd} = \chi_{LT} \beta_w \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}}$$

où $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 et 2, $W_{ply} = 72600mm^3$ et $\gamma_{M1} = 1.1$

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

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda_{LT}} - 0.2) + \bar{\lambda^2_{LT}}) \text{ où}$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ dans le cas du deversement.´ Nous obtenons ainsi les resultats suivants :´

$$\phi_{LT} = 0.722$$

$$\chi_{LT} = 0.89$$

$$M_{bRd} = 1615.35\ daN.m$$

(b) Critère de vérification au déversement

Le CCM97 propose de vérifier la résistance au déversement en flexion biaxiale en utilisant la formule suivante [14]

$$\frac{k_{LT}.M_{yEd}}{M_{bRd}} + \frac{k_z.M_{zEd}}{W_{plz}.f_y/\gamma_{M1}} \leq 1$$

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

14. CCM97 page 79 titre 5.5.2 (1) et page 85 clause (2)

$M_{yEd}(daN.m)$	$M_{zEd}(daN.m)$	$W_{plz}(mm^3)$
837.22	29.23	21200

Ainsi nous obtenons

$$\frac{k_{LT}.M_{yEd}}{M_{bRd}} + \frac{k_z.M_{zEd}}{W_{plz}.f_y/\gamma_{M1}} = 0.518 + 0.055 = 0.573 < 1$$

Le déversement est ainsi vérifie, Notre profilé vérifie ainsi toutes les instabilités

Le profile UPN120 sera retenu pour les lisses de bardages.

2.3 Vérification des potelets

2.3.1 Définition des potelets (Gable columns)

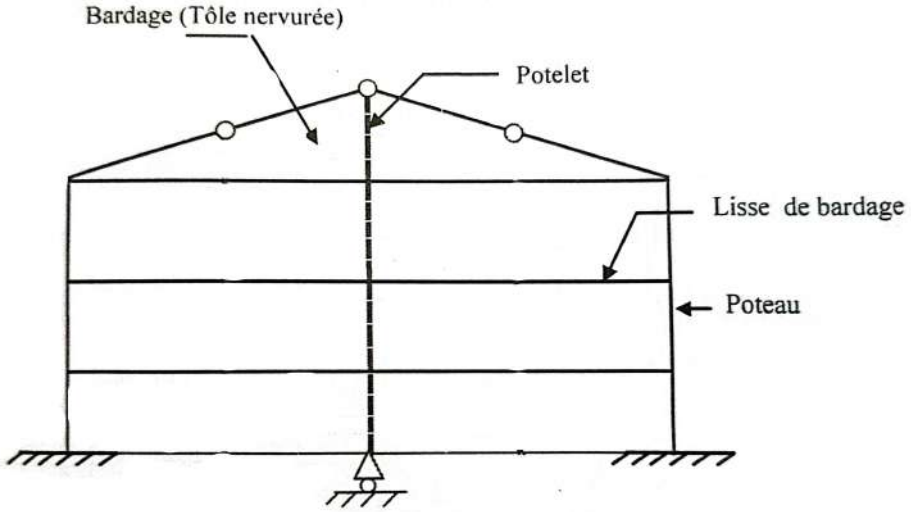


FIGURE 2.3 – disposition des potelets

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."

Adapté du livre "CALCUL DES ELEMENT DE CONSTRUCTION METALLIQUE" du professeur Dahmani Lahlou Page n ° 141

Remarque concernant les potelets de cet hangar

Il est important de mentionner que bien que notre hangar ait une hauteur de 8 m. .nous avonsun soubassement de 1.2m

Ainsi la hauteur de potelet que nous prendrons en considération est

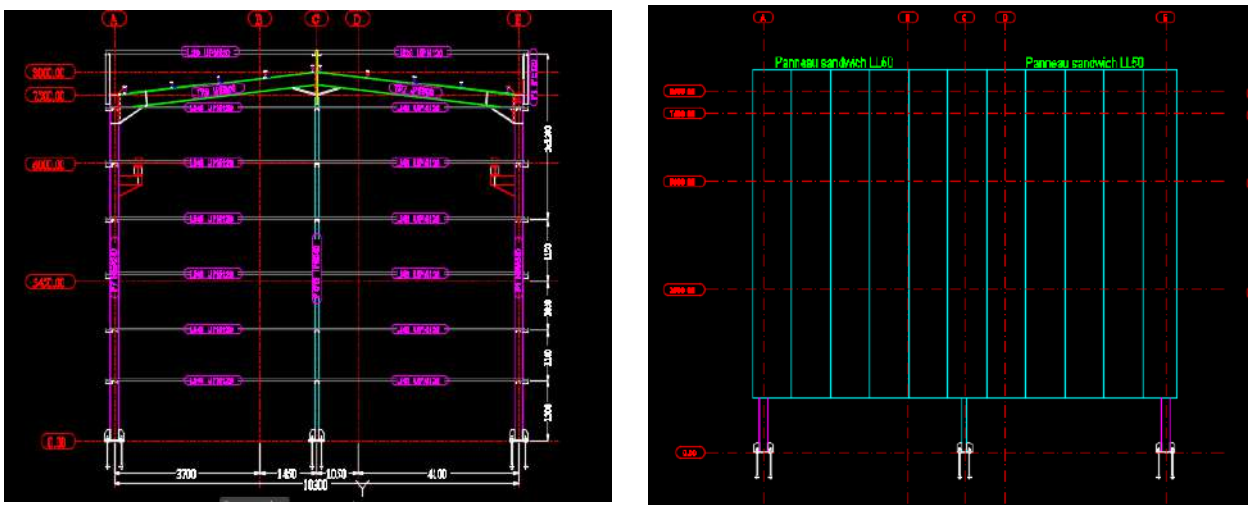


FIGURE 2.4 – vue des potelets par Autocade

$$h_{potelet} = 6.3m$$

Pour le dimensionnement et les calculs, nous prendrons en considération ces valeurs :
— **h = 6.3m**
— **surface tributaire offerte au vent par potelet :** $5.15m \times 6.3m = 32.45m^2$

2.3.2 Pré dimensionnement des potelets

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

Les cas de charges qui solliciteront le potelet

— **Les charges permanentes** .

1. Bardage LL50 : $10.9kg/m^2$.
2. Accessoires de pose : $3kg/m^2$.

   En multipliant par la surface tributaire nous obtenons
   $32.45m^2 \times (10.9daN/m + 3daN/m) = 451daN$

$$G_1 = 451daN$$

3. Poids propre des 6 lisses en UPN 120
   $6 \times 13.4daN/mm \times 5.15m = 414daN$

$$G_2 = 414daN$$

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

$G = G_1 + G_2 = 451 + 414 = 865daN$

— **Les charges climatiques**.

La pression aérodynamique la plus défavorable correspond à un vent perpendiculaire au long pont 01. Nous avons obtenu dans ce cassur la zone A de la paroi verticale une pression aérodynamique égale a : 161.5 daN/m^2.

d'où $V = 161.5\times 5.15 = 831.73\ daN/m$

Détermination de l'inertie minimale (vérification de la flèche)

1. la flèche admissible (due au vent)

$$f_{adm} = L/200 = 6300/200$$
$$= 32mm$$

d'où $\boxed{f_{adm} = 32mm}$

Dans la cas d'une poutre biarticulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{V.L^4}{E.I_y}$$

Nous avons

$$f \leq f_{adm}$$
$$\frac{5}{384} \times \frac{V.L^4}{E.I_y} \leq f_{adm}$$
$$I_y \geq 2579.10^4 mm^4$$

d'où l'inertie minimale $\boxed{I_{min} = 2579\times 10^4 mm^4}$

Ainsi nous choisissons une **IPE 240** de moment d'inertie $I_y = 3892.10^4 mm^4$

Vérification des instabilités

Classification de profilé:

$b(mm)$	$t_f(mm)$	$d(mm)$	$t_w(mm)$	$r(mm)$
120	9.8	190.4	6.2	15

— Semelle comprimé :

$$\frac{b/2 - t_w/2 - r}{t_f} = 4.275 < 10\epsilon = 10 \times 0.92 = 9.2$$

la semelle est de classe 1.

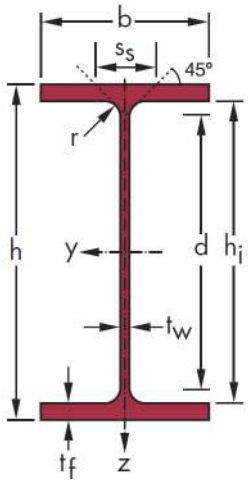


FIGURE 2.5 – notation des caracteristique géométrique

— âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = 30.71 < 72\epsilon = 72 \times 0.92 = 66.24$$

l'âme est de classe 1.

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

1. Vérification de la résistance en section

Le CCM97 [15] recommande de vérifier s'il le moment résistance plastique n'est pas réduit sous l'effet de l'effort normal de compression. Nous devons par conséquent vérifier :

$$N_{Ed} \leq min\left[0.25N_{pl}; \frac{0.5A_w.f_y}{\gamma_{M_0}}\right]$$

où $N_{pl} = \frac{A.f_y}{\gamma_{M_0}}$ et $A_w = A - 2bt_f$

$A(mm^2)$	$A_w(mm^2)$	γ_{M_0}	$G_{IPE240}(daN/m)$
3910	1558	1.1	30.7

$$G_{tot} = G + G_{IPE240} = 865 + 6.3 \times 30.70$$
$$G_{tot} = 1058.41\ daN$$

$$N_{Ed} = 1.35 \times G_{tot} = 1429daN$$

$$N_{Ed} = 1429daN$$

15. voir CCM97,page 66 paragraphe 5.4.8.1 clause (3)

$$N_{Ed} \leq min\,[24437daN; 19475daN] = 19475\ daN$$

Ainsi le moment résistant plastique n'est pas réduit sous l'effet de l'effort de compression d'où $\boxed{M_{NyRd} = M_{plyRd} = 9175daN.m}$

Nous avons $M_{yEd} = \frac{Q_z.l^2}{8}$
et $Q_z = 1.5V = 1.5 \times 831.73 = 1248\ daN/m$ d'où
$\boxed{M_{yEd} = 6191.6\ daN.m}$
Le critère de vérification de la résistance en section est donnée par

$$\frac{M_{yEd}}{M_{plyRd}} = \frac{6191.6}{9175} = 0.675 \leq 1$$

La résistance en section est vérifiée.

2. Vérification de la résistance au flambement flexion

Le CCM97 [16] recommande le critère devérification suivant :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min}.A.fy/\gamma_{M_1}} + \frac{K_y.M_{yEd}}{W_{ply}.f_y/\gamma_{M_1}} \leq 1 \tag{2.1}$$

où

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y.N_{Ed}}{\chi_y.A.f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda_y}.(2.\beta_{M.y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$\beta_{M.y}$	$W_{ply}(mm3)$	$W_{ely}(mm3)$	$A(mm^2)$
1.3	367000	324000	3910

(a) Détermination de χ_{min}

$i_y(mm)$	$i_z(mm)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$
99.7	26.9	240	120	9.8

i. Flambement autours de zz

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda_z}^2}} \tag{2.2}$$

$$\bar{\lambda_z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}\sqrt{\beta_A}$$

où $\beta_A = 1$

16. page 82 paragraphe 5.5.4 formule (5.51)

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = 44.6$$

où $l_{fz} = l_0 = 1.2mm$ car la poutre est bi articulee.

$\lambda_1 = 93.9\epsilon\epsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$

$\bar{\lambda}_z = 0.52 > 0.2$ risque de flambement autours de zz

$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}^2_z)$ Nous avons
$\frac{h}{b} = 2 > 1.2$ et comme $t_f < 40\ mm$,

nous deduisons que pour une flexion autours de zz : $\alpha_z = 0.34$
Ainsi nous obtenons

$$\phi_z = 0.69$$

En portant dans l'équation (6.4) nous obtenons $\chi_z = 0.874$

ii. Flambement autours de yy

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \tag{2.3}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}\sqrt{\beta_A}$$

où $\beta_A = 1$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 63.19$$

où $l_{fy} = l_0 = 6.3m$ car la poutre est bi articulee.´ $\lambda_1 = 93.9\epsilon$

$$\epsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$\bar{\lambda}_y = 0.73 > 0.2$ risque de flambement autours de yy

$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}^2_y)$ Nous avons
$\frac{h}{b} = 2 > 1.2$ et comme $t_f < 40mm$, nous deduisons que
pour une´flexion autours de yy : $\alpha_y = 0.21$
Ainsi nous obtenons

$$\phi_y = 0.82$$

En portant dans l'équation (6.5) nous obtenons $\chi_y = 0.8379$

$\chi_{min} = min(0.874, 0.8379) = \chi_y = 0.8379$

(b) Détermination de K_y

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Ed}}{\chi_y . A . f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{M.y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = -1.03 < 0.9$$

Ainsi $\boxed{K_y = 1.01 < 1.55}$

En portant dans l'équation 5.3 nous obtenons

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min}.A.fy/\gamma_{M_1}} + \frac{K_y.M_{yEd}}{W_{ply}.f_y/\gamma_{M_1}} = 0.69 < 1$$

Le critère de flambement flexion est ainsi vérifié.

Vérification au déversement :

Le critère de vérification du déversement est donnée par [5]

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z.A.fy/\gamma_{M_1}} + \frac{K_{LT}.M_{yEd}}{\chi_{LT}W_{ply}.f_y/\gamma_{M_1}} \leq 1 \qquad (5.6)$$

où

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT}.N_{Ed}}{\chi_z.A.f_y}$$

$$\mu LT = 0.15\bar{\lambda}_z\beta M.LT - 0.15$$

o`u $\beta M.LT = 1.3$

Ainsi

$$\mu_{LT} = \text{-}0.05 \quad K_{LT} = 1.007$$

l'élancement géométrique et l'élancement théorique(formule approximative)

Pour les sections en I et en H, le CCM97 propose une formule approximative pour calculer l'élancement géométrique. [6]

$$\lambda_{LT} = \frac{L_D/i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20}\left[\frac{L_D/i_z}{h/t_f}\right]^2\right]^{0.25}}$$

où $L_D = 2.4\ m$ Et $C_1 = 1.132$ Coefficient qui dépend de la nature du diagramme des moment .

$i_z(mm)$	$h(mm)$	$t_f(mm)$
26.9	240	9.8

Nous obtenons ainsi

$$\lambda_{LT} = 40.31$$

L'élancement théorique est donnée par : $\boldsymbol{\lambda_1} = 93.9\boldsymbol{\epsilon}$ où $\boldsymbol{\epsilon} = 0.92$ d'ou

$$\boldsymbol{\lambda_1} = 86.4$$

Ainsi

$$\bar{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = 0.46 > 0.4$$

Il y a risque de déversement.

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

$$\boldsymbol{\phi_{LT}} = 0.5(1 + \boldsymbol{\alpha_{LT}}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2)$$

où $\boldsymbol{\alpha_{LT}} = 0.21$ dans le cas du déversement.

Nous obtenons ainsi les résultats suivants :

$$\phi_{LT} = 0.63$$

$$\chi_{LT} = 0.942$$

En portant ces résultats dans le critere

$$\frac{\boldsymbol{N_{Ed}}}{\boldsymbol{\chi_z}.\boldsymbol{A}.\boldsymbol{fy}/\boldsymbol{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_{LT}.M_{yEd}}{\chi_{LT}W_{ply}.f_y/\gamma_{M1}} = 0.66<1$$

Le deversement de la sablière est ainsi vérifié.

Conclusion

- **Profile pannes : IPE 140**
- **Profile Lisses : UPN 120**
- **Profile potelets : IPE 240**

2.4 Verification des escaliers :

2.4.1 Definition des escaliers

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'emmarchement et largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur contre marche (h).

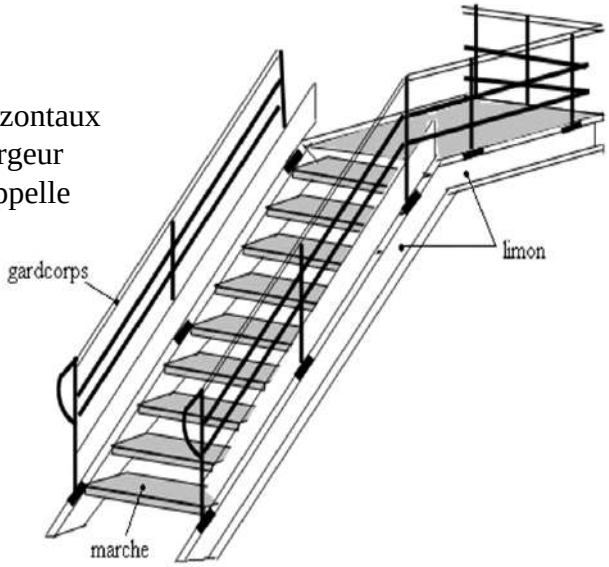


FIGURE 2.6 – Vue de l'escalier

2.4.2 Objectifs de l'etude des escaliers

l'étude des escaliers vise à créer des structures qui sont non seulement sécurisées et fonctionnelles, mais aussi esthétiques et confortables, tout en respectant les réglementations et en optimisant l'utilisation de l'espace.

2.4.3 Choix des dimensions :

Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :
la hauteur de l'étage : h = 3.6m ;
les dimensions en plan de la cage d'escalier : 4.5*3 m²
emmarchement : 1 m
-les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches[17] sont les suivantes :

- H : hauteur de la marche, $16.5 \leq H \leq 18.5$ cm ;
- G : largeur de la marche (giron), $27 \leq G \leq 30$ cm ;

$2H+G = 63$

$\tan(\alpha)=H/G$ avec $\alpha=29.6$

On admet une hauteur de marche : H = 16,5cm, et largeur de la marche G=30cm
le nombre des contre marches (n) est :
N= 180/1.65 (11 contre marche)
le nombre des marches (n) est :
N= 300/30 (10 marche)

17. selon mémo Tech page 182

- la figure ci-dessous résume les différentes dimensions de la cage d'escalier :

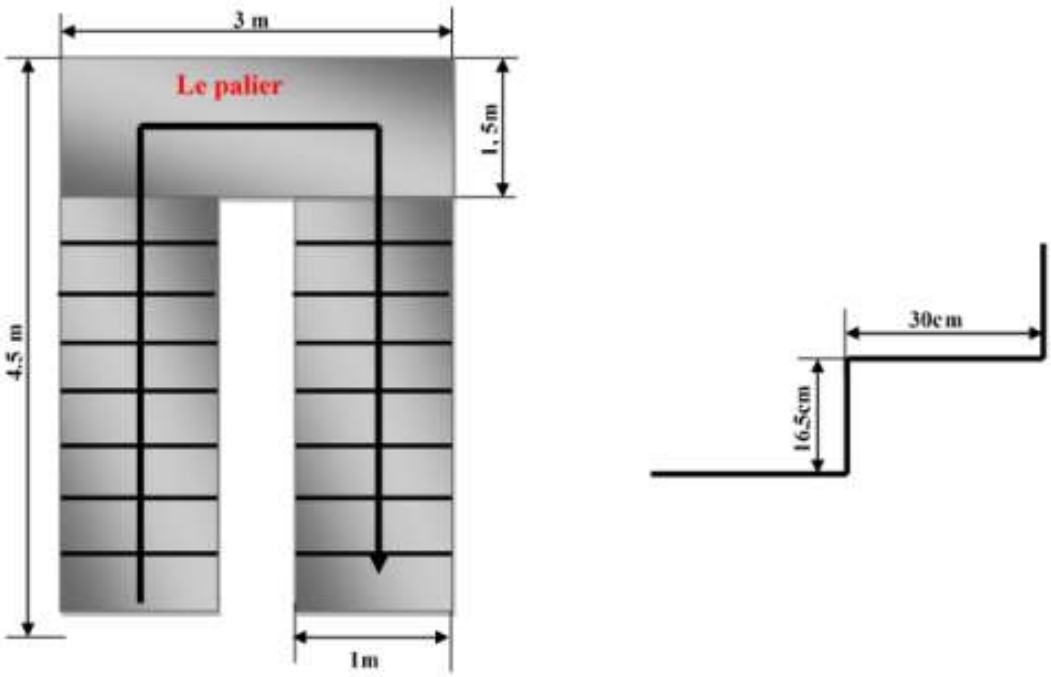


FIGURE 2.7 – Dimensions de l'escalier

2.4.4 Dimensionnement des supports des marches :

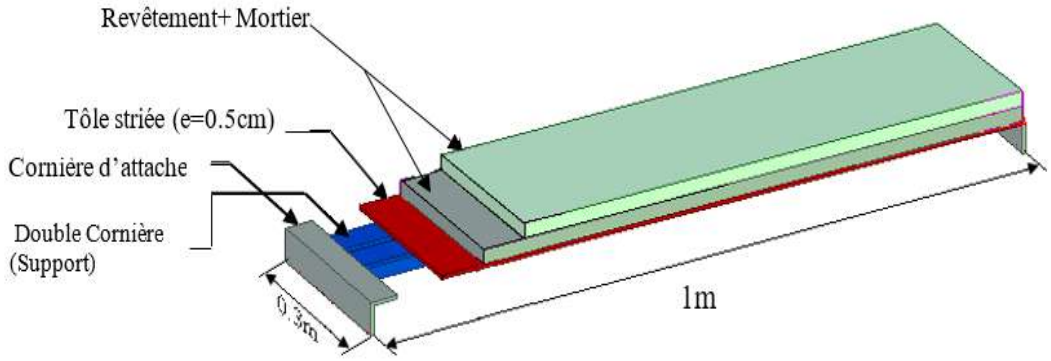


FIGURE 2.8 – Eléments constructif de la marche

Longueur de la marche : L=1m
Largeur de la marche : l =0,3m

2.4.4.1 Déterminations des sollicitations :

- Tôle striée: ép = 5 mm G1 = 0.4KN/m2
- Mortier de pose + Revêtements: G2 = 0.6KN/m2
- Support de marche (estimé)

- Charge permanente :

$$G=(G_1+G_2)\times l=(0.4+0.6)\times 0,3=0.3 \text{ KN/m}$$

- Surcharge d'exploitation :

q = 2.50 KN/m2

$$Q=q\times l=2.50\times 0,3=0.75 \text{ KN/m}$$

-Combinaison à l'ELS :

$$T=G+Q=0.3+0.75=1.05 \text{ KN/m}$$

-Combinaison à l'ELU :

$$F=1.35G+1.5Q=1.35\times 0.3+1.5\times 0.75=1.53 \text{ KN/m}$$

2.4.4.2 Prédimensionnement des supports :

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

$$f_{max}=\frac{L}{250}=\frac{1000}{250}$$ .18

$$f_{max} = 4 \text{ mm}$$

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

$$I_y\geq\frac{5\times 250\times T\times L^3}{384\times E}\Longrightarrow I_y\geq 1.62\times 10^{-8}m^4\Longrightarrow I_y\geq 1.62cm^4$$

-Ce qui correspond à : cornière **40 x 40 x4**

-Caractéristiques de cornière 40 x 40 x 4

$I_y(cm^4)$	A (cm^2)	P (kg/m)
4.47	3.08	2.46

Tableau V-1 : Caractéristique et dimension 40*40*4

Alors le poids propre de support :

$$G_3 = 2.46 \text{ daN/m}$$

- Charge permanente :

$$G = (G_1 + G_2) \times l + G_3 = (40 + 60) \times 0,3 + 2.46 = 32.5 \text{ daN/m}$$

-Combinaison à l'ELS :

$$T = G + Q = 32.5 + 75 = 107.5 \text{ daN/m}$$

-Combinaison à l'ELU :

$$F = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 32.5 + 1.5 \times 75 = 156.375 \text{ daN/m}$$

18. CM 97 - page 19

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

$$f_y = \frac{5 \times 1.075 \times 1^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 5.32 \times 10^{-08}} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_y = 1.5 \text{ mm} \leq 4\text{mm}$$

la fleche est verifiée

-Condition de la résistance a l'ELU [19] :

F=1.579 KN/m la charge a l'ELU

Il faut vérifier que : $M_{y.sd} \leq M_{el.y.Rd}$

- classification des cornière :

$I_y(mm^4)$	$I_z(mm^4)$	b=h(mm)	t(mm)	A(mm^2)	$W_{ply}(mm)$	$W_{ely}(mm)$
4.47×10^4	4.47×10^4	40	4	308	15500	15500

$\frac{h}{t}$ =10 < 15 x 0.92

$\frac{b+h}{2t}$=10 < 11.5 x 0.92

-cornière est de classe 3.

$$M_{y.sd} = \frac{F \times L^2}{8} = \frac{1.56 \times 1^2}{8} = 0.195\text{KN.m}$$

$$M_{el.y.Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2.12 \times 10^{-6} \times 2.35 \times 10^5}{1.1} = 0.387 \text{ KN.m} \quad \text{Avec} \quad \gamma_{M0} = 1.1$$

$M_{y.sd}$ = 0.28 KN. m < $M_{el.y.Rd}$ = 0.387 KN.m

La résistance en section est vérifiée.

Donc : ⊥L **40 x 40 x 4** est adoptée comme support de marche.

2.4.5 Dimensionnement du limon :

2.4.5.1 Déterminations des sollicitations :

Pour une première itération de predimensionnement, nous proposons de considerer le profil UPN 80.

- le volée :
  - Tôle striée: ép = 5 mm => G_1 = 0.4KN/m^2
  - Mortier de pose + Revêtements: G_2 = 0.6KN/m^2
  - Garde-corps : G_3 = 1KN/m
  - Support de marche : G_4 = 0.0246 KN/m
  - poids propre de limon : G_5 = 0.086 KN/m

19.CCM97 page 50 tableaux 53.1

<u>Remarque</u> : on a le limon est encastrée directement (soudée) dans les poteaux et la poutre de palier alor Pour la vérification de limon nous avons utilisé Logiciel Autodesk Robot .

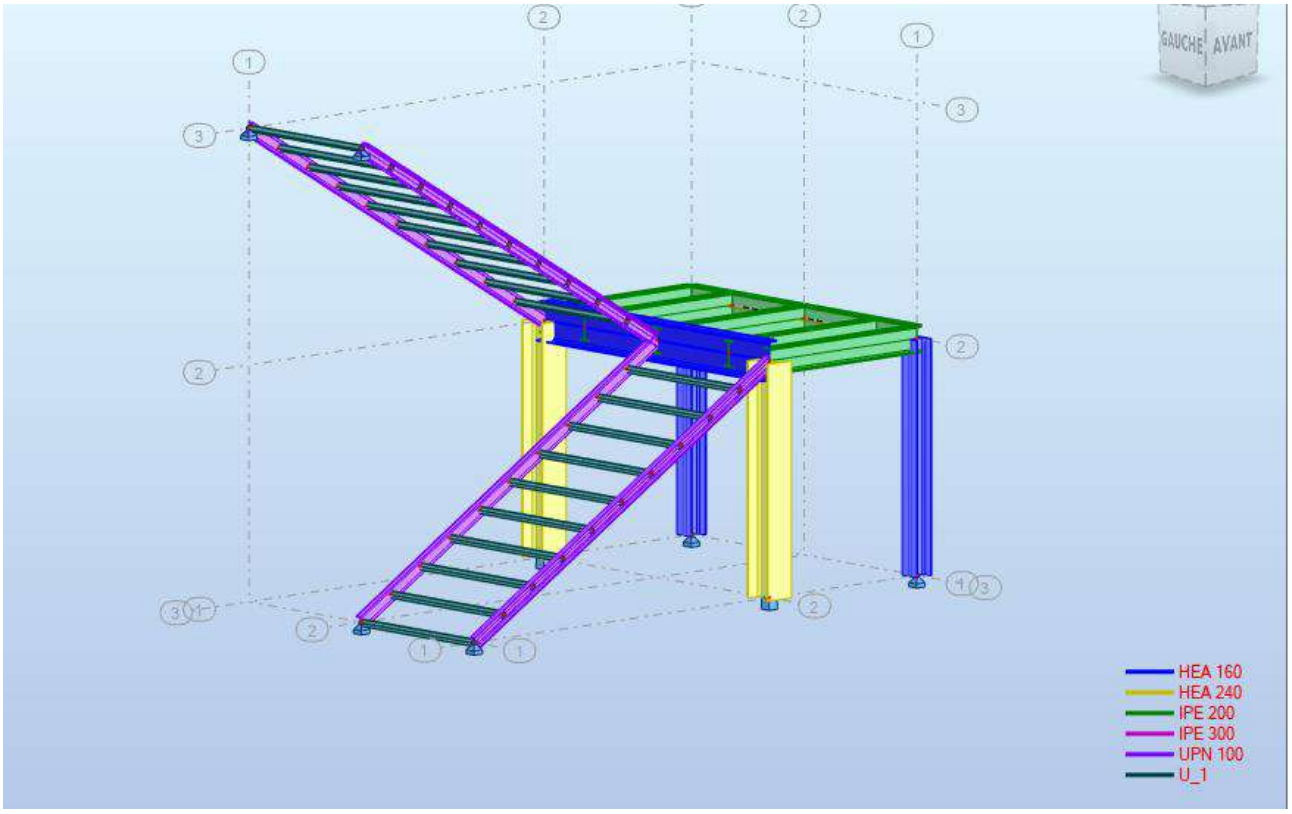


FIGURE 2.9 – Vue de l'escalier par logiciel ROBOT

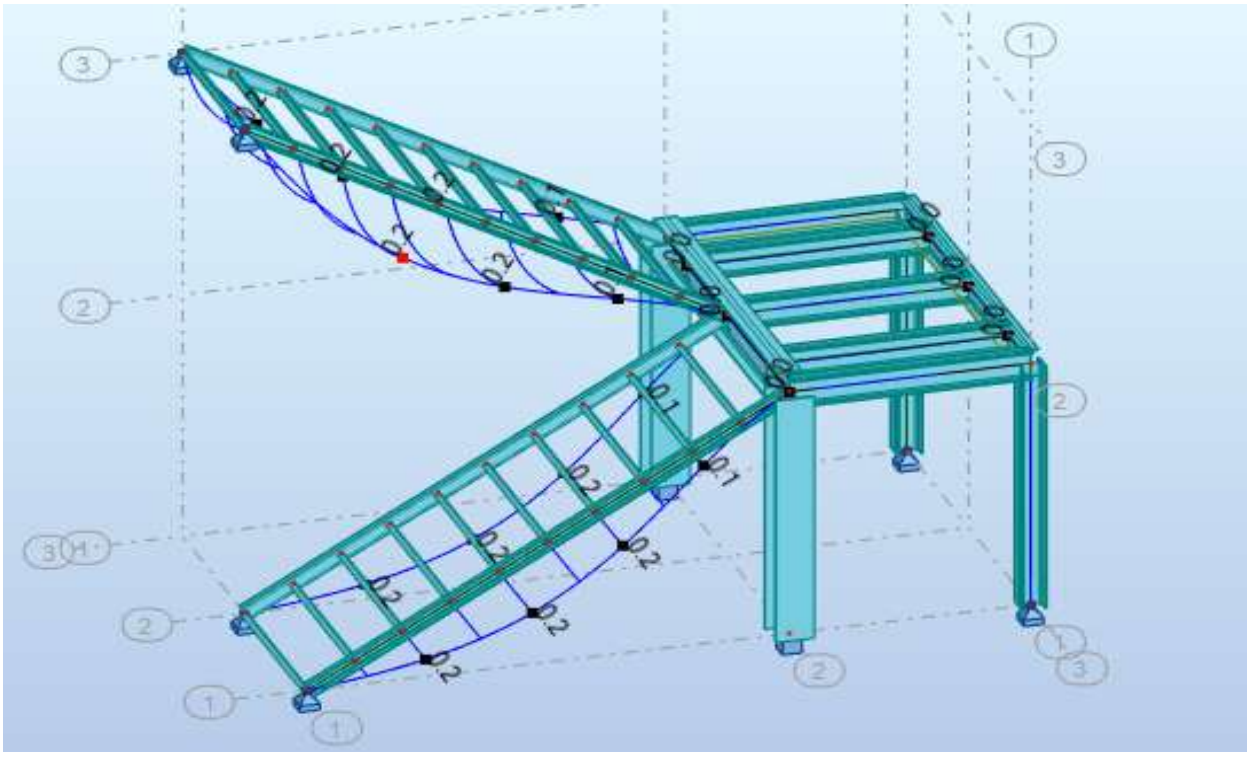


FIGURE 2.10 – la flèche de l'escalier par logiciel ROBOT

Voici le resultat par Logiciel Autodesk 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: 18 Poutre_18 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 3.50 m

---

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 4 ELU 2*1.35+3*1.50

MATERIAU:
ACIER E28 fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 100

h=10.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=5.0 cm	Ay=9.54 cm2	Az=6.23 cm2	Ax=13.50 cm2
tw=0.6 cm	Iy=206.00 cm4	Iz=29.30 cm4	Ix=2.81 cm4
tf=0.9 cm	Wply=49.00 cm3	Wplz=16.20 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -1.91 kN	My,Ed = 5.31 kN*m	Mz,Ed = 0.03 kN*m	Vy,Ed = -0.21 kN
Nt,Rd = 371.25 kN	My,pl,Rd = 13.48 kN*m	Mz,pl,Rd = 4.46 kN*m	Vy,T,Rd = 148.70 kN
	My,c,Rd = 13.48 kN*m	Mz,c,Rd = 4.46 kN*m	Vz,Ed = 7.32 kN
	MN,y,Rd = 13.47 kN*m	MN,z,Rd = 4.45 kN*m	Vz,T,Rd = 97.68 kN
	Mb,Rd = 8.82 kN*m		Tt,Ed = -0.02 kN*m
			Classe de la section = 1




PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 28.95 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.65
Lcr,upp=3.50 m	Lam_LT = 0.68	fi,LT = 0.92	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

 en y:

 en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:
N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.40 < 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 = 0.07 < 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)) = 0.03 < 1.00 (6.2.6)
Contrôle de la stabilité globale de la barre:
My,Ed/Mb,Rd = 0.60 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 1.7 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 10 ELS:CAR/1=2*1.00 + 3*1.00 (2+3)*1.00

uz = 0.5 cm < uz max = L/200.00 = 1.7 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 10 ELS:CAR/1=2*1.00 + 3*1.00 (2+3)*1.00

Déplacements (REPERE GLOBAL): *Non analysé*

Profil correct !!!

Remarque :

La sélection de profilé ce fait par alternation, UPN80 ne vérifier pas donc on a augmenté a UPN100

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy	Cas (uy)	Ratio(uz	Cas (uz)
18 Poutre_18	OK UPN 80	ACIER E28	112.70	263.44	0.90	4 ELU	0.00	10 ELS:CAR/1=2*1.0	0.53	10 ELS:CAR/1=2*1.0
19 Poutre_19	✗ UPN 80	ACIER E28	112.70	263.44	1.08	4 ELU	0.00	10 ELS:CAR/1=2*1.0	0.53	10 ELS:CAR/1=2*1.0
20 Poutre_20	✗ UPN 80	ACIER E28	112.70	263.44	1.03	4 ELU	0.00	10 ELS:CAR/1=2*1.0	0.55	10 ELS:CAR/1=2*1.0
21 Poutre_21	OK UPN 80	ACIER E28	112.70	263.44	0.86	4 ELU	0.00	10 ELS:CAR/1=2*1.0	0.55	10 ELS:CAR/1=2*1.0

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy	Cas (uy)	Ratio(uz	Cas (uz)
18 Poutre_18	OK UPN 100	ACIER E28	89.56	237.48	0.60	4 ELU	0.00	10 ELS:CAR/1=2*1.0	0.27	10 ELS:CAR/1=2*1.0
19 Poutre_19	OK UPN 100	ACIER E28	89.56	237.48	0.71	4 ELU	0.00	10 ELS:CAR/1=2*1.0	0.27	10 ELS:CAR/1=2*1.0
20 Poutre_20	OK UPN 100	ACIER E28	89.56	237.48	0.66	4 ELU	0.00	10 ELS:CAR/1=2*1.0	0.30	10 ELS:CAR/1=2*1.0
21 Poutre_21	OK UPN 100	ACIER E28	89.56	237.48	0.55	4 ELU	0.00	10 ELS:CAR/1=2*1.0	0.30	10 ELS:CAR/1=2*1.0

Dimensionnement du poutre de palier :

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: 14 Poutre_14 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** x = 0.18 L = 0.45 m

---

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 4 ELU 2*1.35+3*1.50

MATERIAU:
ACIER E28 fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300

h=30.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=15.0 cm	Ay=36.16 cm2	Az=25.68 cm2	Ax=53.81 cm2
tw=0.7 cm	Iy=8356.11 cm4	Iz=603.78 cm4	Ix=20.21 cm4
tf=1.1 cm	Wply=628.36 cm3	Wplz=125.22 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 3.97 kN	My,Ed = 0.46 kN*m	Mz,Ed = -0.03 kN*m	Vy,Ed = 0.06 kN

Nc,Rd = 1479.78 kN	My,Ed,max = 7.33 kN*m	Mz,Ed,max = -0.13 kN*m	Vy,T,Rd = 573.39 kN
Nb,Rd = 1479.78 kN	My,c,Rd = 172.80 kN*m	Mz,c,Rd = 34.44 kN*m	Vz,Ed = 10.94 kN
	MN,y,Rd = 172.80 kN*m	MN,z,Rd = 34.44 kN*m	Vz,T,Rd = 407.38 kN
	Mb,Rd = 157.51 kN*m		Tt,Ed = -0.01 kN*m
			Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 583.38 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.87
Lcr,upp=2.50 m	Lam_LT = 0.54	fi,LT = 0.70	XLT,mod = 0.91

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 = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))

(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.00 < 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 = 0.03 < 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:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.05 < 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) = 0.05 < 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) = 0.05 < 1.00 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 1.3 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 10 ELS:CAR/1=2*1.00 + 3*1.00 (2+3)*1.00

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 1.3 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 10 ELS:CAR/1=2*1.00 + 3*1.00 (2+3)*1.00

Déplacements (REPERE GLOBAL): *Non analysé*

Profil correct !!!

Chapitre 3

Etude de plancher

3.1 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 "collaborante", car elle contribue à l'inertie globale du plancher.

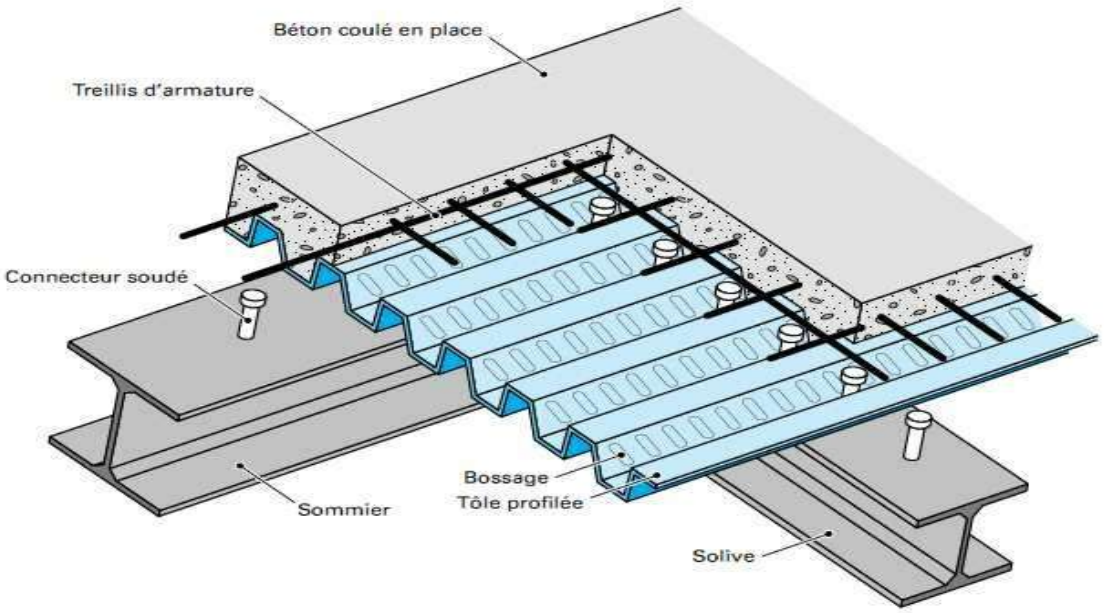


FIGURE 3.1 – Plancher collaborant

3.2 Disposition des solives

Pour notre première approche de dimensionnement du plancher de notre ouvrage, nous disposerons dans chaque trame cinq solives, espacées d'un mètre. (**Nous changerons cet espacement par suite lors du calcul de l'inertie de la poutre mixte et ce dans le but de positionner l'axe neutre de élément au niveau de la semelle supérieure du profilé en acier.**)

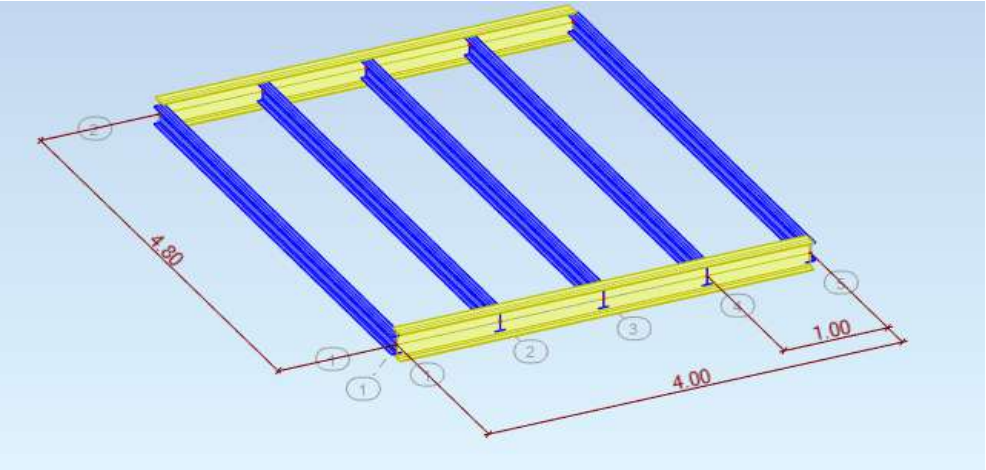


FIGURE 3.2 – Plancher collaborant

3.3 Caracteristique des éléments constructifs

1. Acier
   - Module de Young $E_a = 2.1 \times 10^5 MPa$
   - Limite d'élasticité $f_y = 275MPa$
   - Limite élastique de cisaillement $\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 158.8MPa$
   - HI-Bond 55
2. Béton
   - Pour les planchers, nous utiliserons un béton C25/30 d'épaisseur **t = 10 cm**.
   - $f_{c28} = 25MPa$.
   - masse volumique $\rho = 25KN/m^3$.
   - Module d'élasticité efficace du béton $E'_c = E_{cm}/2$.
   - Module sécant d'élasticité moyen pour un chargement a court terme [1]

$$E_{cm} = 30500Ma$$

.

Le coefficient d'équivalence [2]

$$n = \frac{E_a}{E'_c} = \frac{210000}{15250} = 14$$

$$n = 14$$

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

3.4 Verification au stade de montage

3.4.1 Evaluation des charges

1. ENV 1994-1-1 :1992 Page 39 tableau 3.2
2. ENV 1994-1-1 :1992 Page 40 3.1.4.2 (4)

1. **Les charges permanentes**

— Solive IPE200 :

$$G_1 = 0.224kN/m$$

— Dalle en béton :

$$G_2 = \rho \times espacement_{solives} = 25kN \times 0.1 \times 1$$

$$G_2 = 2.5kN/m$$

— HI-bond 55

$G_3 = 0.147kN/m^2 \times 1m = 0.0687kN/m$

d'où le poids permanent total est :

$\boxed{G = 2.871kN/m}$

2. **Les charges d'exploitation**

$$Q = 2.5kN/m^2 \times 1m = 2.5kN/\text{m}$$

3.4.2 Vérification de la flèche (ELS)

$$Q_{ser} = G + Q = 2.8 + 2.5$$
$$Q_{ser} = 5.4kN/m$$
$$f_{adm} = l/250 = 4800/250$$
$$f_{adm} = 19mm$$
$$f_{ser} = \frac{5Q_{ser}l^4}{384EI}$$

où $I = 19.43 \times 10^6 mm^4$

donc $\boxed{f_{ser} \simeq 9mm}$

$$f_{ser} < f_{adm}$$

La flèche est ainsi vérifiée.

3.4.3 Verification à l'ELU

La combinaison à l'ELU est donnee par

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q_u$$

$$= 1.35 \times 2.871 + 1.5 \times 2.5$$

$\boxed{Q_u = 7.6\ kN/m}$

1. **Classe du profilé :** Notre profilé est de classe 1, il peut développer une résistance plastique .

2. **Vérification de la résistance en section :**

— Pour une poutre biarticulée, le moment sollicitant à l'ELU

$M_{yEd} = \frac{Q_u \times l^2}{8}$

$\boxed{M_{yEd} = 21.9\ kN.m}$

— Le moment résistant est donnée par $M_yRd = \frac{W_{ply}.f_y}{\gamma_{M_0}}$

où $W_{ply} = 221 \times 10^3 mm^3$ et $\gamma_{M_0} = 1.1$

$\boxed{M_{yRd} = 55.25\ kN.m}$

$$\frac{M_{yEd}}{M_{yRd}} = 0.39 < 1$$

La résistance en section est vérifiée.

3. **Vérification au cisaillement**

— L'effort tranchant sollicitant :

$$V_{zEd} = \frac{Q_u \times l}{2}$$

$V_{zEd} = 18.24 kN/m$

— L'effort tranchant resistant :´

$$V_{zRd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

où $A_{vz} = 1400\ mm^2$

Donc $\boxed{V_{zRd} = 202.07 kN}$

$$\frac{V_{zEd}}{V_{zRd}} = 0.09 < 0.5$$

L'effort tranchant est ainsi vérifié et il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant sollicitant et le moment plastique résistant.

3.5 Verification au stade final (aprẽs 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**

En nous référant à la figure [3], nous déterminerons les caractéristiques nécessaires à la poutre mixte afin que lors de la flexion le béton soit entièrement comprimé.

3. Manuel de calcul selon l'Eurocode 4 des bâtiments contreventés en ossature mixte acier-béton - page 147

3.5.1 Détermination de la position de l'axe neutre

Pour une dalle en béton armé d'épaisseur $t = 100mm$ solidairement connecte a un IPE 200 (figure3.3)

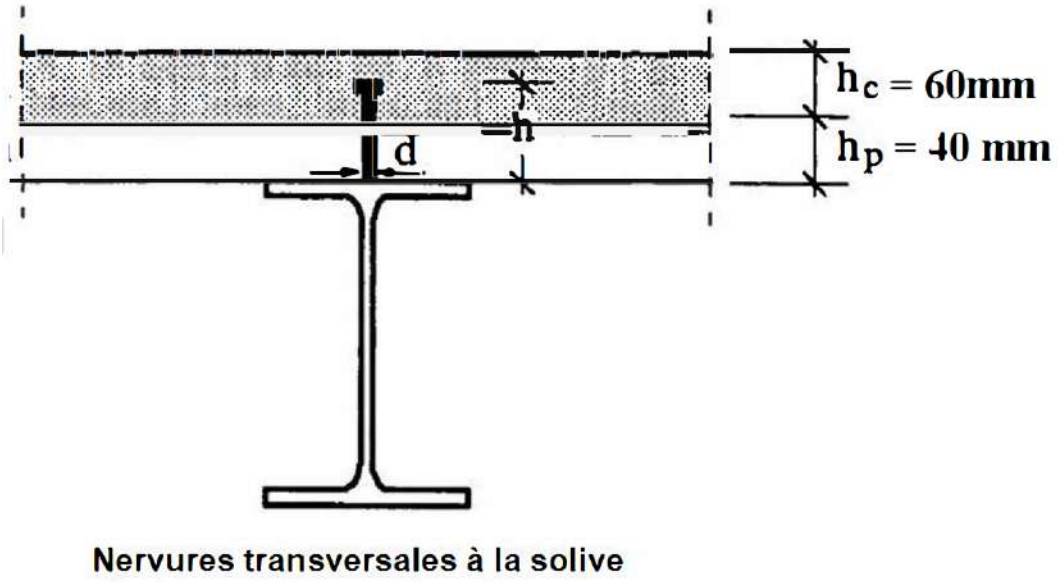


FIGURE 3.3 – section de la poutre mixte

1. **Détermination de** b_{eff}

   b_{eff} est la largeur sur laquelle la répartition des contraintes normales est constante.

   — Afin que le béton soit entièrement comprimé il est nécessaire que :

$$F_a > F_c > F_w$$

où F_a est l'effort résistant à la traction ou à la compression du profile IPE 200.
F_c est l'effort résistant de la semelle en béton armé.
et F_w est l'effort résistant à la traction ou a la compression de l'ame du profile IPE 200.

$$\begin{aligned} F_a &> F_c \\ A_a \times f_y/\gamma_a &> h_c \times b_{eff} \times 0.85 \times f_{ck}/\gamma_c \\ b_{eff} &< \frac{A_a.f_y.\gamma_c}{\gamma_a.hc \times 0.85 \times f_{ck}} \\ b_{eff} &< \frac{2850 \times 275 \times 1.5}{1.1 \times 60 \times 0.85 \times 25} \\ b_{eff} &< 838mm \end{aligned}$$

Ainsi nous considérons $\boxed{b_{eff} = 800mm}$

d'où $\boxed{F_a = 0.712MN}$

et $\boxed{F_c = 0.680\ MN}$

Nous avons

$$F_w = (h_a - 2t_f)t_w f_y/\gamma_a$$

donc $\boxed{F_w = 0.256\ MN}$

2. **Déterminons z_c la distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure la plus comprimée**

$$z_c = (F_a - F_c)\frac{\gamma_a}{2bf_y} + h_c + h_p$$

$\boxed{z_c = 100mm}$ **donc le béton armé est entièrement comprimé.**

3. **Déduction de l'espacement des solives e**

Sous l'hypothèse d'un espacement régulier des solives [4]

b_{eff}= $2b_e$ où b_e est la mi-distance entre les ames de deux poutres adjacentes

$$b_e = 0.5b_{eff} = 400mm$$

d'où **nos solives seront espacées de** $e = 0.400 \times 2$

$\boxed{e = 0.8m}$

3.5.2 Determination l'inertie de la poutre mixte

L'inertie de **la section d'acier équivalente** [5] sous les hypotheses suivante est donnée par :

— Poutre bi-articulé (moment de flexion positif).

— Béton non fissuré

$$I_1 = \frac{A_a(h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1 + nr_c)} + \frac{b_{eff}h_c^3}{12n} + I_a$$

— h_a la hauteur totale du profile IPE200

$$r_c = \frac{A_a}{b_{eff}h_c}$$

— $n = 14$ le coefficient d'équivalence acier-béton.

$\boxed{I_1 = 65436 \times 10^3\ mm^4}$

3.5.3 Le moment de flexion sollicitant

Déterminons d'abord les charges et les surcharges que notre poutre mixte devra supporter.

— **Les charges permanentes**

ainsi $\boxed{G = 4.526kN/m}$

4. ENV 1994-1-1 :1992 page 50 4.2.2.1
5. Manuel de calcul selon l'Eurocode 4 des bâtiments contreventés en ossature mixte acier-béton - page 120

	en préssion (kN/m^2)	espacement (m)	chargement linéique (kN/m)	G (kN/m)
Cloison	1	0.8	0.8	
carrelage	0.2	0.8	0.16	
chape 2cm	0.4	0.8	0.32	
dalle ba 10cm	2.5	0.8	2	
Bond55 et access	0.147	0.8	0.13	
solive IPE 200	0.224	-	0.224	
faux plafond	1	0.8	0.8	
				4.434

TABLE 3.1 – charges permanentes

— **Les charges d'exploitations**

$$Q = 2.5kN/m^2 \text{ d'où } Q = 2.5kN/m \times 0.8mQ$$
$$= 2\ kN/m$$

Ainsi à l'ELU

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$
$$Q_U = 9\ kN/\text{m}$$

donc $$M_u = \frac{Q_u l^2}{8} = 26.23\ kN.m$$

1. **Vérification de la résistance en section**

Le moment résistance plastique résistance de la section mixte équivalente est donné par [6] :(les parametre de cette formule sont illustres dans la figure 3.3

F_s est l'effort résistant de traction de le treillis soud

$$M_{plyRd} = F_a \left(\frac{h_a+hc}{2} + hp\right) - (F_a - F_s)\ \text{x} \left(\frac{Z_c + h_p}{2}\right)$$
$$= 0.7125\left(\frac{0.2+0.06}{2}+0.04\right)-0.05\left(\frac{0.1+0.04}{2}\right)$$
$$= 118.85\ \text{KN.m}$$

$$\frac{M_u}{M_{plyRd}} = 0.22 < 1$$

La résistance en section de la poutre mixte est vérifiée.

Remarque

Nous pouvons négliger à l'ELU le retrait du béton dans le cas des planchers de bâtiments avec solives de classes 1, 2 ou 3. [7]

6. Design handbook for braced composite steel-concrete buildings according to Eurocode 4. page 147
7. ENV 1994-1-1 :1992 page 48 - 4.1.1(7)

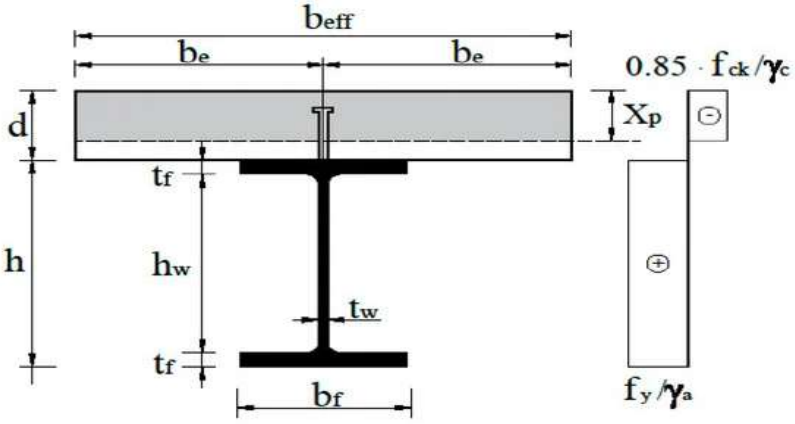


FIGURE 3.4 – poutre mixte

3.5.4 Calcul et dimensionnement des connecteurs

Les dimensions des connecteurs que nous utiliserons sont représentées sur la figure 3.4

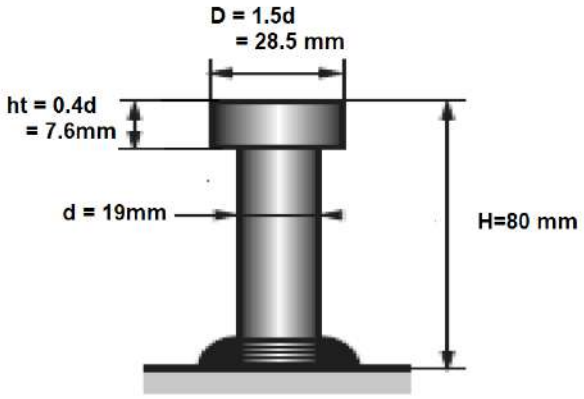


FIGURE 3.5– caracteristiques des connecteurs.

Afin qu'il y ait une connection complete [8] de la poutre mixte il est necessaire que:

$$N_f \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

où V_l est l'effort de cisaillement longitudinal total.
et P_{Rd} est la résistance de calcul d'un connecteur.

1. **Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal** V_l

   La formule [9] du cisaillement longitudinal total est donnee par :

$$V_l = F_{CF} = min\left(A_a\frac{f_y}{\gamma_a};\ b_{eff} \times h_c \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_{se}\frac{f_{sk}}{\gamma_s}\right)$$

8. ENV 1994-1-1 :1992 Page 102 6.1.1(2)
9. ENV 1994-1-1 :1992 Page 105 6.2.1.1(1)

$$A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 2850 \times \frac{275}{1.1} = 712.5kN$$

$$b_{eff} \times h_c \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_{se} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 0.8 \times 0.06 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} + 0 = 680kN$$

Ainsi $\boxed{V_l = 680\ kN}$

2. **Calcul de la résistance d'un connecteur P_{Rd}**

la formule propose par les eurocodes [10] est donnee par :

$$P_{Rd} = min \begin{cases} \frac{0.8 f_u}{\gamma_v} \times \left(\frac{\pi d^2}{4}\right) \\ \\ 0.29 \alpha d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{cases}$$

Donc

$$P_{Rd} = min \begin{cases} \frac{0.8 \times 430}{1.25} \times \left(\frac{\pi 19^2}{4}\right) = 78.10^3 N = 78kN \\ \\ 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 73.10^3 N = 73kN \end{cases}$$

Ainsi

$$P_{Rd} = 73kN$$

L'EC4 recommande de corriger cette effort résistant par un coefficient qui dépend du sens des nervures de la tôle par rapport aux solives. Dans notre cas k_t=1.3 > 1 donc nous considérons

$$k_t = 1$$

donc

$$P_{Rd} = k_t \times P_{Rd} = 73kN$$

$\boxed{P_{Rd} = 73kN}$

3. **Calcul du nombre de connecteur N_f**

$$N_f \geq \frac{V_t}{P_{Rd}} = \frac{680}{73} = 9.31$$

Ainsi pour qu'il y ait connection total des solives à la dalle en béton armée, nous considérons un nombre total de connecteurs

N_f = 10 connecteurs sur une longueur critique

10. ENV 1994-1-1 :1992 Page 108 - 6.3.2.1

$$\text{où } L_{cr} = \frac{l}{2} = 2.4\ m$$

Le nombre total de connecteur sur toute la solive est $\boxed{2 \times N_f = 20 connecteurs}$

Ces connecteurs seront espacés de

$$S = \frac{L_{cr}}{N_f - 1} = 24\ cm$$

Nous considérons ainsi un espacement $\boxed{S = 25\ cm}$

Conclusion

Les résultats de cette étude sont résumés ci-dessous :

— Solives : IPE200
— Dalle en béton C25/30 armé (treillis soudé) de 10cm.
— Sur chaque solive nous disposerons une file de 20 connecteurs espaces de 25cm .

Chapitre 4

Étude de la poutre de roulement

4.1 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.

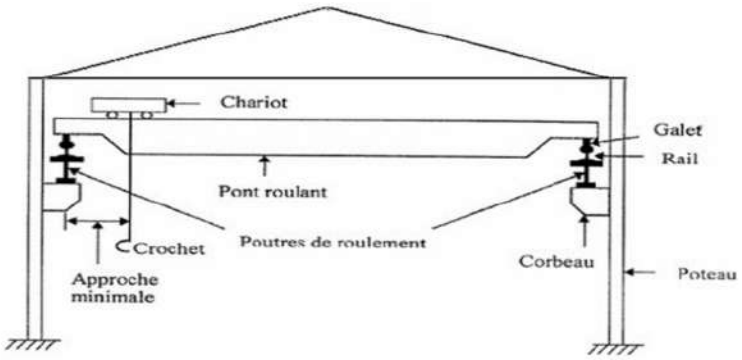


FIGURE 4.1 – illustration des composants du pont roulant

4.2 Documents réglementaires

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

— Eurocode 1 partie 3 (EN 1991-3 (2006) (English)) : Actions on structures. Actions induced by cranes and machinery.

— Eurocode 3 partie 6 (EN 1993-6 (2007) (English)) : Design of steel structures. Crane supporting structures.

4.3 Caracteristiques du pont roulant

Notre pont roulant, fabriqué par l'entreprise Europont, est un bipoutre ayant une portée de 10 mètres et une capacité de levage nominale de 1 tonne. Les caractéristiques principales nécessaires pour les calculs sont illustrées dans la figure ci-dessous:

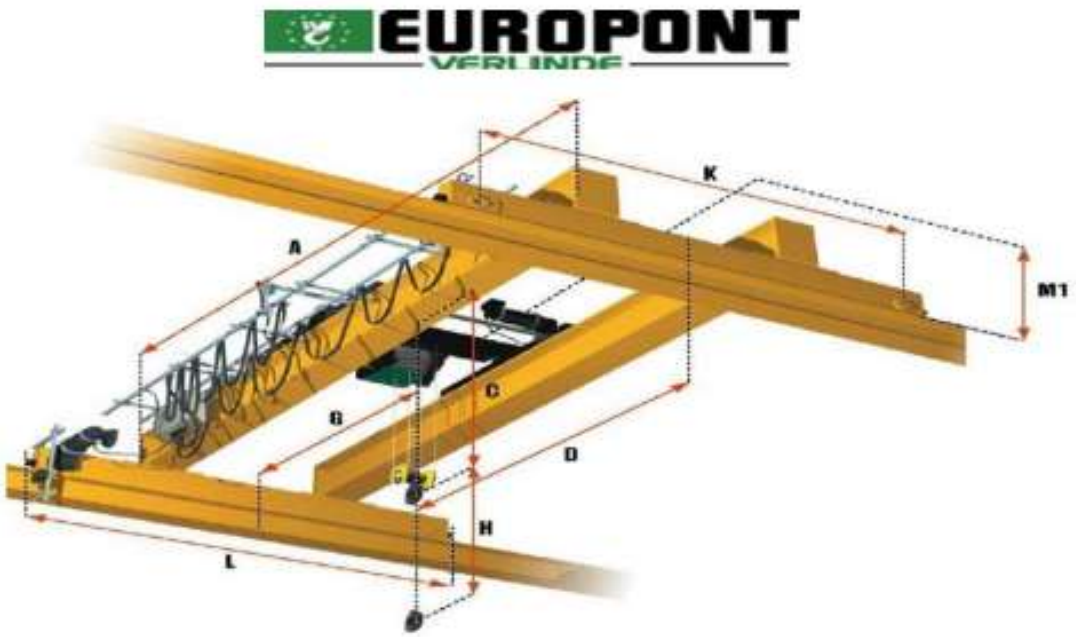


FIGURE 4.2 – pont bipoutre avec palan a cable type VTDB

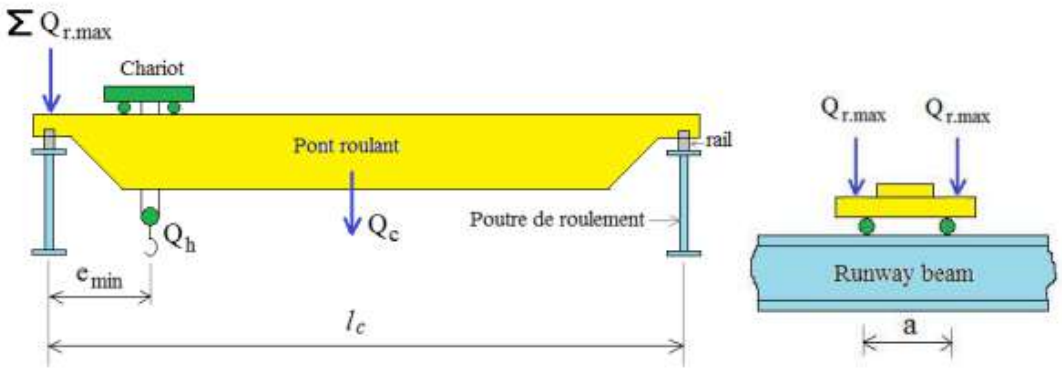


FIGURE 4.3 – donnees relatives au chariot

EUROPONT VERLINDE

PONT BIPOUTRE POSE
DIMENSIONS

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)
1t	5	320	590	600	12	2200	2480	740	8,8	0,40	1320	3
	6	320	590	600	12	2200	2480	740	9,4	0,44	1530	3
	7	320	590	600	12	2200	2480	740	10,1	0,49	1750	3
	8	320	590	600	12	2200	2480	740	10,8	0,54	1970	3
	9	320	590	600	12	2200	2480	740	11,5	0,59	2180	3
	10	320	590	600	12	2200	2480	740	12,1	0,64	2400	3
	11	320	590	600	12	2200	2480	740	12,8	0,69	2620	3
	12	320	590	600	12	2200	2480	740	13,4	0,74	2840	3
	13	320	590	600	12	2200	2480	740	14,1	0,79	3050	3
	14	320	590	600	12	2200	2480	760	15,4	0,91	3530	2,7
	15	320	590	600	12	2200	2480	780	16,6	1,02	3990	2,7
	16	320	590	600	12	2700	3000	870	19,1	1,28	5020	3
	17	320	590	600	12	2700	3000	870	19,9	1,35	5310	3
	18	320	590	600	12	2700	3030	920	22,1	1,56	6150	3
	19	320	590	600	12	2700	3030	1230	22,1	1,54	6070	3
	20	320	590	600	12	3100	3460	1340	23,2	1,65	6520	3
	21	320	590	600	12	3100	3460	1340	24	1,72	6820	3
	22	320	590	600	12	3100	3460	1340	24,8	1,80	7120	3
	23	320	590	600	12	3800	4160	1460	27,8	2,11	8390	3,4
	24	320	590	600	12	3800	4160	1460	28,7	2,20	8730	3,4
	25	320	590	600	12	3800	4160	1460	29,6	2,28	9060	3,4
	26	320	590	600	12	3800	4190	1580	32,1	2,52	10030	3,4
	27	320	590	600	12	3800	4190	1580	34,3	2,74	10890	3,4
	28	320	590	600	12	4500	5010	1730	37,6	3,07	12230	4,3
	29	320	590	600	12	4500	5010	1730	38,6	3,17	12610	4,3
	30	320	590	600	12	4500	5010	1980	43,4	3,64	14520	4,3

Palan à câble Birail type VT102115E12ANP1405KEM20E0– Course maxi du crochet = 12 m – Poids du palan = 240 kg – Groupe FEM = M5

(*) Avec un palan à câble type VT Birail
(**) Tension = 400 V – Fréquence = 50 Hz

FIGURE 4.4 – fiche technique du pont roulant Europont : dimensions et reaction.

4.4 Les charges verticales par galet

— Q_{c1} poids propre du pont roulant (sans le chariot).
— Q_{c2} poids propre du chariot.
— $Q_{h.nom}$ Masse à lever nominale.

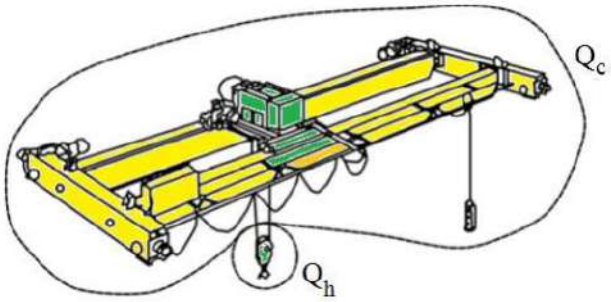


FIGURE 4.5– Définition de la masse à lever et du poids propre d'un appareil de levage

4.4.1 Coefficient d'amplification dynamique ϕ_i

1. $\underline{\phi_1}$:
   — Il s'applique à Q_{c1} et à Q_{c2}.
   — Il est du à la vibration du pont roulant suite au soulèvement de la charge.
   Dans notre étude nous considérerons sa valeur la plus défavorable .

$$\phi_1 = 1.1$$

2. $\underline{\phi_2}$

— On l'applique à la charge nominale Q_h.
— 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** [1] car l'hangar servira comme atelier de maintenance.
Et sa sensibilité à la fatigue est **S3**.

d'où $\beta_2 = 0.34$ et $\phi_{2,min} = 1.1$

$$\phi_2 = \phi_{2,min} + \beta_2 . v_h$$

où $v_h = \frac{0}{5}.^{8} metre/minutes$ (consulter la fiche technique du pont roulant figure (4.3).
Ansi

$$\phi_2 = 1.1544$$

3. $\underline{\phi_3}$ — Notre system de levage n'est ni équipé d'un grappins ni d'aimants donc

$$\phi_3 = 1$$

1. voir EN1991-3 Annexe B, page 46

4. $\underline{\phi_4}$
   — Ce coefficient s'applique à Q_{c1}, Q_{c2} et à Q_h
   — Dans notre cas on suppose que l'excentricité du chargement vertical ne dépasse pas le quart de la largeur du rail [2], donc :

$$\phi_4 = 1$$

5. ϕ_5

   — $\underline{\phi_5}$
   Nous avons un system avec une variation légère des forces d'entrainement [3] K, donc

$$\phi_5 = 1.5$$

4.4.2 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 [4] 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.

TABLE 4.1 – Groupes de cas de charges et coefficients dynamiques associes.

2. EN1991-3 :2006 page22 table 2.4
3. EN1991-3 :2006 page 25 table 2.6
4. EN1991-3 :2006 page 16 table 2.2

1. **Groupe de cas de charge (1)et(2)**

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

$$\begin{aligned} Q_{c1,k} &= \phi_1.Q_{c1} \\ &= 1.1 \times 24 \\ Q_{c1,k} &\simeq 26.4KN \end{aligned}$$

De même

$$\begin{aligned} Q_{c2,k} &= \phi_1.Q_{c2} \\ &= 1.1 \times 2.4 \\ Q_{c2,k} &\simeq 2.64KN \end{aligned}$$

Donc

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r(min)} &= \frac{1}{2}Q_{c1k} + \frac{l - e_{min}}{l} \times Q_{c2,k} \\ &= \frac{1}{2} \times 26.4 + \frac{10 - 0.6}{10} \times 2.64 \\ \Sigma Q_{r(min)} &\simeq 15.68KN \end{aligned}$$

$Q_{r(min)} = \frac{\Sigma Q_{r(min)}}{2}$

D'où $\boxed{Q_{r(min)} = 7.84KN}$

Et

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,min} &= \frac{1}{2}Q_{c1k} + \frac{e_{min}}{l} \times Q_{c2,k} \\ &= \frac{1}{2} \times 26.4 + \frac{0.6}{10} \times 2.64 \\ \Sigma Q_{r,min} &\simeq 13.35KN \end{aligned}$$

$Q_{r,min} = \frac{\Sigma Q_{r,min}}{2}$

D'où $\boxed{Q_{r,min} = 6.67KN}$

2. **Groupe de cas de charge (3),(4),(5) et (6)**

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

$$\begin{aligned} Q_{c1,k} &= \phi_4.Q_{c1} \\ &= 1 \times 24 \\ Q_{c1,k} &\simeq 24KN \end{aligned}$$

De même

$$\begin{aligned} Q_{c2,k} &= \phi_4 . Q_{c2} \\ &= 1 \times 2.4 \\ Q_{c2,k} &\simeq 2.4KN \end{aligned}$$

Donc

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r(min)} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{l - e_{min}}{l} \times Q_{c2,k} \\ &= \frac{1}{2} \times 24 + \frac{10 - 0.6}{10} \times 2.4 \\ \Sigma Q_{r(min)} &\simeq 14.25KN \end{aligned}$$

$Q_{r(min)} = \frac{\Sigma Q_{r(min)}}{2}$

D'où $\boxed{Q_{r(min)} = 7.127KN}$

Et

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,min} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{e_{min}}{l} \times Q_{c2,k} \\ &= \frac{1}{2} \times 24 + \frac{0.6}{10} \times 2.4 \\ \Sigma Q_{r,min} &\simeq 12.14KN \end{aligned}$$

$Q_{r,min} = \frac{\Sigma Q_{r,min}}{2}$

D'où $\boxed{Q_{r,min} = 6.07KN}$

4.4.3 Determination des charges verticales en charge(avec charge nominale)´ par galet

1. **Groupe de cas de charge (1)**

   Nous appliquerons a Q_{c1} et a Q_{c2} le coefficient $\phi_1 = 1.1$. Et nous appliquerons a Q_h le coefficient $\phi_2 = 1.1544$

$$\begin{aligned} Q_{c1,k} &= \phi_1 . Q_{c1} \\ &= 1.1 \times 24 \\ Q_{c1,k} &\simeq 26.4KN \end{aligned}$$

De même

$$\begin{aligned} Q_{c2,k} &= \phi_1 . Q_{c2} \\ &= 1.1 \times 2.4 \\ Q_{c2,k} &\simeq 2.64KN \end{aligned}$$

De même

$$\begin{aligned} Q_{h,k} &= \phi_2 . Q_h \\ &= 1.1544 \times 10 \\ Q_{h,k} &\simeq 11.544KN \end{aligned}$$

Donc

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,max} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{l - e_{min}}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \\ &= \frac{1}{2} \times 26.4 + \frac{10 - 0.6}{10} \times (2.64 + 11.544) \\ \Sigma Q_{r,max} &\simeq 26.53KN \end{aligned}$$

$Q_{r,max} = \frac{\Sigma Q_{r,max,}}{2}$

D'où $\boxed{Q_{r,max} = 13.27KN}$

Et

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r(max)} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{e_{max}}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \\ &= \frac{1}{2} \times 26.4 + \frac{0.6}{10} \times (2.64 + 11.544) \\ \Sigma Q_{r(max)} &\simeq 14.116\ KN \end{aligned}$$

$Q_{r(max)} = \frac{\Sigma Q_{r(max)}}{2}$

D'où $\boxed{Q_{r(max)} = 7.05KN}$

2. **Groupe de cas de charge (2)**

Nous appliquerons a Q_{c1} et a Q_{c2} le coefficient $\phi_1 = 1.1$. Et nous appliquerons a Q_h le coefficient $\phi_3 = 1$

$$\begin{aligned} Q_{c1,k} &= \phi_1 . Q_{c1} \\ &= 1.1 \times 24 \\ Q_{c1,k} &\simeq 26.4KN \end{aligned}$$

De même

$$\begin{aligned} Q_{c2,k} &= \phi_1 . Q_{c2} \\ &= 1.1 \times 2.4 \\ Q_{c2,k} &\simeq 2.64KN \end{aligned}$$

De même

$$\begin{aligned} Q_{h,k} &= \phi_3 . Q_h \\ &= 1 \times 10 \\ Q_{h,k} &= 10KN \end{aligned}$$

Donc

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,max} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{l - e_{min}}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \\ &= \frac{1}{2} \times 24 + \frac{10 - 0.6}{10} \times (2.64 + 10) \\ \Sigma Q_{r,max} &\simeq 25.08KN \end{aligned}$$

$Q_{r,max} = \frac{\Sigma Q_{r,max,}}{2}$

D'où $Q_{r,max} = 12.54$ KN

Et

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r(max)} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{e_{max}}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \\ &= \frac{1}{2} \times 26.4 + \frac{0.6}{10} \times (2.64 + 10) \\ \Sigma Q_{r(max)} &\simeq 14KN \end{aligned}$$

$Q_{r(max)} = \frac{\Sigma Q_{r(max)}}{2}$

D'où $\boxed{Q_{r(max)} = 7KN}$

3. **Groupe de cas de charge (4),(5) et (6)**

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

$$\begin{aligned} Q_{c1,k} &= \phi_4 . Q_{c1} \\ &= 1 \times 24 \\ Q_{c1,k} &\simeq 24KN \end{aligned}$$

De même

$$\begin{aligned} Q_{c2,k} &= \phi_4.Q_{c2} \\ &= 1 \times 2.4 \\ Q_{c2,k} &\simeq 2.4KN \end{aligned}$$

Donc

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,max} &= \frac{1}{2}Q_{c1k} + \frac{l - e_{min}}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \\ &= \frac{1}{2} \times 24 + \frac{10 - 0.6}{10} \times (2.4 + 10) \\ \Sigma Q_{r,max} &\simeq 24KN \end{aligned}$$

$Q_{r,max} = \frac{\Sigma Q_{r,max}}{2}$
D'où $\boxed{Q_{r,max} = 12KN}$
Et

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r(max)} &= \frac{1}{2}Q_{c1k} + \frac{e_{min}}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \\ &= \frac{1}{2} \times 24 + \frac{0.6}{10} \times (2.4 + 10) \\ \Sigma Q_{r(max)} &\simeq 12.74KN \end{aligned}$$

$Q_{r(max)} = \frac{\Sigma Q_{r(max)}}{2}$
D'où $\boxed{Q_{r(max)} = 6.37KN}$

4.5 Determination des charges horizontales´

4.5.1 Charges horizontales causees 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 $H_{L,1}$ **et** $H_{L,2}$.
— Les forces horizontales transversales $H_{T,1}$ **et** $H_{T,2}$.

1. **La force d'entrainement K** [5]

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.

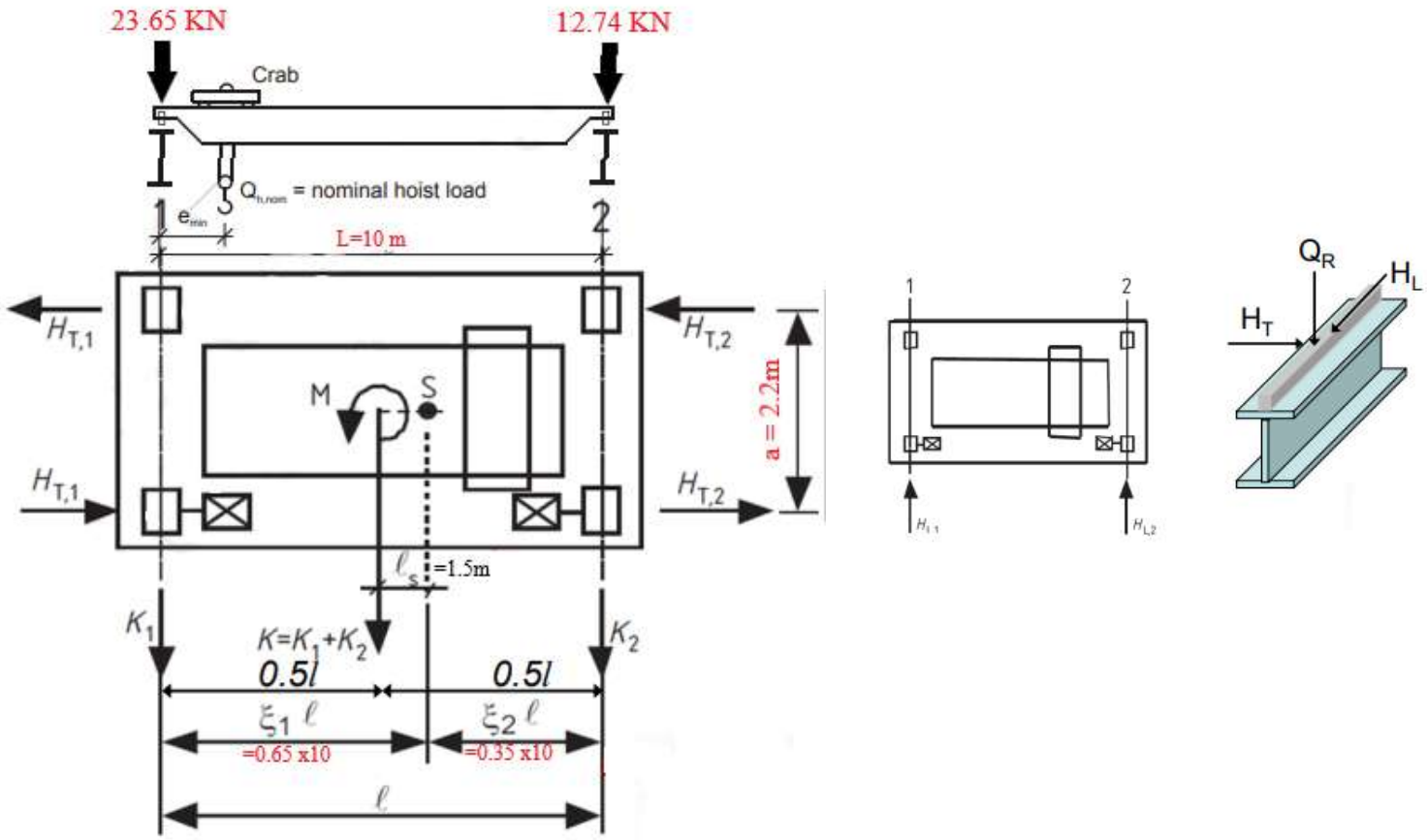


FIGURE 4.6 – illustration des efforts du aux accelerations/décélérations du pont roulant.

Nous avons

$$K = K_1 + K_2 = \mu.\Sigma Q^*_{r,min}$$

avec le parametre de frottement $\mu = 0.2$ pour un contact acier _ acier.

5. Design of Steel Structures to Eurocodes page 272 paragraphe 6.6.2.3.(le paragraphe a été reformulé)

mais $\Sigma Q^*_{r,min} = m_w.Q_{r,min}$

$m_w = 2$, c'est le nombre de system d'entrainement a un galet. [6]

$$\Sigma Q_{r,min} = \frac{1}{2}Q_{c1k} + \frac{e_{min}}{l} \times Q_{c2,k}$$

$$= \frac{1}{2} \times 24 + \frac{0.6}{10} \times 2.4$$

$$\Sigma Q_{r,min} \simeq 12.14KN$$

$$K = 0.2 \times 12.14 = 2.428\ KN$$

2. **Les forces horizontale longitudinales $H_{L,1}$ et $H_{L,2}$**

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \phi_5.K.\frac{1}{n_r}$$

où n_r est le nombre de poutres de roulement.

donc $H_{L,1} = H_{L,2} = 1.5 \times 2.428 \times 0.5$

$$\boxed{H_{L,1} = H_{L,2} = 1.821KN}$$

3. **Les forces horizontales transversales $H_{T,1}$ et $H_{T,2}$**

$$H_{T,1} = \phi_5.\xi_2.\frac{M}{a}$$

où M est le moment mentionné sur la figure (4.7) et a est l'empattement.

(a) calcul de ξ_1

$$\xi_1 = \frac{\Sigma Q_{r,max}}{\Sigma Q_r}$$

—

$$\Sigma Q_{r,max} = \frac{1}{2}.Q_{c1} + \frac{l - e_{min}}{l} \times (Q_{c2} + Q_h) = 23.656KN$$

—

$$\Sigma Q_{r(max)} = \frac{1}{2}Q_{c1} + \frac{e_{min}}{l} \times (Q_{c2} + Q_h) = 12.74KN$$

—

$$\Sigma Q_r = \Sigma Q_{r,max} + \Sigma Q_{r(max)} = 36.45KN$$

d'où $\xi_1 = 0.65$

calcul de ξ_2

$\xi_2 = 1 - \xi_1$

$\xi_2 = 0.35$

calcul de M

$M = K.l_s$

et $l_s = \xi_1 l - 0.5l$

donc $l_s = 1.5\ m$ et $M = 3.642\ KN.m$

6. EN 1991-3 (2006) page 26 figure 2.7

Ainsi $H_{T,1} = 1.5 \times 0.35 \times \frac{3.642}{2.2}$

$\boxed{H_{T,1} = 0.87KN}$

De manière analogue :

$$H_{T,2} = \phi_5 . \xi_1 . \frac{M}{a}$$

$\boxed{H_{T,2} = 1.61KN}$

4.5.2 Charges horizontales causees par la marche en crabe du pont roulant´

Afin de déterminer ces forces $H_{s,i,j,L}$ et $H_{s,i,j,T}$, il est nécessaire des déterminer les paramètres suivants :

— L'angle α (skewing angle).
— Le paramètre f (Non-positive factor).
— Les paramétres $\lambda s, i, j, k$ (Force factors)

1. **L'angle α (Skewing Angle) :**

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

Pour cette valeur de α (voir la figure (4.8)), nous nous proposons de prendre en considération sa valeur la plus défavorable [7].

$$\alpha = 0.015$$

2. **Le paramètre f (Non-positive factor)** [8] **:**

$f = 0.3(1 - e^{-250\alpha})$

$\boxed{f = 0.3}$

3. **Les paramétres $\lambda s, i, j, k$ (Force factors) :**

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

(a) **e_i : distance entre system de guidage et paire de galets**

Dans notre cas nous avons des galets à double boudin (wheel flange) comme indiqué sur la figure (4.9) Donc

$e_1 = 0\ m$ et $e_2 = R = 2.2\ m$

(b) **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 independants l'un de l'autre) comme l'illustre la figure (4.9)

Donc

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

(c) **Distance h**

La distance h, représente sur la figure (4.7) est donnée par (comme indiqué sur la figure (4.9))

$$h = \frac{m\xi_1\xi_2 l^2 + \Sigma e_j^2}{\Sigma e_j} = \frac{\Sigma e_j^2}{\Sigma e_j} = 2.2m$$

7. EN 1991-3 :2006 (E) page 27
8. EN 1991-3 :2006 2.7.4 page 26

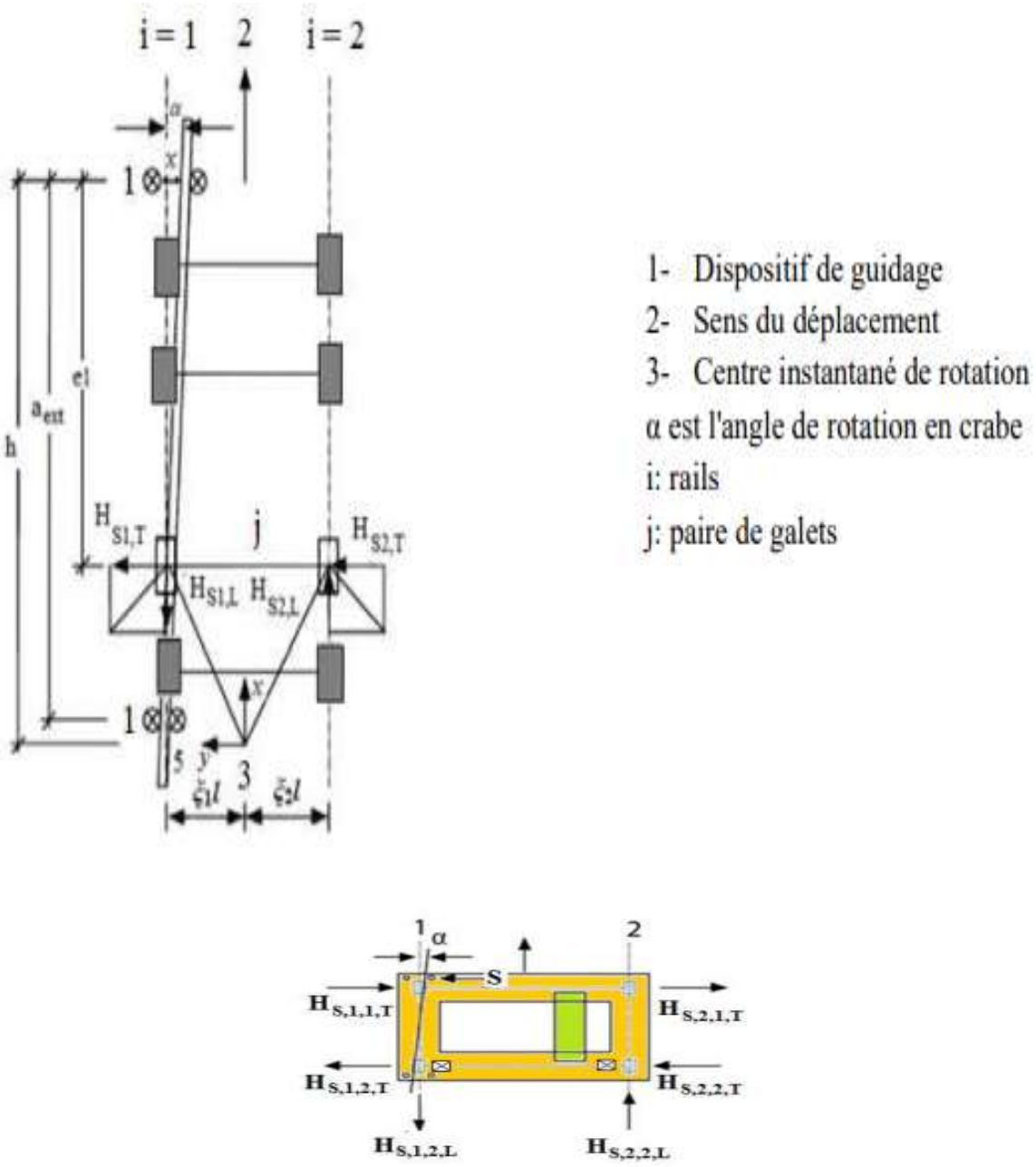


FIGURE 4.7 – Parametres et caractéristiques relatifs à la marche en crabe.

car m=0

$h = 2.2\ m$

(a) détermination de $\lambda_{s,j}$

$$\lambda_{s,j} = 1 - \frac{\Sigma e_j}{n.h}$$

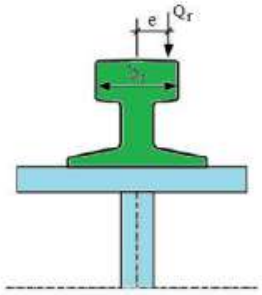


FIGURE 4.8 – tolerance relative à l'excentrement du chargement vertical.

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 4.9 – Les differents système de fixation des galets à l'axe de rotation.

où n est le nombre de paires de galets.

donc

$$\lambda_{s,j} = 1 - \frac{0 + 2.2}{2 \times 2.2} = 0.5 \text{ pour } \forall j \in \{1, 2\}$$

$$\boxed{\lambda_{s,j} = 0.5}$$

(b) détermination $\lambda_{s,1,j,L}$ et $\lambda_{s,2,j,L}$

comme indiqué sur la figure (4.2)

$$\boxed{\lambda_{s,1,j,L} = \lambda_{s,2,j,L} = 0}$$

(c) Détermination de $\lambda_{s,1,j,T}$

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

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

$$\boxed{\lambda_{s,1,1,T} = 0.175}$$

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

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

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	$\xi_2\left(1-\frac{\sum e_j}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n}\frac{l}{h}$	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n}\frac{l}{h}$	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.

TABLE 4.2 – Tableau des paramètres lambda selon le system de fixation des galets

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

(d) Détermination de $\lambda_{s,2,j,T}$

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

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

$$\boxed{\lambda_{s,2,1,T} = 0.325}$$

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

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

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

1. **Détermination des forces horizontales LONGITUDINALES $H_{s,1,L}$ et $H_{s,2,L}$**

$\boxed{H_{s,1,L} = H_{s,2,L} = 0daN}$ car les paramètres λ sont nuls.

2. **Determination de la force de guidage S :**

$$S = f\lambda_{s,j}\Sigma Q_r$$

mais

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

— $\Sigma Q_r = 36.45KN$
(voir l'equation (4.3), (4.4) et (4.5)) Ainsi $S = 0.3 \times 0.5 \times 36.45$

$\boxed{S = 5.55KN}$

3. **Détermination des forces transversales** $H_{s,i,j,T}$

$$H_{s,i,j,T} = f\lambda_{s,i,j,T}\Sigma Q_r$$

(a) $H_{s,i,1,T}$ **(j=1, paire de galets avant)**

— **rail gauche i=1**

$$H_{s,1,1,T} = 0.3 \times 0.175 \times 36.45$$

$$\boxed{H_{s,1,1,T} = 1.94\ KN}$$

— **rail droit i=2**

$$H_{s,2,1,T} = 0.3 \times 0.325 \times 36.45$$

$$\boxed{H_{s,2,1,T} = 3.6\ KN}$$

Donc

$$H_{S,1,T} = S - H_{S,1,1,T} = 5.55 - 1.94$$

$$\boxed{H_{S,1,T} \simeq 3.6KN}$$

Et

$$H_{S,2,T} = H_{S,2,1,T} \simeq 3.6KN$$

$$\boxed{H_{S,2,T} \simeq 3.6KN}$$

(b) $H_{s,i,2,T}$ **(j=2, paire de galets arrière)**

Dans ce cas les paramètres $\lambda_{s,1,2,T}$ et $\lambda_{s,2,2,T}$ sont nuls. Donc

$$\boxed{H_{s,1,2,T} = H_{s,2,2,T} = 0KN}$$

4.5.3 Forces horizontales causees par les accélérations et les décélérations du chariot $H_{T,3}$

L'eurocode [9] recommande de prendre comme valeur de $H_{T,3} = 0.1(Q_{c2} + Q_h)$ (mais cela n'est valable que si les balancements du chargement ne sont pas bloqués.)

$$H_{T,3} = 0.1(5.4 + 10)$$

$$\boxed{H_{T,3} = 1.24\ KN}$$

4.6 Tableau recapitulatif des résultats

Pour les vérifications à l'ELU, nous utiliserons les valeurs résumées dans le tableau ci-dessous.

9. EC1- P 3 .2.11.2 page 32

Groupes des cas de charges			1	2	3	4	5	6
Coefficient d'amplification dynamique			Φ_1=1.10 Φ_2=1.15 Φ_5=1.5	Φ_1=1.10 Φ_3=1 Φ_5=1.5	1 Φ_5=1.10	Φ_4=1 Φ_5=1.1	Φ_4=1	Φ_4=1
Charges verticales	Poids propre du pont roulant (à vide)	$Q_{r,(min)}$ en KN	7.84	7.84	7.12	7.12	7.12	7.12
		$Q_{r,min}$ en KN	6.67	6.67	6.07	6.07	6.07	6.07
	Poids propre du pont roulant (en charge)	$Q_{r,(max)}$ en KN	7.05	7	-	6.5	6.5	6.5
		$Q_{r,max}$ en KN	13.27	12.54	-	12	12	12
Charges Horizontales	Accélération du pont roulant	$H_{L,1}$ en KN	1.82	1.82	1.82	1.82	-	-
		$H_{L,2}$ en KN	1.82	1.82	1.82	1.82	-	-
		$H_{T,1}$ en KN	0.87	0.87	0.87	0.87	-	-
		$H_{T,2}$ en KN	1.61	1.61	1.61	1.61	-	-
	Marche en carbe	$H_{S1,L}$ en KN	-	-	-	-	0	-
		$H_{S2,L}$ en KN	-	-	-	-	0	-
		$H_{S1,T}$ en KN	-	-	-	-	3.6	-
		$H_{S2,T}$ en KN	-	-	-	-	3.6	
	Accélération du chariot	$H_{T,3}$ en KN	-	-	-	-	-	1.24

TABLE 4.3 – tableau des résultats

4.7 Prédimensionnement de la poutre de roulement (Vérifications à l'ELS)

— L'Eurocode [10] recommande de verifier 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.

4.7.1 Flèche verticale

La flèche recommandee par les Eurocodes [11] est min($l/600$, 25 mm). Neanmoins nous préférons utiliser la flèche admissible proposée par le constructeur (figure (4.4)).

donc $\boxed{f_{adm} = \frac{4800}{600} = 8mm}$

Pré dimensionnement de la poutre de roulement Nous appliquerons au niveau de la semelle supérieure de la PDR une charge concentree(voir Table (4.3)).

$$Q_{r,max} = 12kN/galet$$

10. EN 1993-6 :2007 (E) page 27_ paragraphe 7.3 limits for deformations and displacements _ clause (1)
11. EN 1993-6 :2007 (E) page 29

Déterminons l'inertie minimale de la section qui vérifiera $f_{Q_{r,max}} < f_{adm}$

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

d'où $\boxed{I_{min} \geq 32.91 \times 10^6 mm^4}$

$$I_{min} = 32.91 \times 10^6 mm^4 \quad (4.6)$$

Le profilé adéquat est donc **HEA 200** d'inertie $I_y = 36.92 \times 10^6\, mm^4$

Vérification du Pré dimensionnement sous chargement vertical

Determination de $Q_{V_{ser}}$

Choix du rail de roulement :

Le type est dimension du rail de roulement sont souvent founispe le fabriquant du pont roulanten fonction des conditions d'utilisation (charge, vitesse, portée...) et aussi en fonction du type de galet. On adopte des rails carrée en acier A45 [12].

— **Poids du rail** : Nous proposons d'utiliser un rail A45, ses caracteristiques sont présentées dans la figure (4.11).

Donc $$G_{rail} = 0.221 kN/m$$

— **Poids du profilé de la poutre de roulement** :

$$G_{HEA200} = 0.425 kN/m$$

— **Charges ponctuelles verticales** :

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

$$Q_{r,max} = 12 kN/galet$$

Apres avoir procéder au calcul de cette flèche sous le logiciel Robot Structural , nous avons obtenu les résultats comme indiqué sur la figure (figure 4.12).

donc

$$f_{V_{ser}} = 6mm < f_{adm} = 8m$$

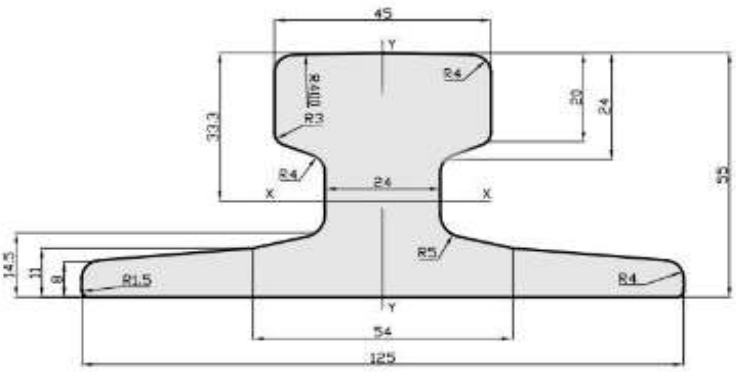
La flèche verticale est ainsi vérifiée.

4.7.2 Fleche horizontale`

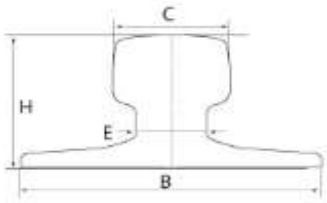
Les textes réglementaires recommandent de verifier la flèche horizontale au niveau de **la semelle supérieure** .

12. Livre "calcul pratique des éléments de construction métalique" page 170.

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 4.10 – Caracteristiques du rail A45.

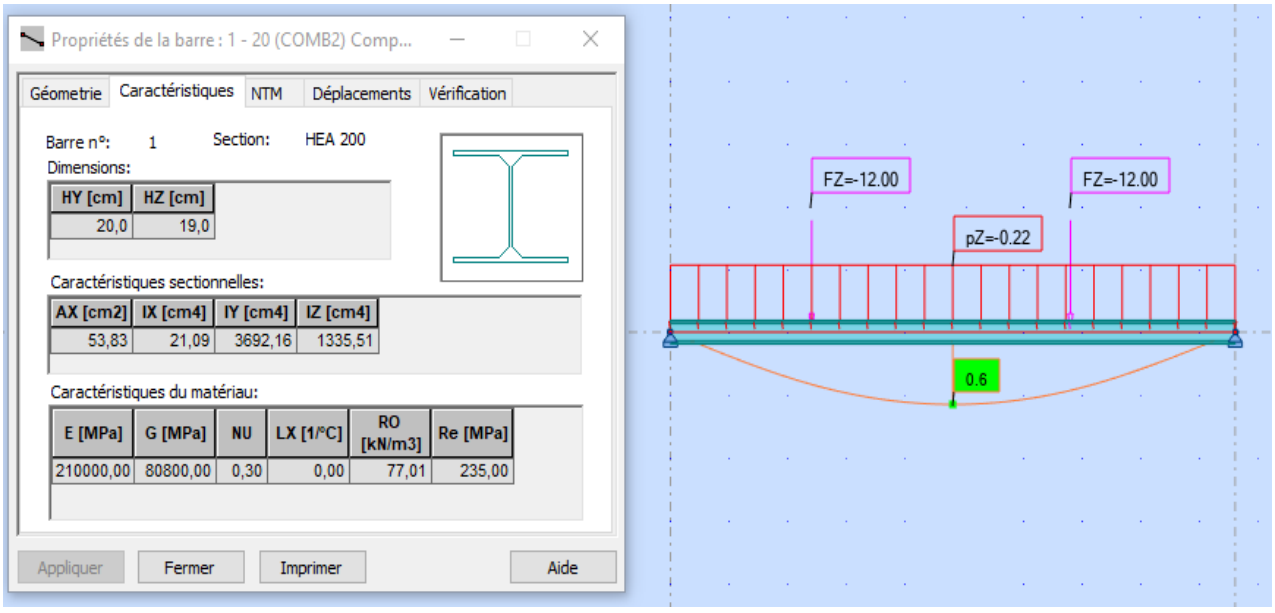


FIGURE 4.11 – fleche maximale

Chargement horizontale :

Nous appliquerons au niveau de la semelle superieure de la PDR une charge concentrée $H_{s,1,T} = 3.6kN$. (voir Table (4.3)).
Ainsi pour une poutre biarticulée, la flèche de service est donnée par :

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

où I_f est le moment d'inertie de la semelle supérieure.

$$I_f = \frac{t_f b^3}{12} = \frac{10 \times 200^3}{12} = 6.67 \times 10^6 mm^4$$

d'où

$$f_{H_{ser}} = \frac{3.6 \text{ x } 4.8^3}{48\text{x}2.1\text{x}6.66\text{x}10^{11}}$$

$$f_{H_{ser}} = 6mm < f_{adm} = 8mm$$

4.8 Vérification à l'ELU

4.8.1 Determination des efforts internes :

Nous avons l'empattement $a = 2.2m < 0.586l = 2.82\ m$.

Moment sollicitant du au poids permanent

$$M_{yEd1} = \frac{G_{Ed} \times l^2}{8} \text{ où } G_{Ed} = 1.35(G_{HEA200} + Grail)$$

$$G_{Ed} = 1.35(0.221 + 0.423) = 0.8695kN/m$$

donc

$$M_{yEd1} = \frac{0.869\times4.8^2}{8}$$

$$M_{yEd1} = 2.5kN.m$$

Moment sollicitant du au chargement vertical $Q_{r,max}$ (charges d'exploitations)

$$M_{yEd2} = \frac{(1.5 \times Q_{r,max})(2l\text{-a})}{8l}$$

$$M_{yEd2} = \frac{(1.5 \times 12) \times (2\text{x}4.8\text{-}2.2)}{8 \text{ x}4.8}$$

$$M_{yEd2} = 29kN.m$$

Moment sollicitant Total du aux charges VERTICALES a l'ELU`

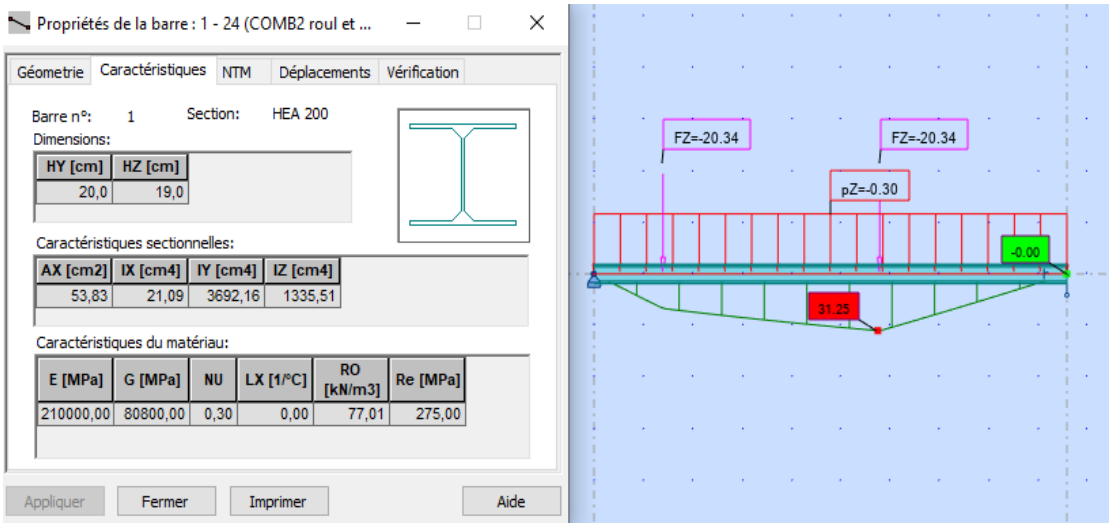


FIGURE 4.12 – Diagramme du moment sollicitant ultime sous chargements verticaux.

Moment sollicitant Total du aux charges HO-RIZONTALES a l'ELU`

$$M_{zEd} = \frac{(1.5 \times H_{s,1,T}) \times l}{4} = \frac{(1.5 \times 3.6) \times 4.8}{4}$$

$$M_{zEd} = 6.5\text{KN.m}$$

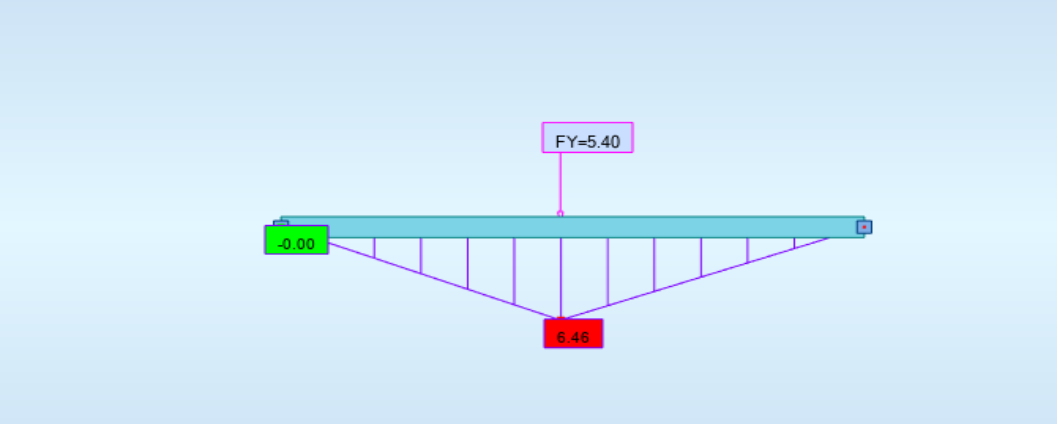


FIGURE 4.13 – Diagramme du moment sollicitant ultime sous chargent ponctuel horizontal.

4.8.2 Critère de vérification de la résistance en section

L'Eurocode [14] recommande d'utiliser la formule approximative de vérification qui nous place dans la sécurité :

$$\frac{N_{Ed}}{A_{tf} \times f_y/\gamma_{M1}} + \frac{M_{yEd}}{W_{\text{ply}} \times f_y/\gamma_{M1}} + \frac{M_{zEd}}{W_{\text{plz}} \times f_y/\gamma_{M1}} \leq 1$$

$N_{Ed} = (1.5 \times H_{L1}) = 1.5 \times 1.82 = 2.73\ kN$ (voir tableau (4.3))

$M_{yEd} = 31.25\ kN.m$

$M_{zEd} = 6.5kN$

$A_{tf} = b \times t_f = 2000mm^2$

$W_{ply} = 429.5\ cm^3$

$W_{plz} = 203.8\ cm^3$

En portant dans le critère (4.9) :

$$0.0055 + 0.29 + 0.127 = 0.42 < 1$$

La résistance en section pour cette sollicitation en flexion déviée composee est vérifie.

4.8.3 Vérification du deversement et flambement

-Pour faciliter les calculs et raccourcir le temps, nous avons vérifié deversement est flambement par programmation Python, que nous avons préparée avec des personnes expérimentées en programmation, la programmation complète sur les annexes

4.9 Conclusion

— Pour la poutre de roulement, le profile retenu est un HEA 200 .

14. EN 1993-1-1 (2005) (English) : Eurocode 3 page 46

Chapitre 5

Etude des contreventements

5.1 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 (voir Figure 5.1).

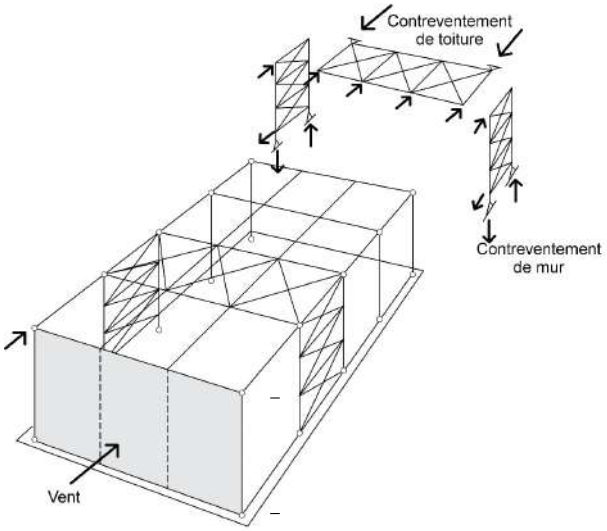


FIGURE 5.1 – les contreventements

5.2 Les différents types de contreventements

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.

2. **Palee 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.

5.3 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.

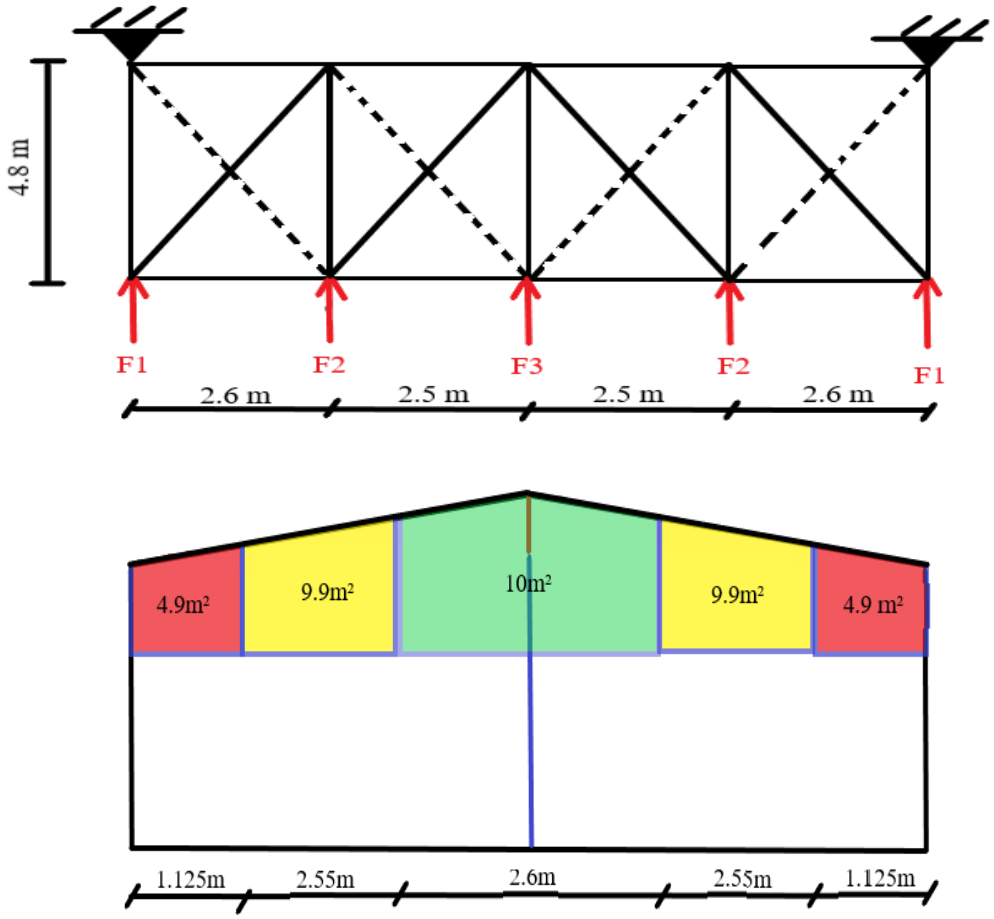


FIGURE 5.2 – surface tributaire

5.4 Calcul de la poutre au vent

5.4.1 Les efforts horizontaux F_i

La poutre au vent est calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis (figure 5.2).
Les aires S_i sont les surfaces tributaire offertes au vent(figure 5.2).
où

$$F_1 = S_1 V + \frac{Fe}{20}$$

et

$$F_i = (S_i V) + \frac{Fe}{10} \; \forall i \in \{2, 3\}$$

1. **Détermination de V**

   V est La pression total extérieure appliquée sur le pignon au vent et le pignon sous le vent.

$$V = C_d \times (C_{peD} + C_{peE}) \times q_p = 1(0.8 + 0.3)1.32 = 1.452 \; kPa$$

$$\boxed{V = 1.452kPa}$$

C_d est le coefficient dynamique, nous pouvons une valeur unitaire pour les structures de hauteur total inférieure à 15m [1].

2. **Détermination de F_e**

La force d'entrainement F_e est la force de frottement pour la toiture .

$$F_e = F_{fr} = q_p \times C_{fr} \times S_{fr}$$

où

—

$$C_{fr} = 0.04$$

c'est le coefficient de frottement dans le cas d'une tôle nervurée.

—

$$S_{fr} = 28.8 \times 2 \times \frac{5.15}{\cos(5.54°)} = 298\ mm^2$$

c'est l'aire totale de la toiture.

$F_e = 1.32 \times 0.04 \times 298 = 15.74\ kN$

$F_e = 15.74\ kN$

Le tableau suivant résume les forces extérieures appliquées aux nœuds de la poutre au vent .

i	1	2	3
les aires $Si(m^2)$	4.9	10	10.3
$V(kPa)$		1.452	
$F_e(kN)$		15.74	
$F_i(kN)$	9.037	18.42	18.9

TABLE 5.1 – Les sollicitations Fi

La réaction au est donnée par Somme

$$2R = \Sigma F_i = 73.74\ kN$$

d'où $\boxed{R = 36.87\ kN}$

5.4.2 Les Efforts dans les diagonales

Le schéma statique est isostatique, il suffit d'appliquer la méthode des sections pour déterminer les efforts dans les barres.

Nous déterminerons ces efforts à l'aide du logiciel Robot Structural.

1. RNV2013 paragraph 3.2 page 62

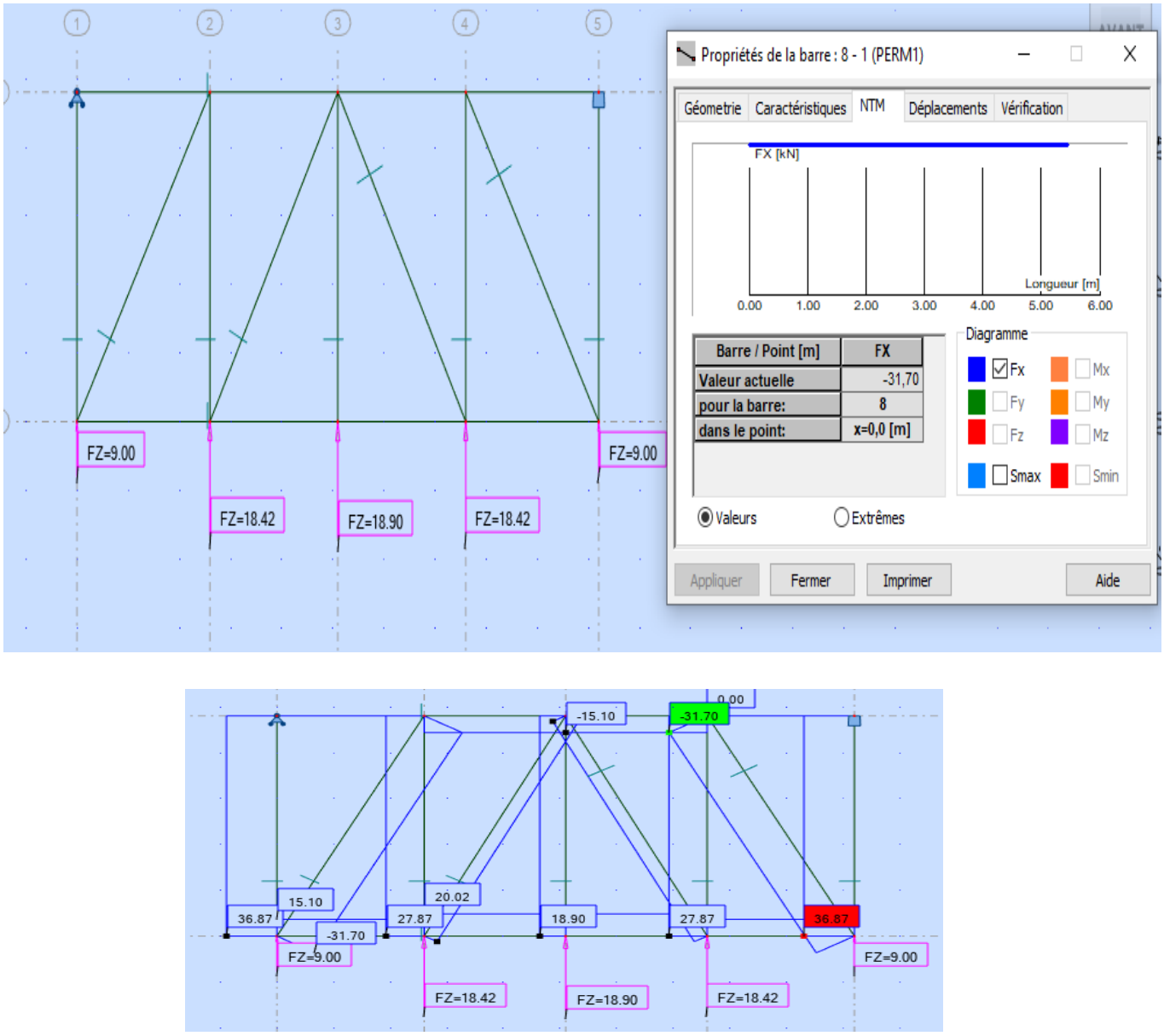


FIGURE 5.3 – effort dans les diagonales

— L'effort sollicitant que nous considérerons pour la vérification des diagonales est l'effort de traction $N_k = 31.17kN$.
— a methode donne exactement le même résultat

$$N_k = \frac{R - F_1}{cos 28.45°} = 31.7kN$$

5.5 Section de la diagonale

L'effort sollicitant de calcul est

$$N_{Ed} = 1.5 \times N_k = 1.5 \times 31.7$$

donc $N_{Ed} = 47.55kN$

5.5.1 Pré dimensionnement des diagonales

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$$
$$N_{Ed} \leq \frac{A f_y}{\gamma_{M_0}}$$
$$A = \frac{N_{Ed} \times \gamma_{M_0}}{f_y} \text{ où } \gamma_{M_0} = 1.1$$

$\boxed{A \geq 190.2mm^2}$

Nous proposons ainsi de considérer la cornière isolée à ailes egales CAE50x50x5 avec boulons $d = 12mm$ **et troues** $d_0 = 13mm$

ainsi pour une CAE50x50x5, nous avons les caracteristiques suivantes :´

— $A = A_{brute} = 480mm^2$

— $A_{net} = A - d_0 \times t = 415mm^2$

5.5.2 Vérification de la résistance à la traction

— Pour une cornière fixée par une seule aile avec trois boulons(figure 5.4), Le critère de vérification des barres tendues est donné par :

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

où

$$N_{t,Rd} = min\left\{N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}\right\} \qquad (5.1)$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M_0}} = 120kN$$

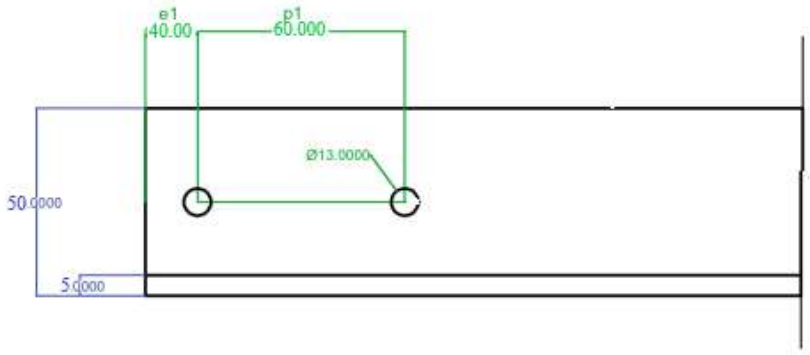


FIGURE 5.4 – corniere 50x50x5

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M_2}} \text{ où } f_u = 430MPa \text{ et } \gamma_{M_2} = 1.25$$

$$N_{u,Rd} = 57.104kN$$

— En portant dans l'équation (6.1) :

$$N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = 57.104kN \tag{5.2}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0.83 < 1$$

La corniere CAE50x50x5 vérifie La résistance à la traction.

Conclusion

Les diagonales seront des cornieres CAE 50x50x5

— **Elles seront fixées par une seule aile a` l'aide de deux boulons**
— Le diamètre du troue $d_0 = 13mm$.
— Le diamètre de la vis $d = 12mm$.
— La pince longitudinale $e1 = e = 40mm$
— L'entraxe $p = 60\ mm$

.

5.6 Étude des palées de stabilité

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.

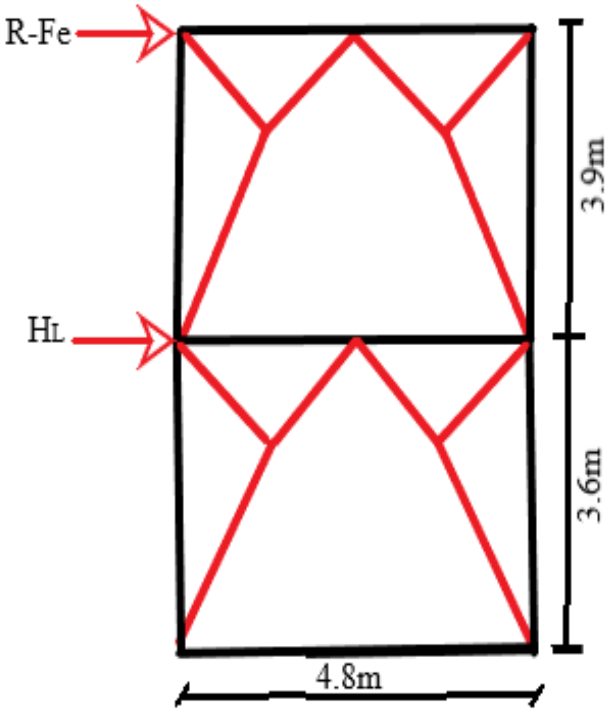


FIGURE 5.5 – palée de stabilité

5.6.1 Les efforts de traction dans les diagonales

La palée est soumise aux deux charges ponctuelles :

- **R- F1** où
  - R est la réaction calculé précédemment (réaction de la poutre au vent).
  - F1 est la force ponctuelle déterminée précédemment.
- **H _ l1** est la force axiale du aux accélérations et décélération du pont roulant

Après avoir modélisé la palée sur le logiciel de calcul Robot Structural, nous avons obtenu les résultats suivant :

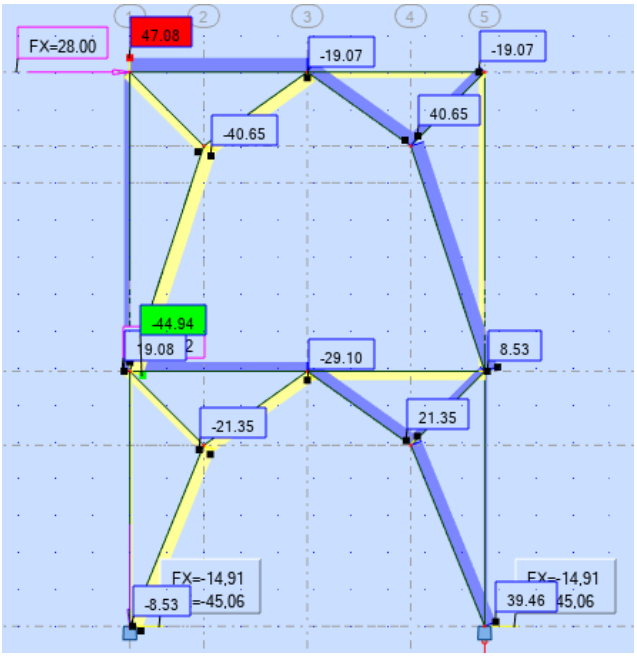


FIGURE 5.6 – efforts dans les diagonales

— **L'effort sollicitant caractéristique que l'on considerera pour le dimensionnement est**

$$N_k = 45kN$$

5.6.2 Section de la diagonale

L'effort sollicitant de calcul est

$N_{Ed} = 1.5 \times N_k = 1.5 \times 45 = 67.5kN$

donc $N_{Ed} = 67.5kN$

5.6.3 Pré dimensionnement (l'aire minimale d'une section de diagonales.)

D'une manière analogue au pré dimensionnement des diagonales de la poutre au vent nous obtenons :

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{A f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A = \frac{N_{Ed} \times \gamma_{M_0}}{f_y} \text{ où } \gamma_{M_0} = 1.1$$

$A \geq 2.7$ cm²

Nous proposons ainsi de considerer UPN 80 avec boulons $d = 12mm$ et troues $d_0 = 13mm$

ainsi pour une UPN80, nous avons les caracteristiques suivantes :
— $A = A_{brute} = 11cm^2$
— $A_{net} = A - 2\times d_0 \times t = 8.92\text{cm}^2$

5.6.4 Verification de la résistance à la traction

— Pour une UPN fixee par qautre boulons (figure 5.7), Le critère des barres tendues est donné par :

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

où

$$N_{t,Rd} = min\left\{N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}\right\} \qquad (5.1)$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \qquad N_{\text{u},Rd} = \frac{0.9 A_{\text{net}} f_{\text{u}}}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,\,Rd} = 275 \text{ KN} \qquad N_{\text{u},Rd} = 276.16 \text{ KN}$$

Ainsi l'effort résistant à la traction est donnée dans l'équation (6.2)
d'où
$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = 275$ KN

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0.245 < 1$$

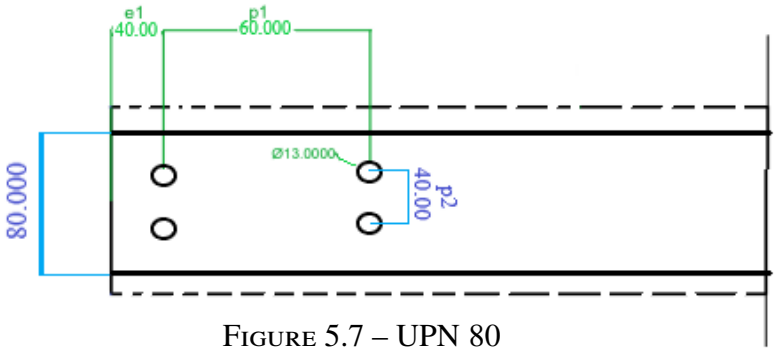


FIGURE 5.7 – UPN 80

UPN 80 vérifie La résistance à la traction.

Conclusion

- **Les diagonales seront des UPN 80**
- **Elles seront fixées par quatre boulons**.
- Le diamètre du troue $d_0 = 13mm$.
- Le diamètre de la vis $d = 12mm$.
- La pince longitudinale $e1 = e = 40mm$
- L'entraxe $p = 60\ mm$

5.7 Étude des palées de stabilit eé

Lors de l'analyse de la poutre en sablier, il est important de noter qu'elle fonctionne comme une barre de renfort verticale, supportant à la fois une force horizontale et son propre poids. En raison de ces facteurs, le processus de vérification consistera à évaluer son comportement en flexion composée.

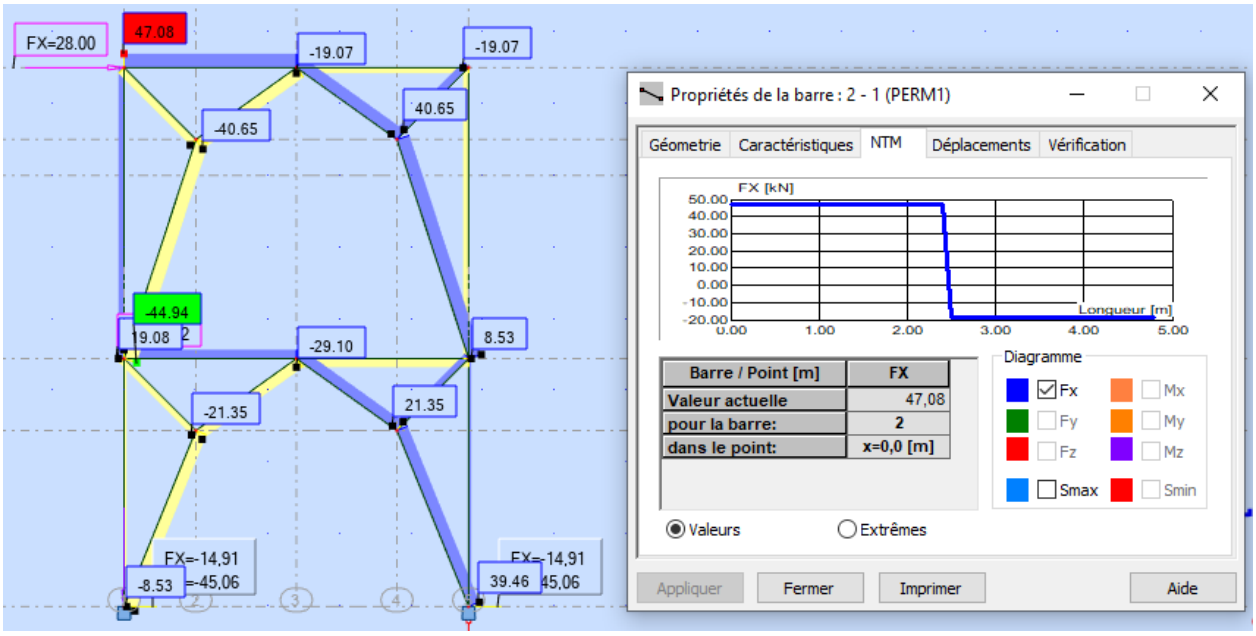


FIGURE 5.8 – efforts dans les sablieres

5.7.1 Les efforts dans les sablières

Dans notre étude nous dimensionnerons la sablière la plus sollicité .
Il est important de rappeler que nous avons deux efforts de compression principaux(figure 5.7) :
— **R-F1**
— **H_l1**

5.7.2 Section de la sablière (pré dimensionnement)

Pour le pré dimensionnement 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 (χ_{min}), nous choisirons une valeur arbitraire de :

$$\chi_{min} = 0.5 \text{ et } \beta_A = 1$$

Ainsi :

$$\begin{aligned} N_{Ed} &\leq N_{b,Rd} \\ &\leq \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} \\ A &\geq \frac{N_{Ed} \times \gamma_{M_1}}{\chi_{min} \times f_y} \end{aligned}$$

$$\text{mais } N_{Ed} = 1.5 \times 47 = 67.5kN$$

$$A \geq 5.64 \text{ c}m^2$$

Ainsi pour le pré dimensionnement, nous pouvons considérer le profile **HEA 120**, dont la section est égale a **A = 25.3** cm²
Le profileHEA 120 est de classe 1.

Vérification de la résistance en section

$$N_{Ed} = 67.5kN \leq N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = 632.5kN$$

La résistance en section est vérifiée.

5.7.3 Vérification de la résistance au flambement

(a) Détermination de χ_{min}

i. Flambement autours de zz

$i_y(mm)$	$i_z(mm)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$
48.9	30.2	114	120	8

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{\,2}}} \tag{5.4}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}\sqrt{\beta_A}$$

où $\beta_A = 1$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = 158.94$$

où $l_{fz} = l_0 = 4.8m$ car la sabliere est bi articulée.

$$\lambda_1 = 93.9\epsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$\bar{\lambda}_z = 1.84 > 0.2$ risque de flambement autours de zz

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^{\,2})$$

Nous avons $\frac{h}{b} = 0.95 \leq 1.2$ et comme $t_f < 40mm$, nous déduisons que pour une flexion autours de zz : $\alpha_z = 0.49$

Ainsi nous obtenons

$$\phi_z = 2.6$$

En portant dans l'équation (6.4) nous obtenons $\chi_z = 0.225$

ii. Flambement autours de yy

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{\,2}}} \tag{5.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}\sqrt{\beta_A}$$

où $\beta_A = 1$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 98.15$$

où $l_{fy} = l_0 = 4.8m$ car la poutre est bi articulee.

$\lambda_1 = 93.9\epsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$

$\bar{\lambda}_y = 1.136 > 0.2$ risque de flambement autours de yy

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}^{2}_{y})$$

Nous avons $\frac{h}{b} = 0.95 \leq 1.2$ et comme $t_f < 40mm$, nous déduisons que pour une flexion autours de yy : $\alpha_y = 0.34$

Ainsi nous obtenons

$$\phi_y = 1.3$$

En portant dans l'équation (6.5) nous obtenons $\chi_y = 0.517$

$$\chi_{min} = min(0.517, 0.224) = \chi_z = 0.224$$

$$\chi_{min} = 0.224$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$= 0.224 \times 1 \times 2530 \times \frac{275}{1.1}$$

$$= 142.31 \text{k}N$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.49 < 1$$

Le critere de fambement est verifié

5.7.4 Vérification du profile retenu HEA120 au flambement flexion

Le CCM97 [4] recommande le critère de vérification suivant :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min}.A.fy/\gamma_{M_1}} + \frac{K_y.M_{yEd}}{W_{ply}.f_y/\gamma_{M_1}} \leq 1 \tag{5.3}$$

où

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y.N_{Ed}}{\chi_y.A.f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y.(2.\beta_{M.y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$\beta_{M.y}$	$W_{ply}(mm3)$	$W_{ely}(mm3)$	$A(mm^2)$
1.3	119500	106300	2530

Determination de K_y

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Ed}}{\chi_y.A.f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{M.y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = -1.466 < 0.9$$

Ainsi $K_y = 1.286$

4. page 82 paragraphe 5.5.4 formule (5.51)

(c) Détermination de M_{yEd}

Nous avons

$$M_{yEd} = \frac{Q_z.l^2}{8}$$

et $Q_z = 1.35\ G_{HEA120} = 1.35 \times 0.199 = 0.27K$

Nd'où

$\boxed{M_{yEd} = 0.77KN.m}$

En portant dans l'équation 5.3 nous obtenons

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min}.A.fy/\gamma_{M_1}} + \frac{K_y.M_{yEd}}{W_{ply}.f_y/\gamma_{M_1}} \leq = 0.495+0.030=0.528 < 1$$

Le critère de flambement flexion est ainsi vérifié.

5.7.5 Vérification du profile retenu HEA120 au deversement :

Le critère de vérification du déversement est donnée par [5]

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z.A.fy/\gamma_{M_1}} + \frac{K_{LT}.M_{yEd}}{\chi_{LT}W_{ply}.f_y/\gamma_{M_1}} \leq 1 \qquad (5.6)$$

où

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT}.N_{Ed}}{\chi_z.A.f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0.15\bar{\lambda}_z\beta_{M.LT} - 0.15 \text{ où } \beta_{M.LT} = 1.3$$

Ainsi

$$\mu_{LT} = 0.2 \qquad K_{LT} = 0.972$$

l'élancement géométrique et l'élancement théorique(formule approximative)

Pour les sections en I et en H, le CCM97 propose une formule approximative pour calculer l'élancement géométrique. [6]

$$\lambda_{LT} = \frac{L_D/i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20}\left[\frac{L_D/i_z}{h/t_f}\right]^2\right]^{0.25}}$$

où $L_D = 4.8m$. Et $C_1 = 1.132$ pour une poutre biappuyee uniformément chargée. [7]

$i_z(mm)$	$h(mm)$	$t_f(mm)$
30.2	114	8

5. CCM97 page 85 clause (2)
6. CCM97 page 148 formule (B.21)
7. CCM97 page 144 tableau B.1.1

Nous obtenons ainsi

$$\lambda_{LT} = 91.13$$

L'élancement théorique est donnée par : $\lambda_1 = 93.9\epsilon$ où $\epsilon = 0.92$ d'ou

$$\lambda_1 = 86.4$$

Ainsi

$$\bar{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = 1.054 > 0.4$$

Il y a risque de déversement.

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

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda_{LT}} - 0.2) + \bar{\lambda_{LT}^2})$$

où $\alpha_{LT} = 0.21$ dans le cas du déversement.

Nous obtenons ainsi les résultats suivants :

$$\phi_{LT} = 1.145$$

$$\chi_{LT} = 0.628$$

En portant ces résultats dans le critere (5.6)

$$(0.4953) + (0.04) = 0.9643 \leq 1$$

Le déversement de la sablière est ainsi vérifié.

Conclusion

Suite à cette étude, nous avons décidé d'adopter les profilés suivants :

- **Poutre au vent :**
- **Diagonales en cornières isolées à ailes egales CAE 50x50x5.**
- **Palées de stabilité :**
- **Diagonales en UPN 80**
- **Les Sablieres : HEA120**

Chapitre 06

Calcul des assemblages

6.1. 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.

6.2. 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.

6.3. Calcul d’assemblages:

6.3.1. Assemblage traverse – traverse:

L’assemblage traverse – traverse est réalisé par l’intermédiaire d’une platine boulonnée.

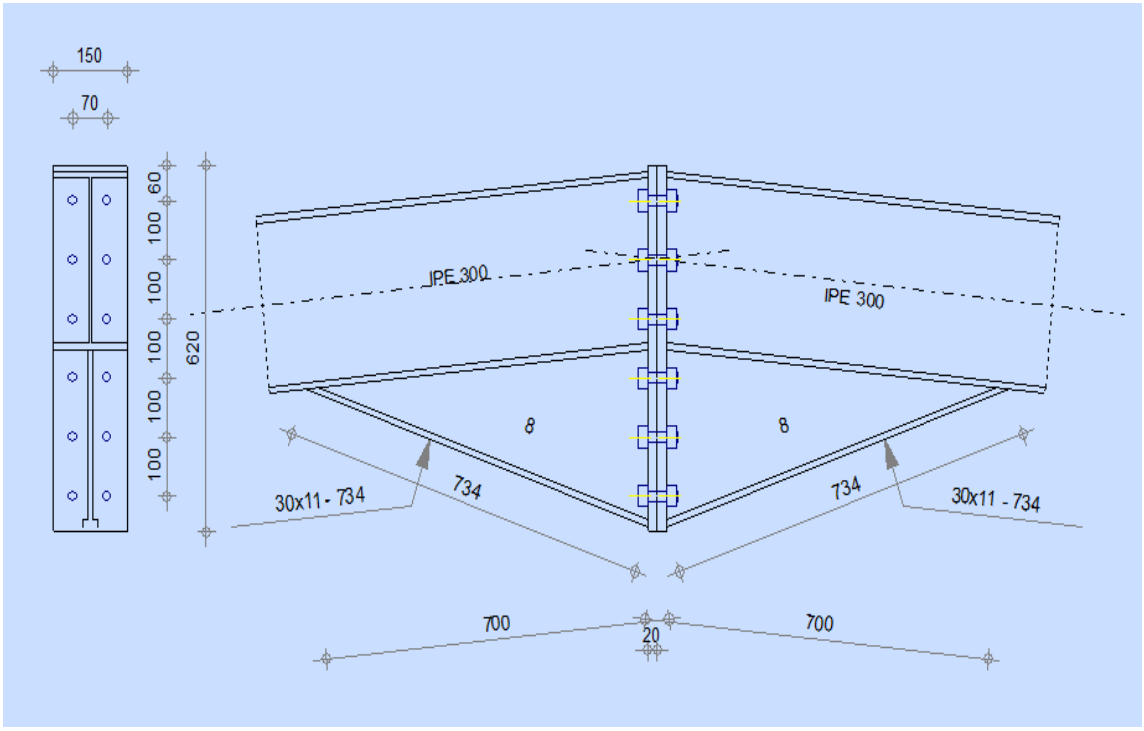


Figure 6.1 Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

-Efforts de calcul :

M_{max}= 78.33 KN.m

V_{max} = 7.81 KN

N_{max} = 22.07 KN

a - Dimensionnements des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre **M18** de classe **10.9 HR .**

-Entreaxe des boulons : (1)

Avec : d_0 = 20

$P_1 \geq 2.2\ d_0 = 44$ mm $P_2 \geq 3\ d_0 = 60$ mm

On prend : P_1 = 100mm On prend : P_2 = 70

Pince longitudinale : **Pince transversale :**

$e_1 \geq 1.2\ d_0 = 24$ mm $e_2 \geq 1.5\ d_0 = 30$ mm

On prend : e_1 = 60 mm On prend : e_2 = 40 mm

1.CCM97 tableaux 65.1 page 106

Détermination des efforts dans les boulons [2] :

$d_1 = 550$ mm

$d_2 = 450$ mm

$d_3 = 350$ mm

$d_4 = 250$ mm

$d_5 = 150$ mm

$\sum d_i^2 = 712500\ mm^2$

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$N_1 = 60.46$ KN

$N_2 = 49.47$ KN

$N_3 = 38.47$ KN

$N_4 = 27.48$ KN

$N_5 = 16.5$KN

b - Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

Vérification au moment résistant :

$$M_r = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_1} \quad (3)$$

$Fp = 0.7 \times fub \times As$

$Fp = 0.7 \times 1000 \times 10{-}3 \times 192$

$Fp = 134.4$ KN (par boulon)

Soit :

$Fp = n \times Fp = 2 \times 134.4 = 268.8$ KN (par rangée)

$$M_r = \frac{268.8 \times 712500}{550} = 348.21 \text{ KN. m}$$

$Mr = 348.21$ KN. m $\geq M_{max} = 78.33$ KN. m

Condition vérifiée.

2.Livre "calcul des élément de construction métalliques" par Mr.dahmani lahlou page 287
3.Livre "calcul des élément de construction métalliques" par Mr.dahmani lahlou page 288

Vérification a l'effort tranchant :

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{n} = \frac{7.81}{12} = 0.65 \text{ KN} \quad (4)$$

$$F_{rd} = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = 32.26 \text{ KN}$$

Avec :

$K_s = 1$: Facteur de forme, trous nominaux. (5)

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement, surface brossée. (6)

$m = 1$: Plan de contacte.

F_{rd} = **32**. 26 **KN** > **F_{vsd}** = 0.65 **KN** Condition vérifiée.

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait.

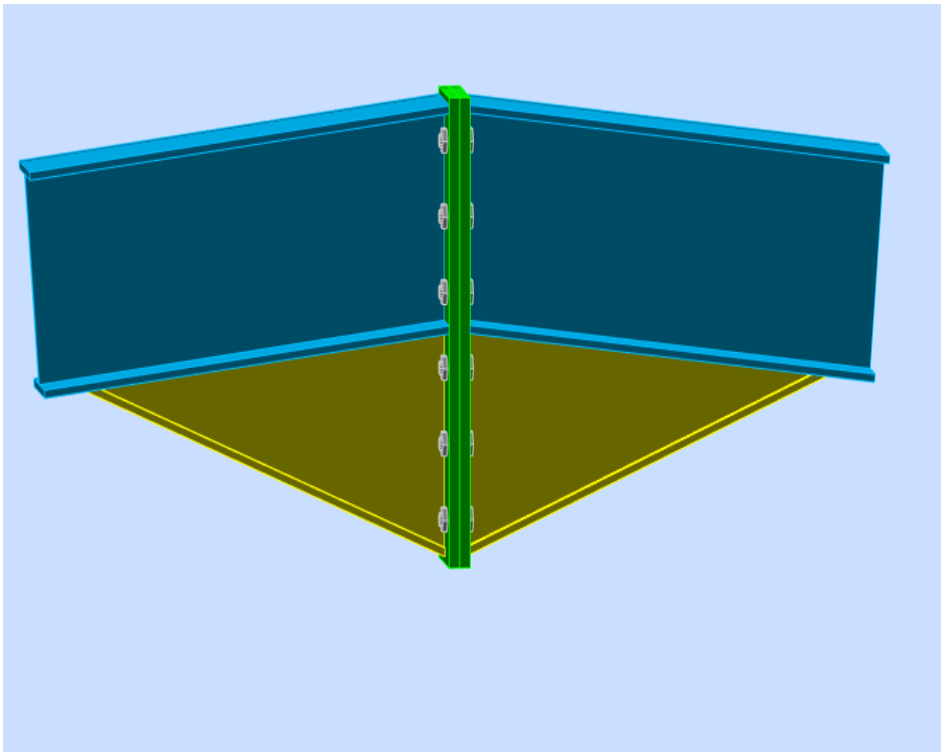


Figure 6.2. Vue de l'assemblage Traverse – Traverse.

4.CCM97 page 115 paragraphe 6.5.6.1.1
5.CCM97 page 115 paragraphe 6.5.6.1.2
6.CCM97 page 116 paragraphe 6.5.6.3.1

6.3.2. Assemblage Poteau – traverse:

L'assemblage poteau – traverse est réalisé a l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

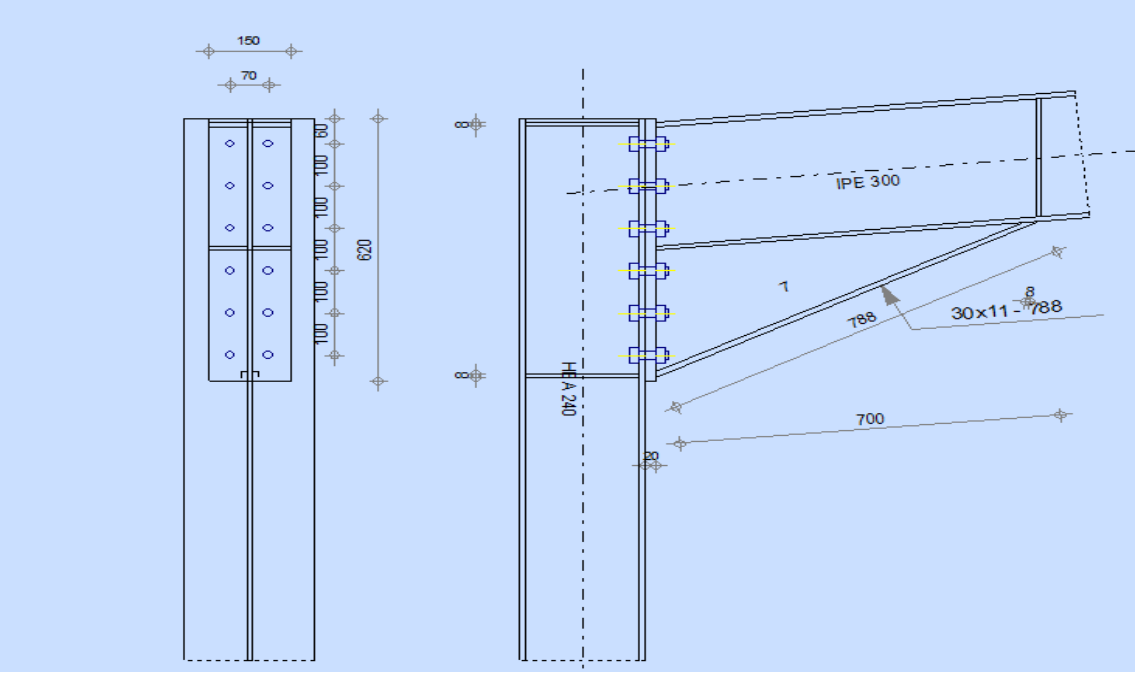


Figure 6. 3 Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

-Efforts de calcul :

M_{max} = 75.88 KN. m

V_{max} = 59.54 KN

N_{max} = 44.69 KN

a - Dimensionnements des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre **M18** de classe **HR 10.9**

-Disposition des boulons :

Entre axe des boulons :

Avec : d_0 = 20 mm

$P_1 \geq 2.2\ d_0 = 44$ mm — On prend : $P_1 = 100$ mm

$P_2 \geq 3\ d_0 = 60$ mm — On prend : $P_2 = 70$ mm

Pince longitudinale :

$e_1 \geq 1.2\ d_0 = 24$ mm

On prend : $e_1 = 60$ mm

Pince transversale :

$e_2 \geq 1.5\ d_0 = 30$ mm

On prend : $e_2 = 40$ mm

Calcul de hauteur de la partie comprimée:

IPE300 :

t_{fp} =10.7 mm ; t_{wp}=7.1 mm ; b=150 mm ; h=300mm

$$tfb\left(\frac{b}{tw}\right)^{0.5} = 49.18 \quad (7)$$

Détermination des efforts dans les boulons :

$d_1 = 550$ mm

$d_2 = 450$ mm

$d_3 = 350$ mm

$d_4 = 250$ mm

$d_5 = 150$ mm

$$\sum d_i^2 = 712500\ mm^2$$

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$N_1 = 58.57$ KN

$N_2 = 47.92$ KN

$N_3 = 37.27$ KN

$N_4 = 26.62$ KN

$N_5 = 16$ KN

b - Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

Vérification au moment résistant :

$$M_r = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$ [7]

$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192$

$F_p = 134.4$ KN (par boulon)

7.Livre "calcul des élément de construction métalliques" par Mr.dahmani lahlou page 286

Soit :

$F_p = n \times F_p = 2 \times 134.4 = 268.8$ KN (par rangée)

$$M_r = \frac{268.8 \times 712500}{550} = 348.21 \text{ KN. m}$$

$$\mathbf{M_r} = 348.21 \ \mathbf{KN.m} \geq \mathbf{M_{max}} = 75.88 \ \mathbf{KN.m}$$

Condition vérifiée.

-Vérification a l'effort tranchant :

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{n} = \frac{59.54}{12} = 5 \text{ KN}$$

$$F_{rd} = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = 32.26 \text{ KN}$$

Avec :

$K_s = 1$: Facteur de forme, trous nominaux.

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement, surface brossée.

$m = 1$: Plan de contacte.

$$\mathbf{Frd} = \mathbf{32}.26 \ \mathbf{KN} > \mathbf{Fvsd} = 5 \ \mathbf{KN}$$

Condition vérifiée.

Résistance de l'âme du poteau à la traction :

$$F_v < F_{trd}$$

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} = \frac{75.88}{0.578} = 131.14 \text{ KN} \quad (8)$$

$$F_{trd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \gamma_{m0}$$

8.Livre "calcul des élément de construction métalliques" par Mr.dahmani lahlou page 290

Ou :

F_{trd} : Résistance de l'âme du poteau a la traction.

t_{wc} : Épaisseur de l'âme du poteau.

b_{eff} = P : entraxe des rangées de boulons. (P=100mm).

$$F_{trd} = 7.5 \times 100 \times \frac{275}{1.1} = 187.5 \text{ KN}$$

$$\mathbf{F_v} = 131.14 \textbf{ KN} < \mathbf{F_{trd}} = 187.5 \textbf{ KN}$$

Condition vérifiée.

Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisaillée :

On doit vérifier que : $F_v < F_{vrd}$

$$F_v = \frac{M}{h - tf} = \frac{75.88}{0.578} = 131.14 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{vrd} = 0.58 \times 275 \times 230 \times \frac{7.5}{1.1}$$

$$F_{vrd} = 250.125 \text{ KN}$$

$$\mathbf{F_v} = 131.14 \textbf{ KN} < \mathbf{F_{vrd}} = 250.125 \textbf{ KN}$$

Condition vérifiée.

Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$F_{crd} = \frac{Kc \times p \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{Y_{m1} \times \sqrt{1 + 1.3 \times \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2}} \quad (9)$$

h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	A(cm²)	Iy(mm^4)
230	230	164	7.5	12	21	76.8	7763

9.Livre "calcul des élément de construction métalliques" par Mr.dahmani lahlou page 290

$B_{eff}=t_{fp}+2ap\sqrt{2}+5(t_{fc}+r_c)+2t_p$ (10)

$B_{eff}=10.7+2\times5\sqrt{2}+5(12+21)+2\times20$

$B_{eff}=230$ mm

σ_{cd} : contrainte normale de compression dans l'ame du poteau

$$\sigma_{cd}=\frac{Vsd}{A}+\frac{Msd\ xZmax}{Iy} \quad (11)$$

- Lorsque $\sigma_{cd} \leq 0.7f_y$ kc=1

- Lorsque $\sigma_{cd} \geq 0.7f_y$ $k_c=1.7-\frac{\sigma_{cd}}{fy}$

$$\sigma_{cd}=\frac{59.54}{76.8}+\frac{75.88\ x\ 11.5}{7763}$$

$\sigma_{cd}=8.8$ MN/m²

donc kc=1

on cherche le facteur "P " :

Lorsque $ap \leq 0.72$ P=1

Lorsque $ap \geq 0.72$ $P=1.7-\frac{ap-0.2}{ap^2}$

ap : élancement réduite de la partie efficaces de l'âme . (12)

$$ap=0.932\sqrt{\frac{beff\ x\ dwc\ x\ fy}{E\ x\ twc^2}}$$

$$ap=0.932\sqrt{\frac{230x275x164}{2.1x10^5x7.5^2}}$$

$ap=0.87 \geq 0.72$

on a $P=1.7-\frac{0.87-0.2}{0.87^2}$

Donc P=0.88

$$\mathbf{F}crd=\frac{1\ x\ 0.88\ x230\ x7.5\ x275}{1.1\ x\ \sqrt{1}+1.3\ x\ \left(\frac{230}{230}\right)^2}$$

Fcrd=250.23 KN

10.Livre "calcul des élément de construction métalliques" par Mr.dahmani lahlou page 290
11.Livre "calcul des élément de construction métalliques" par Mr.dahmani lahlou page 291
12.Livre "calcul des élément de construction métalliques" par Mr.dahmani lahlou page 291

$$\mathbf{F}crd=\frac{1\ x\ 0.88\ x230\ x7.5\ x275}{1.1\ x\ \sqrt{1}+1.3\ x\ \left(\frac{230}{230}\right)^2}$$

Fcrd=250.23 KN

Nsd=$\sum \boldsymbol{Ni}$

Nsd=186.38 KN

Fcrd=250.23 KN ≥ Nsd=186.38 KN

-la résistance est vérifier

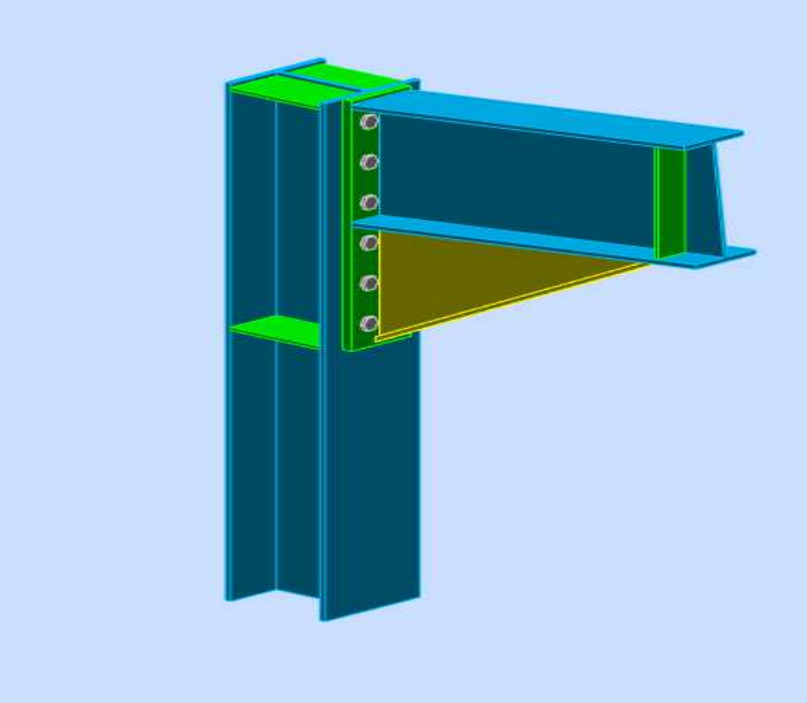


Figure 6.4 : Vue de l'assemblage poteau – Traverse.

6.3.3. Assemblage du Palées de stabilités :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : $N_{t,sd}$ = 24 KN

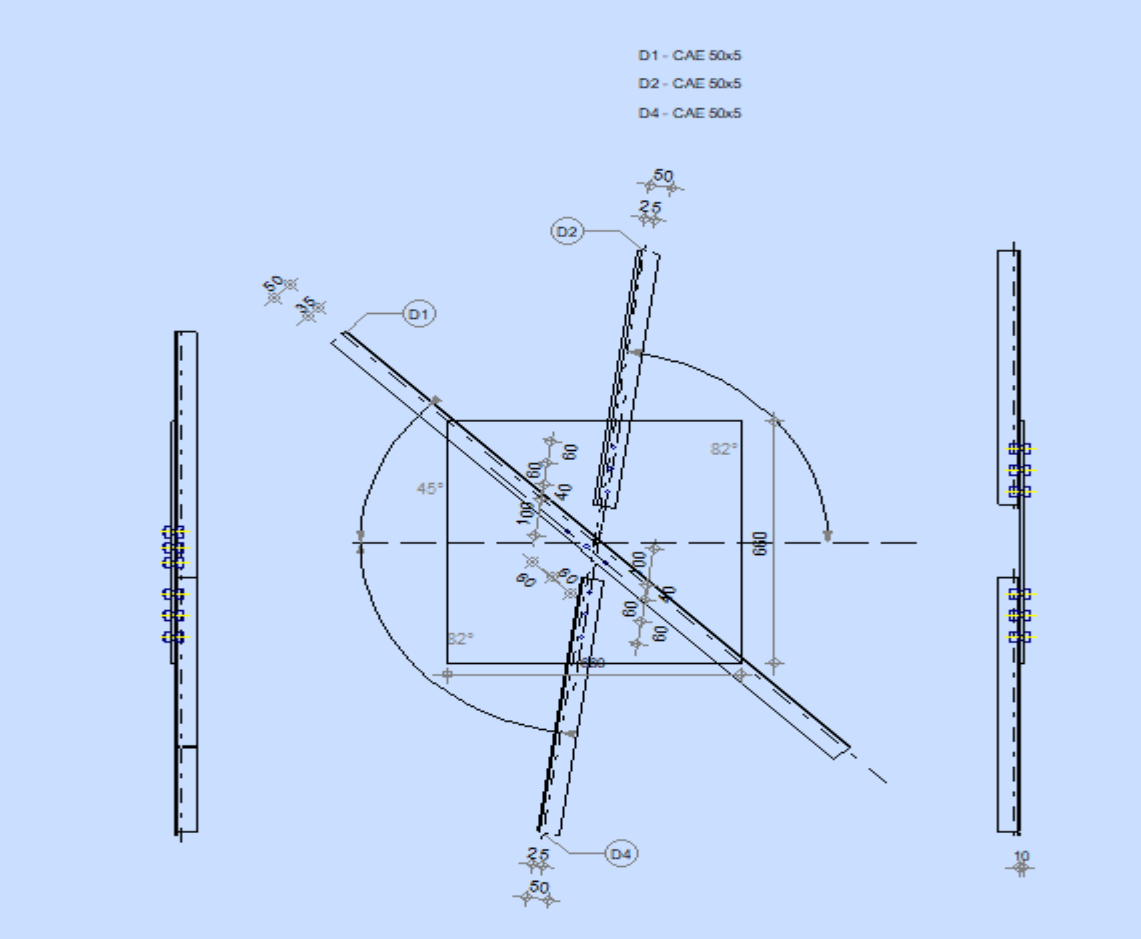


Figure 6. 5 : Représentation Assemblage des diagonales sur gousset pignon.

Pour ce type d'assemblage, On choisit des boulons **M 14** de diamètre **ø 14** de **classe** 8.8.

Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p}$$

$$F_{v,sd} = \frac{24}{3} = 8 \text{ KN}$$

Vérification des boulons :

$$F_{v,rd} = 0.6 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times 115 \times \frac{800}{1.25} = 44.16 \text{ KN} \qquad (13)$$

$$\mathbf{F_{v,d}} = 8 \textbf{ KN} < \mathbf{F_{v,rd}} = 44.16 \textbf{ KN}$$

Disposition géométrique :

$P_1 \geq 2.2 \times 15 = 33$ mm — On prend $P_1 = 60$ mm

$e_1 \geq 1.2 \times 15 = 18$ mm — On prend $e_1 = 40$ mm

$e_2 \geq 1.5 \times 15 = 22.5$ mm — On prend $e_2 = 25$ mm

Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{fu}{\gamma_{mb}} \qquad (14)$$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right] = \min[0.88; 1.08; 2.22, 1] = 0.88$$

$$F_{v,rd} = 2.5 \times 0.88 \times 14 \times 1 \times \frac{360}{1.25} = 88.7\text{KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{Vsd}{n}$$

$$F_{v,sd} = \frac{24}{3} = 8 \text{ KN}$$

$$\mathbf{F_{v,d}} = 88.7 \textbf{ KN} > \mathbf{F_{v,sd}} = 8 \textbf{ KN}$$

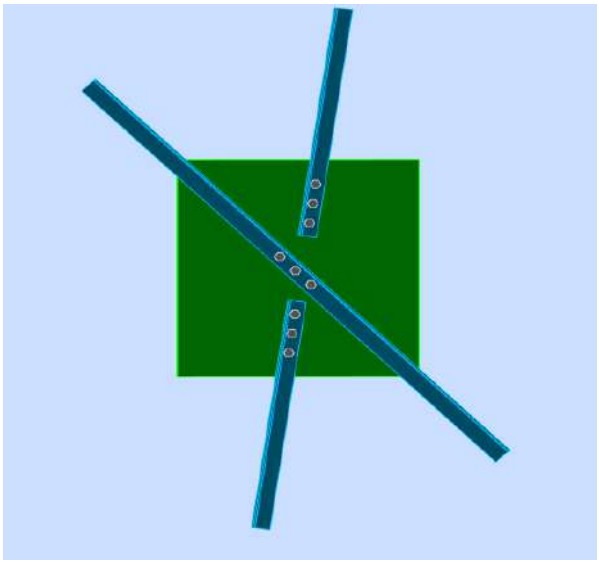


Figure 6. 6 : Assemblage des diagonales intermédiaires.

13.CCM97 tableaux 65.3 page 113
14.CCM97 tableaux 65.3 page 113

Chapitre 7

Calcul Des Fondations

7.1 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 :
1. reprendre les charges et surcharges transférées par la superstructure
2. transférer leurs charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions et assurer la stabilité de la structure

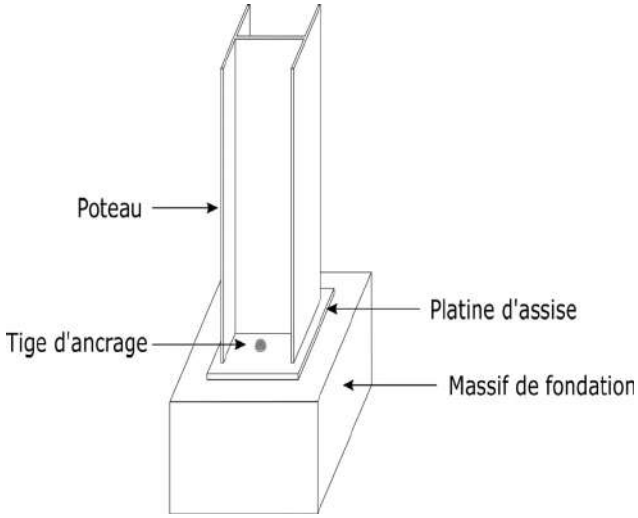


FIGURE 7.1 – vue pignon.

7.2 Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

_ La nature et le poids de la superstructure.

_ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.

_ La qualité du sol de fondation

notre choix est une semelle isolée

7.3 Les semelles isolée

Les semelles isolées sont des éléments en béton armé, situés immédiatement sous la baso 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 = 6 bars =0.6 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

7.4 Dimensionnement de Platine 'a_0' et 'b_0' :

$$\sigma = \frac{Nu}{S} < f_{bu}$$

on a Nu =105.5 KN et fc_{28}= 5 MPa (La valeur de cette contrainte appartient au ciment sur lequel cette platine est focalisée)

$$f_{bu} = \frac{0.85\ f_{c28}}{\theta\ \gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \text{ x } 5}{1\text{x}1.5}$$

$$f_{bu} = 2.83 \text{ MPa}$$

-Nous supposons que les dimensions sont de longueur égale et que leur valeur est de 50 cm.

$$\sigma = \frac{105.5}{0.5\text{x}0.5} = 0.422 \text{ MPa} < 2.83 \text{ MPa}$$

-Donc les dimensions retenues:

a_0 = 50 cm, b_0 = 50 cm .

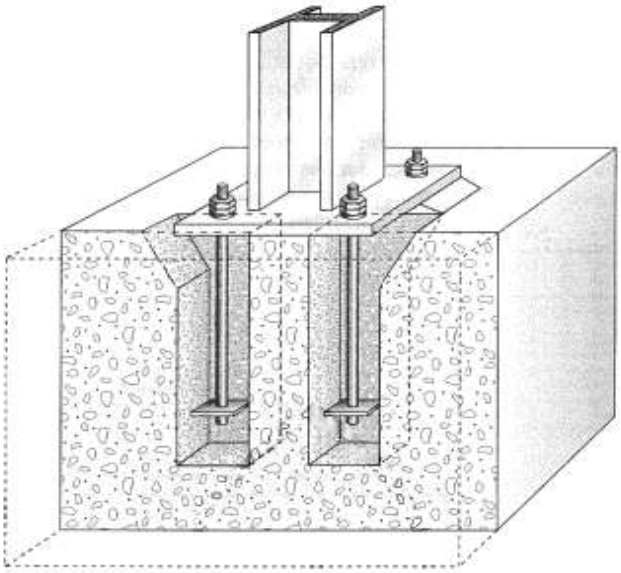


FIGURE 7.2 – massif avec plaque d'ancrage.

7.5.1 Dimensionnement de fut :

– Surface de la fut :

on a la relation suvante[1]:

$$\frac{4}{3} \leqslant \frac{a}{a_0} \leqslant 10 \quad \text{et} \quad \frac{4}{3} \leqslant \frac{b}{b_0} \leqslant 10$$

avec a_0 et b_0 les dimensions de Platine

66.67 cm $\leqslant$ a $\leqslant$ 500 cm et 66.67 cm $\leqslant$ b $\leqslant$ 500 cm

Donc les dimensions retenues : a =70 cm , b = 70 cm .

– Hauteur de la fut :

-Elle est choisie en fonction de la condition[2] :

$$h \geqslant \frac{a_0\ b_0}{a_0 + b_0}$$

$$h \geqslant \frac{50\text{x}50}{50+50}$$

$$h \geqslant 25 \text{ cm}$$

Prenons h = 1 m

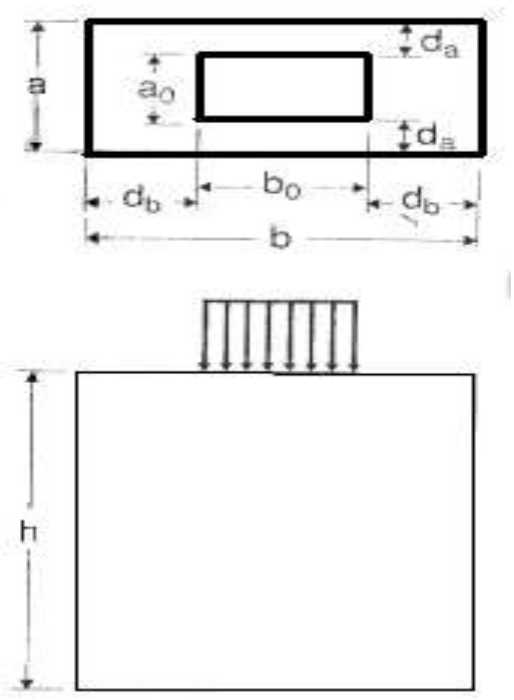


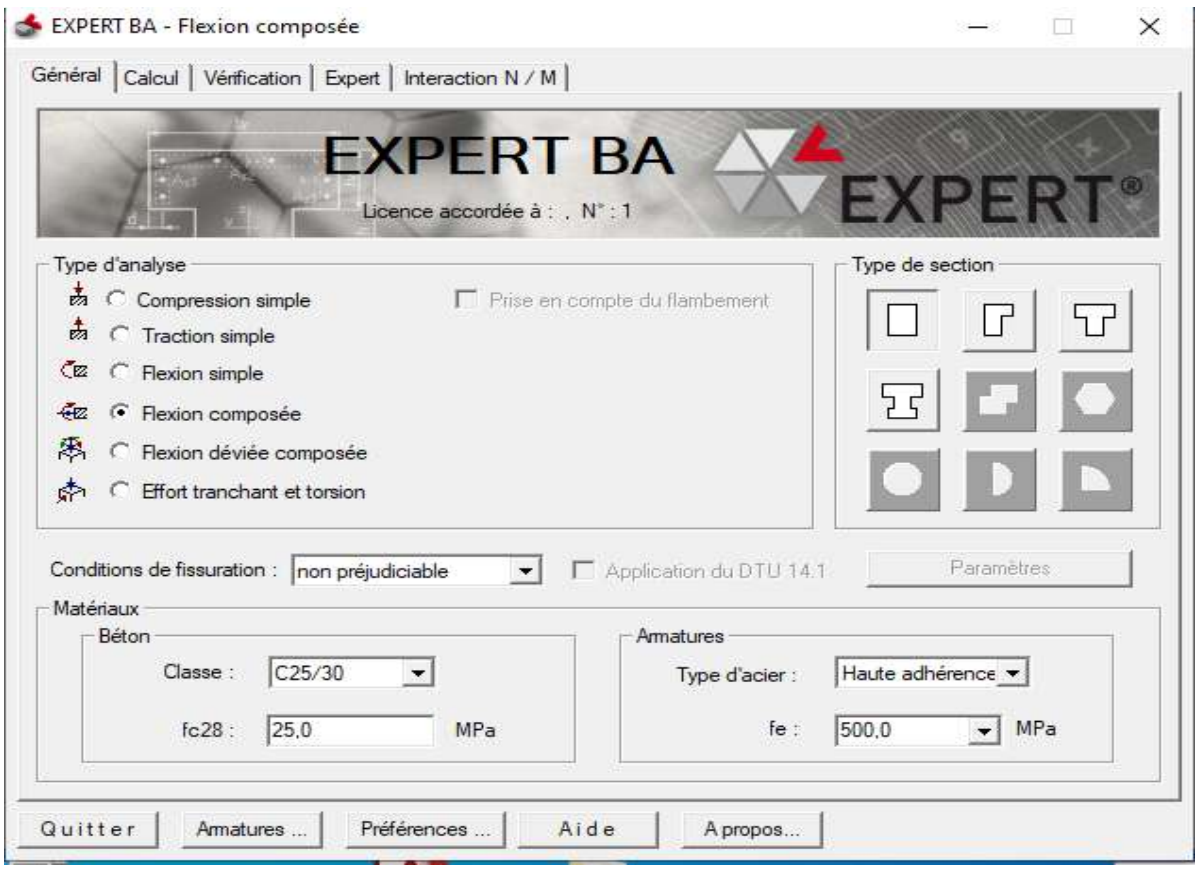
FIGURE 7.3 – Dimensionnement de fut

7.5.2 Ferraillage de fut :

-Ferraillage vertical :

Nous avons calculé la quantité de Ferraillage par logiciel **ROBOT EXPERT , l**es résultats sont listés sur Figure 6.4

1. Formulaire du béton armé 1.victor davidovici.chap05.2.3 page 343
2. Formulaire du béton armé 1.victor davidovici.chap05.2.1 page 343



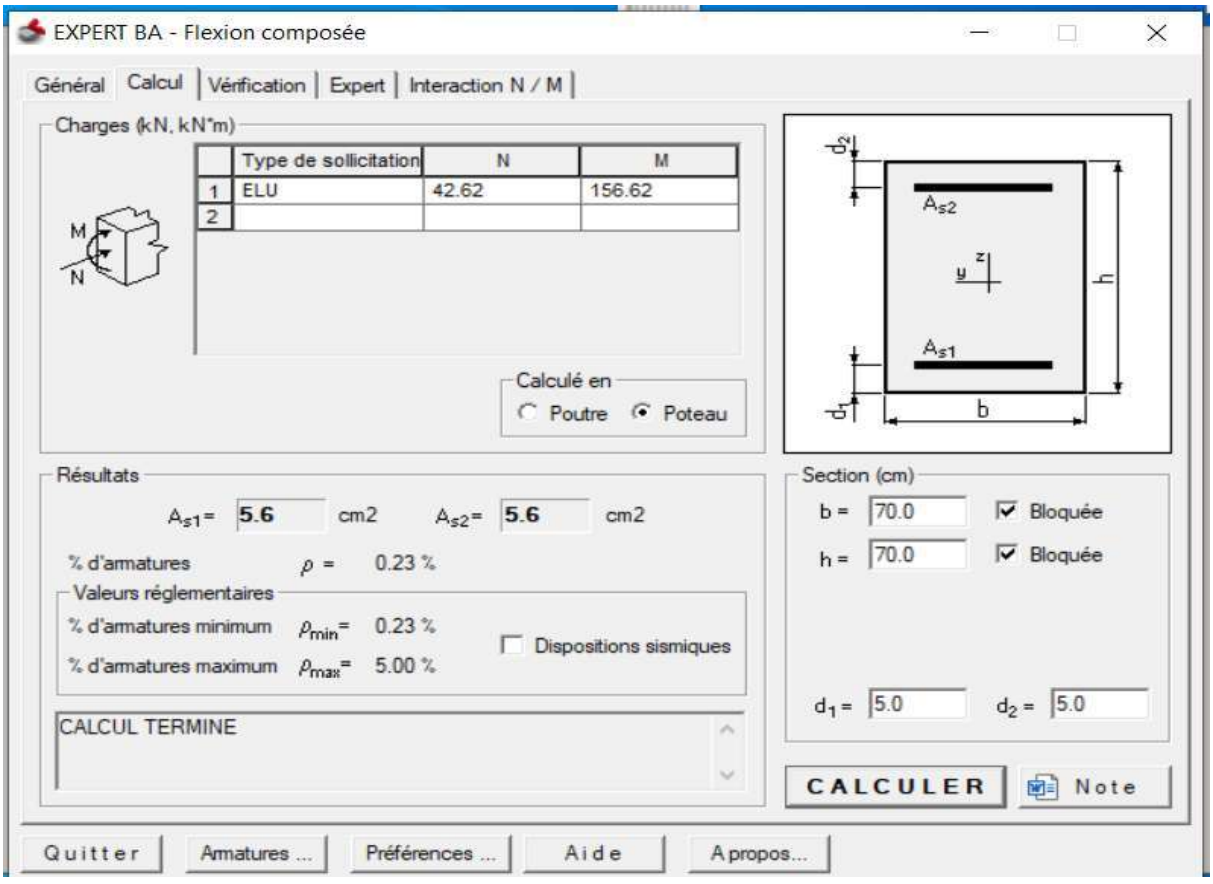
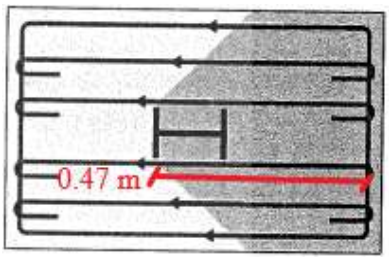


FIGURE 7.4 – Ferraillage de fut



-Ferraillage transversales :

-on peut déterminer les armature transversales par la condition d'équilibre du coin (3)

$$\frac{A\backslash x\ Fe}{\gamma s} \geqslant \delta Ru + Vu$$

avec

Ru = Nu /2 = 52.75 KN

Hu=65 KN

$$\delta = \frac{1.5\text{-}tg\theta}{1+1.5tg\theta} = 0.5$$

θ : angle de frottement interne du béton =30

$$A\backslash \geqslant 2.1\ cm^2$$

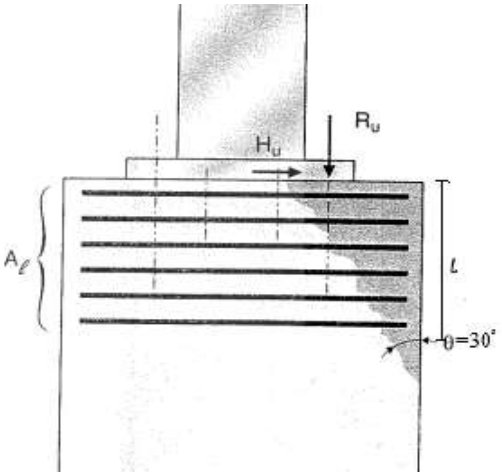


FIGURE 7.5 – équilibre de coin

Notre choix d'armature est 6Ø8 $A\backslash = 3.01 cm^2$ 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 metre .

$$\ell = \frac{0.47\ m}{tg(30^\circ)} = 0.81 m$$

$$st = \frac{0.81\text{-}0.05}{6} = 12.67\ cm$$ Prenons st =13 cm

donc, le nombre total de armatures sur la longueur totale de fut est 7Ø8 $A_t = 3.56\ cm^2$

-vérification des éclatement : (4)

les tiges d'ancrage doivent etre 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 a 45° dans le béton qui sollicitent les armatures transversales. la force F se répartit entre les armatures verticales situées sur les deux faces au prorata des distances

on a :

b=0.175 m ; a=0.7m ; c=0.525m

$$F = \frac{105.5\ KN}{2} = 52.75\ KN$$

$$F\frac{c}{a} \leqslant Av\frac{fe}{\gamma s}$$

$$Av \geqslant \frac{52.75\ x0.525x1.15}{0.7x\ 500\ x1000}$$

$$Av \geqslant 0.9\ cm^2$$

-on a par logiciel ROBOT EXPERT Av= 5.6 cm^2

donc les armature vérifier pour l'éclatement.

3. Formulaire du béton armé 1.victor davidovici.chap05-.3.1 page 346

4. Formulaire du béton armé 1.victor davidovici.chap05-3.3 page 349

7.6 cas l "Nmax":

Nous avons choisi deux poteaux pour déterminer les dimensions des semelles sur celles-ci, la première poteau qui a la force normale plus importante et la seconde qui a un moment avec la plus grande valeur .

7.6.1 Dimensionnement de la semelle cas l "Nmax":

les donnees:

– Contrainte ultime du sol $\sigma_{sol} = 0.6$ Mpa

– Résultante des forces verticales à l'état-limite ultime $N_u = 106$ KN par logiciel ROBOT

– Moment de flexion sollicitant la base du poteau à l'état-limite ultime $M_u = 44.15$ KN.m par ROBOT

– Dimensions du fut $\begin{cases} a = 0.7 \text{ m} \\ b = 0.7 \text{ m} \end{cases}$

– La fissuration de la semelle est considérée comme peu préjudiciable

– Résistance caractéristique spécifiée du béton $f_{c28} = 25$ 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=44.45 KN pour calculer les dimensions et ensuite nous nous assurerons que ces valeurs que nous avons prises sont correctes . $N_u' = 106+1.35x44.45$

– Excentricité $e = \frac{M_u}{N_u'} = \frac{44.15}{166} = 27$ cm

– vérification de glissement : (5)

$$\frac{Hu}{Nu'} < 0.5$$

$$\frac{28}{166} = 0.17 < 0.5$$

glissement est vérifier

– vérification de renversement :

$$\frac{Mu}{Nu'} \leqslant \frac{B}{4}$$

$$B \geqslant 4 \text{ x } \frac{44.15}{166}$$

$$B \geqslant 1.08 \text{ m}$$

Prenons B = 1.4 m

– Surface de la semelle

Vérification de la portance:

il faut avoir :

$$\sigma = \frac{N'u}{A(B-2 \times 0.27)} \leqslant \sigma sol$$

Prenons A = 1. 4m

$\frac{d_0}{2} \leq h \leq 2 \text{ x } d_0$ avec $d_0 = \frac{B-b}{2} = \frac{1.4-0.7}{2} = 0.35$ m (6)

5. Formulaire du béton armé .FONDATION.chap01- page 31
6. Formulaire du béton armé .FONDATION.chap01-2.5 page 23

soit $0{,}175\text{m} \leq h \leq 0.7\text{ m}$

Prenons h = 0,3 m

-Vérification de la portance:

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de la semelle est 10.8 KN.

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de fut est 12.25 KN.

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de sol est 17.1 KN.

$$\sigma = \frac{N_u + 1.35\,(G_s + G_{fut} + G_{sol})}{A(B-2\times e)} = \frac{106 + 1.35\,(10.8+12.25+17.1)}{1.4(1.4-0.47)} = 0.2\text{MPa} \quad (7)$$

On a bien :

$\sigma = 0.2$ MPa $< \sigma_{sol} = 0.6$ MPa

– vérification de poinçonnement :

$$Ps'' \leq 0{,}045\,.Uc\,.h\,.\frac{Fc28}{\gamma b} = Pulim$$

$$Ps+G_0 = \sigma_{sol}\,.a'.b'$$

$$Ps+G_0 = Ps'' + \sigma_{sol}\,.a2.b2$$

D'où :

$$Ps'' = (Ps+G_0)\,.\,[1-\frac{a2.b2}{a'.b'}]$$

G_0 : Poids propre des fondations + poids des terres sur les fondations

a) Poids total agissant sur le sol

$Psu' = Ps+1.35G_0 = Nu + (1{,}35G_{01} + 1{,}35G_{02})$

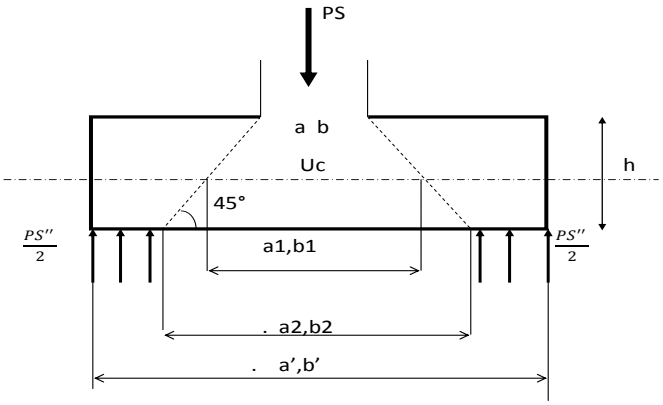
$= 106 + (1{,}35 \times 40.15) = 160.2$ KN

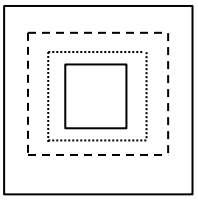
Avec :

G_{01} : Poids propre des fondations

G_{02} : Poids des terres

7. Livre_ADETS_BAEL_99 .FONDATION. page 119





b) Calcul des dimensions a2 et b2

$a_2 = a + 2h = 0.7+2x0.3 = 1.3$ m

$b_2 = b+2h = 0.7+2x0.3 = 1.3$ m

c) Calcul de la charge a l'extérieur du cône de poinçonnement

$$Ps'' = (Ps+G_0) \cdot [1-\frac{a2.b2}{a'.b'}] = Ps' \cdot [1-\frac{a2.b2}{a'.b'}]$$

$$=160.2x\ [1-(1,3x1,3)/(1.4x1.4)\ ]= 22KN$$

Ps" = 22 KN

d) Calcul du périmètre du feuillé moyen Uc

Uc= 2[(a+h)+(b+h)] = 2[(0.7+0.3)+(0.7+0.3)]= 4 m

e) Calcul de la charge limite de rupture Pulim

$$Pulim = 0.045 .Uc . h .\frac{Fc28}{\gamma_b}$$

$$Pulim = 0.045 . 4 .0,3 \frac{25MPa}{1.5} = 900\ KN$$

d) vérification de la condition de non-poinçonnement

$$Ps'' \leq Pulim$$

Ps"= 22 KN < Plim=900 KN

poinçonnement est vérifier

7.6.2 calcul de ferraillage :

1 – Sens perpendiculaire au plan de flexion du poteau sens X avec A :

Nous utiliserons **la méthode des Bièlle**

$$A_x = 5.75 \times \frac{N_u \times d_0}{A \times d} \quad (8)$$

avec

d=h-c

d=0.3-0.05

d=0.25

La section retenue :

$$A_x = 5.75 \times \frac{0.160 \times 0.35}{1.4 \times 0.25}$$

$A_x = 0.92$ Cm²/m

$A_x = 1.28$Cm²

2 – Sens parallèle au plan de flexion du poteau sens Y avec B :

$$A_y = \frac{K \times M_{s1}}{d}$$

$$\frac{1}{2}\left(\frac{B}{2} + 0.35b\right) = \frac{1}{2}\left(\frac{1.40}{2} + 0.35 \times 0.7\right) = 0.47 \text{ m}$$

Comme e = 0.27 < 0.42 m le moment dans la section S1 est donné par la formule suivant :

$$M_{s1} = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)^2 \times N_u \times \frac{1}{2(B-2e)} \quad (9)$$

$$M_{s1} = (0.7-0.245)^2 \times \frac{0.160}{2 \times 0.86}$$

$$M_{s1} = 19.25 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85\ f_{c28}}{\theta\quad 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d_1 = 0.7 - 0.05 = 0.65 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{0.0192}{(0.25)^2 \times 14.2 \times 1.2} = 0.014$$

} d'après l'abaque k = 23.2

9. Livre_ADETS_BAEL_99 .FONDATION. page 132

8. Livre_ADETS_BAEL_99 .FONDATION. page 139

$$A_y = \frac{23.2 \times 0.0192}{0.25}$$

$$A_y = 1.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_y = 2.5 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité : les deux sens X et Y

$$A_{smin} = \frac{0.23.b.d.ft28}{Fe}$$

$$A_{smin} = \frac{0.23x1.4x2.1x0.27}{500}$$

$A_{smin} = 3.65 \text{ cm}^2$

Notre choix d'armature est 8Φ8 avec As=4.02 cm² avec St=18cm et As'=0 cm²

Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier la condition suivante :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I1}.X$

On a : $\frac{1}{2}$.b.X²+n.X.As'(X-c')-n.As.(d-X)=0

X=4.634 cm

$I1 = \frac{1}{3}$.b.X^3+n.As(d-X)²

$I1 = \frac{1}{3}x120x4.634^3 + 15x4.02x(26 - 4.634)^2$

$I1 = 31507.72\ cm^4$

Mser=0.01 MN

σ_{bc}=1.47 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$=0.6xFc28=15 MPa

Les contraintes sont vérifiées

9. Livre_ADETS_BAEL_99 .FONDATION. page 132

7.6.3 Vérification Effort tranchant dans la section S2 :

Comme $e = 0.27\,\text{m} < \left(\frac{B+b+d}{4}\right) = \left(\frac{1.2+0.7+0.25}{4}\right) = 0.53\ \text{m}$

On a $V_{u2} = \frac{N_u\,(B-b-d)}{B-2e}$

$$V_{u2} = \frac{0.160 \text{ x } (1.2-0.7-0.25)}{1.2-2x0.27}$$

$$V_{u2} = 0.06\ \text{MN}$$

et

$$\overline{V_{2u}} = 0.067(a + d)\, d \text{ x } f_{c28}$$

$$\overline{V_{u2}} = 0.067(0.7+0.25)\,0.25 \times 25 = 0.4 \quad \text{MN}$$

On a bien

$$V_{u2} < \overline{V_{u2}}$$

Effort tranchant est vérifier

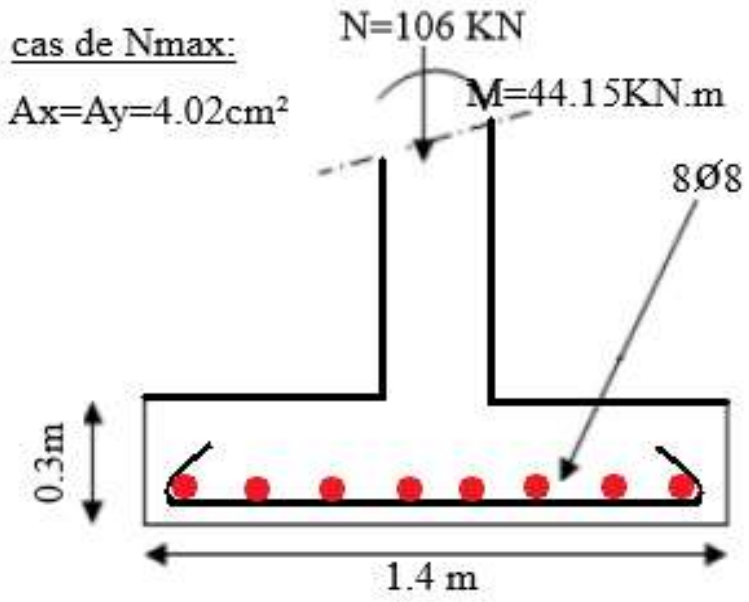


FIGURE 7.6 – schéma de ferraillage Nmax

7.7 cas 2 "Mmax"

7.7.1Dimensionnement de la semelle cas 2 "Mmax"

les donnees:

– Contrainte ultime du sol $\sigma_{sol} = 0.6$ Mpa

– Résultante des forces verticales à l'état-limite ultime $N_u = 42.62$ KN

– Résultante des forces horizontales à l'état-limite ultime $H_u = 65$ KN

– Moment de flexion sollicitant la base du poteau à l'état-limite ultime $M_u = 156.62$ KN.m

– Dimensions du fut $\begin{cases} a = 0.7 \text{ m} \\ b = 0.7 \text{ m} \end{cases}$

– La fissuration de la semelle est considérée comme peu préjudiciable

– Résistance caractéristique spécifiée du béton $f_{c28} = 25$ 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=154 KN pour calculer les dimensions et ensuite nous nous assurerons que ces valeurs que nous avons prises sont correctes . Nu' = 42.6+1.35x154

– Excentricité $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{156.62}{250} = 0.62\text{m}$

– vérification de glissement :

$$\frac{Hu}{Nu'} < 0.5$$

$$\frac{65}{250} = 0.26 < 0.5$$

glissement est vérifier

– vérification de renversement :

$$\frac{Mu}{Nu'} \leqslant \frac{B}{4}$$

$$B \geqslant 4 \text{ x} \frac{156.62}{263}$$

$$B \geqslant 2.48 \text{ m}$$

Prenons B = 2.6 m

– Surface de la semelle

Vérification de la portance:

il faut avoir :

$$\sigma = \frac{N'u}{A(B\text{-}2 \times 0.62)} < \sigma sol$$

Prenons A = 2.6 m

$$\frac{d_0}{2} \leq h \leq 2 \text{ x } d_0 \quad \text{avec} \quad d_0 = \frac{B - b}{2} = \frac{2.6\text{-}0.7}{2} = 0.95 \text{ m}$$

soit 0,47 m ≤ h ≤ 1.9 m

Prenons h = 0,5 m

-Vérification de la portance:

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de la semelle est 84.5 KN.

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de fut est 12.25 KN.

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de sol est 112.86 KN.

$$\sigma = \frac{N_u + 1.35\,(G_s + G_{fut} + G_{sol})}{A(B - 2 \times e)} = \frac{42.56 + 1.35\,(84.5+12.25+112.86)}{2.6(2.6-0.98)} = 0.077 \text{ MPa}$$

On a bien :

$\sigma = 0.076$ MPa $< \sigma_{sol} = 0.6$ MPa

– vérification de poinçonnement :

$$Ps'' \leq 0{,}045 \,.Uc\,.h\,.\frac{Fc28}{\gamma b} = Pulim$$

$P_S + G_0 = \sigma_{sol}\,.a'.b'$

$P_S + G_0 = P_S'' + \sigma_{sol}\,.a2.b2$

D'où :

$$Ps'' = (Ps+G_0)\,.\,[1-\frac{a2.b2}{a'.b'}]$$

G_0 : Poids propre des fondations + poids des terres sur les fondations

a) Poids total agissant sur le sol

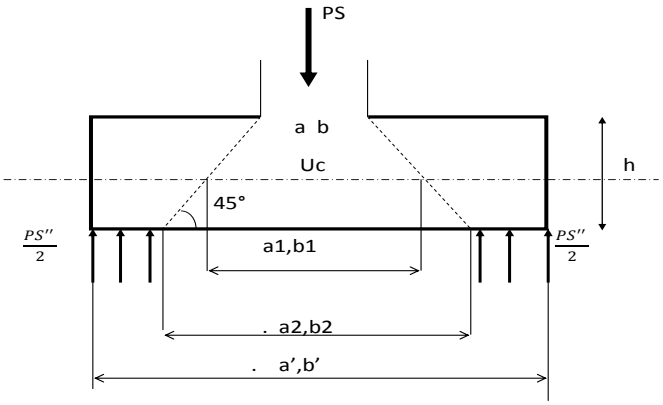
$Psu' = Ps + 1.35G_0 = Nu + (1{,}35G_{01} + 1{,}35G_{02})$

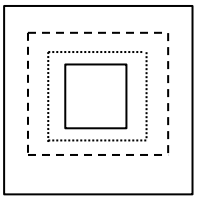
$= 42.6 + (1{,}35 \times 209.61) = 325.57$ KN

Avec :

G_{01} : Poids propre des fondations

G_{02} : Poids des terres





b) Calcul des dimensions a2 et b2

$a_2 = a + 2h = 0.7+2x0.5 = 1.7$ m

$b_2 = b+2h = 0.7+2x0.5 = 1.7$ m

c) Calcul de la charge a l'extérieur du cône de poinçonnement

$$Ps'' = (Ps+G_0) \cdot [1-\frac{a2.b2}{a'.b'}] = Ps' \cdot [1-\frac{a2.b2}{a'.b'}]$$

$$=326x\ [1-(1,7x1,7)/(2,6x2,6)\ ]= 186.63KN$$

$Ps'' = 186.63$ KN

d) Calcul du périmètre du feuillé moyen Uc

$Uc = 2[(a+h)+(b+h)] = 2[(0.7+0.5)+(0.7+0.5)]= 4,8$ m

e) Calcul de la charge limite de rupture Pulim

$$Pulim = 0.045 \cdot Uc \cdot h \cdot \frac{Fc28}{\gamma_b}$$

$$Pulim = 0.045 \cdot 4,8 \cdot 0,5 \ \frac{25MPa}{1.5} = 1800 \text{ KN}$$

d) vérification de la condition de non-poinçonnement

$$Ps'' \leq Pulim$$

$Ps''= 186.63$ KN < Plim=1800 KN

poinçonnement est vérifier

7.7.2 calcul de ferraillage :

1 – Sens perpendiculaire au plan de flexion du poteau sens X avec A :

Nous utiliserons **la méthode des Bièlle**

$$A_x = 5.75 \times \frac{N_u \times d_0}{A \times d}$$

avec

d=h-c

d=0.7-0.05

d=0.65

La section retenue :

$$A_x = 5.75 \times \frac{0.326 \times 0.95}{2.6 \times 0.45}$$

$A_x = 1.52$ cm²/m

$A_x = 4$ cm²

2 – Sens parallèle au plan de flexion du poteau sens Y avec B :

$$A_y = \frac{K \times M_{s1}}{d}$$

$$\frac{1}{2}\left(\frac{B}{2} + 0.35b\right) = \frac{1}{2}\left(\frac{2.60}{2} + 0.35 \times 0.7\right) = 0.77 \text{ m}$$

Comme e < 0.77m le moment dans la section S1 est donné par la formule suivant :

$$M_{s1} = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)^2 \times N_u \times \frac{1}{2(B-2e)}$$

$$M_{s1} = (1.3-0.245)^2 \times \frac{326}{2 \times 1.62}$$

$$M_{s1} = 0.110 \text{ MN.m}$$

$$\left.\begin{array}{l} f_{bu} = \dfrac{0.85\ f_{c28}}{\theta \quad 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \\ d_1 = 0.5 - 0.05 = 0.45 \text{ m} \\ \mu_u = \dfrac{0.110}{(0.45)^2 \times 14.2 \times 2.6} = 0.0147 \end{array}\right\} \quad k = 23.2 \text{ d'après l'abaque}$$

$$A_y = \frac{23.2 \text{ x } 0.110}{0.45}$$

$$A_y = 2.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_y = 5.67 \text{cm}^2$$

Condition de non-fragilité : les deux sens X et Y

$$A_{smin} = \frac{0.23.b.d.ft28}{Fe}$$

$$A_{smin} = \frac{0.23x2.6x2.1x0.45}{500}$$

Asmin=11.3 cm²

Notre choix d'armature est 12Φ12 avec As=13.56 cm² avec St=22cm et As'=0 cm² Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I1} . X$$

On a : $\frac{1}{2}$.b.X²+n.X.As'(X-c')-n.As.(d-X)=0

X=7.645 cm

$$I1 = \frac{1}{3}.b.X^3 + n.As(d-X)^2$$

$$I1 = \frac{1}{3}x260x7.64^3 + 15x13.56x(45 - 7.64)^2$$

$$I1 = 322518.15\ cm^4$$

Mser=78.57 MN.m

σ_{bc}=1.86 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$=0.6xFc28=15 MPa

Les contraintes sont vérifiées

Vérification Effort tranchant dans la section S2 :

Comme $e = 0.62\,\text{m} < \left(\frac{B+b+d}{4}\right) = \left(\frac{2.6+0.7+0.45}{4}\right) = 0.93\ \text{m}$

On a $V_{u2} = \frac{N_u\,(B-b-d)}{B-2e}$ (10)

$$V_{u2} = \frac{0.326 \text{ x } (2.6-0.7-0.45)}{2.6-2x0.48}$$

$V_{u2} = 0.144$ MN

et

$$\overline{V_{2u}} = 0.067(a + d)\, d \text{ x } f_{c28}$$

$$\overline{V_{u2}} = 0.067(0.7+0.45)\,0.45 \times 25 = 0.86 \text{ MN}$$

On a bien

$V_{u2} < \overline{V_{u2}}$

Effort tranchant est vérifier

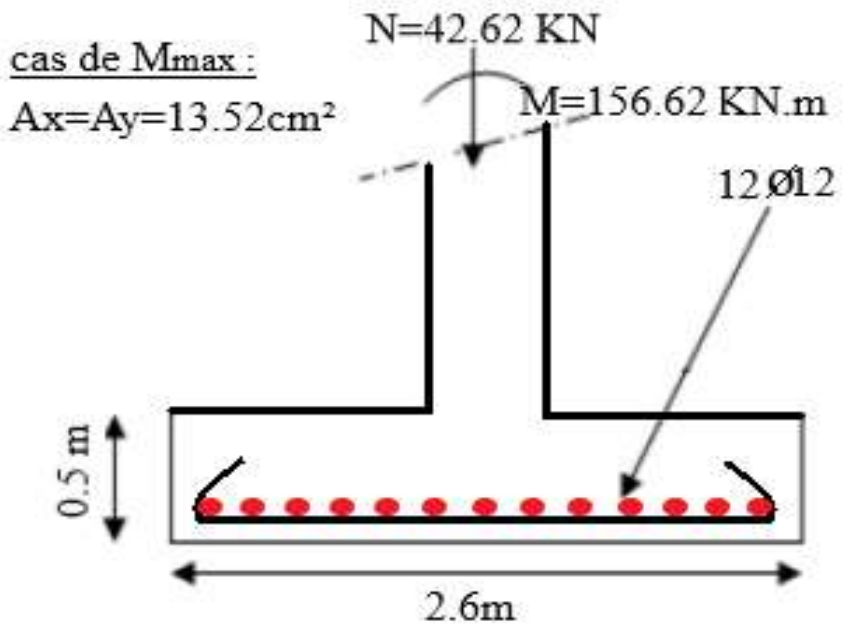


FIGURE 7.7 – schéma de ferraillage Mmax

10. Livre_ADETS_BAEL_99 .FONDATION. page 135

7.8 les longrines

7.8.1 Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

-7.8.2 Calcul du ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = max\left[\frac{N}{\alpha}\ ;\ 20\ KN\right] \qquad (11)$$

- F=20KN car on a zone sismique 0 .

$$\boldsymbol{A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}}$$

L'ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78\ MPa$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{1.35\text{x}0.02}{434.78} = 0.62\ cm^2$$

L'ELS :

$$\sigma_{\text{st}} = min\left(\frac{3}{2}fe\ ; 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201.63\ MPa$$

$$A_{st} = \frac{F}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{0.02}{600} = 0.34\ cm^2$$

Remarque :

Selon le (**RPA99V2003**) Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à : min (20 cm, 15Φ).

$$A_{min} = 0.6\%(25 \times 30) = 4.5\ cm^2$$

On prend donc : $A_{st}\ 6\phi 12 = 6.97\ cm^2$

11. RPA99-version2003 .FONDATION. page 97

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} > b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe}$$

A_{st}=6.97cm^2

$$b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe} = 25 \times 30 \times \frac{2.1}{500} = 3.15\ cm^2$$

$$\boldsymbol{A_{st}} = \mathbf{6.97\ cm^2} > 3.15\ \mathbf{cm^2}$$

Condition vérifié

-on prend pour les armatures transversales : $\emptyset_t = \mathbf{8\ mm}$ **.**

- Calcul d'espacement des cadres :

$$\boldsymbol{S_t} \leq (\mathbf{20\ cm}\ ; \mathbf{15}\emptyset_t)$$

$S_t \leq (20\ cm\ ; 12\ cm)$; Alors on adopte un espacement $\boldsymbol{S_t = 12\ cm}$ **.**

Conclusion Générale

La réalisation de ce hangar métallique avec pont roulant a permis d'illustrer de manière concrète l'application des principes théoriques appris au cours de notre formation. Les principaux points à retenir de ce projet sont les suivants :

1. **Conception Structurelle** :
    - La conception du hangar a pris en compte les contraintes de charge, les conditions climatiques locales et les normes de construction en vigueur.
    - L'utilisation de matériaux de qualité et de techniques de soudage appropriées a été essentielle pour assurer la robustesse et la durabilité de la structure.
2. **Pont Roulant** :
    - L'intégration d'un pont roulant dans le hangar a nécessité une étude approfondie des charges dynamiques et statiques.
    - La conception des rails de guidage et des supports a été optimisée pour garantir une performance fiable et sécurisée du système de levage.
3. **Utilisation des Normes** :

    Le projet a scrupuleusement respecté les normes en vigueur pour assurer la qualité et la sécurité de la construction. Les normes telles que le **DTR (Document Technique Réglementaire)**, le **BAEL (Béton Armé aux États Limites)**, le **RNV (Réglementation Nationale des Vérifications)** et l'**Eurocode** ont été appliquées rigoureusement.

    -Le **DTR** a guidé les aspects réglementaires et techniques spécifiques à la construction métallique.

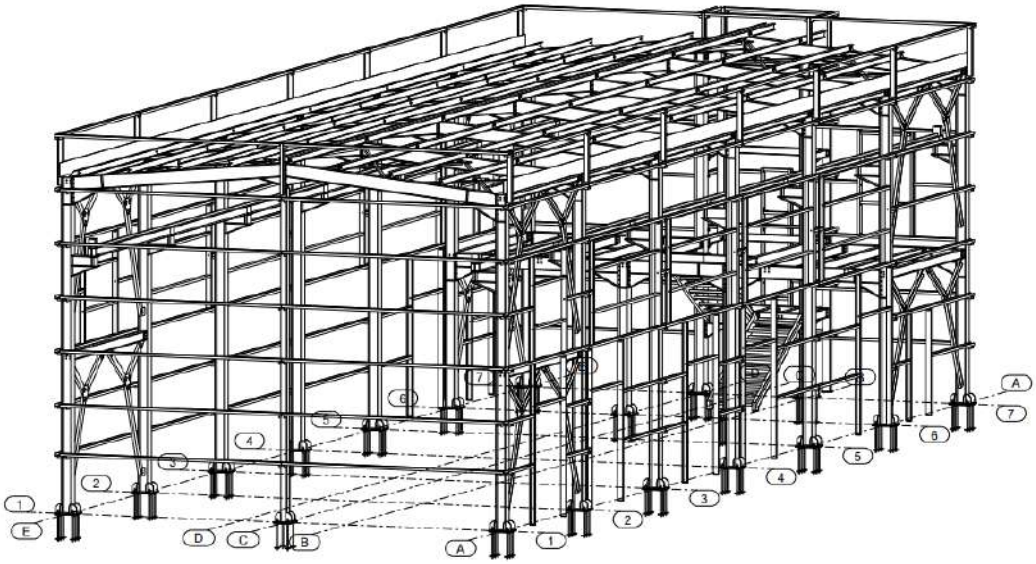
    -Les principes du **BAEL** ont été utilisés pour garantir la résistance et la durabilité des éléments en béton armé intégrés dans la structure.

    -Le **RNV** a assuré que toutes les vérifications et contrôles nécessaires ont été effectués, garantissant la sécurité et la conformité de la structure.

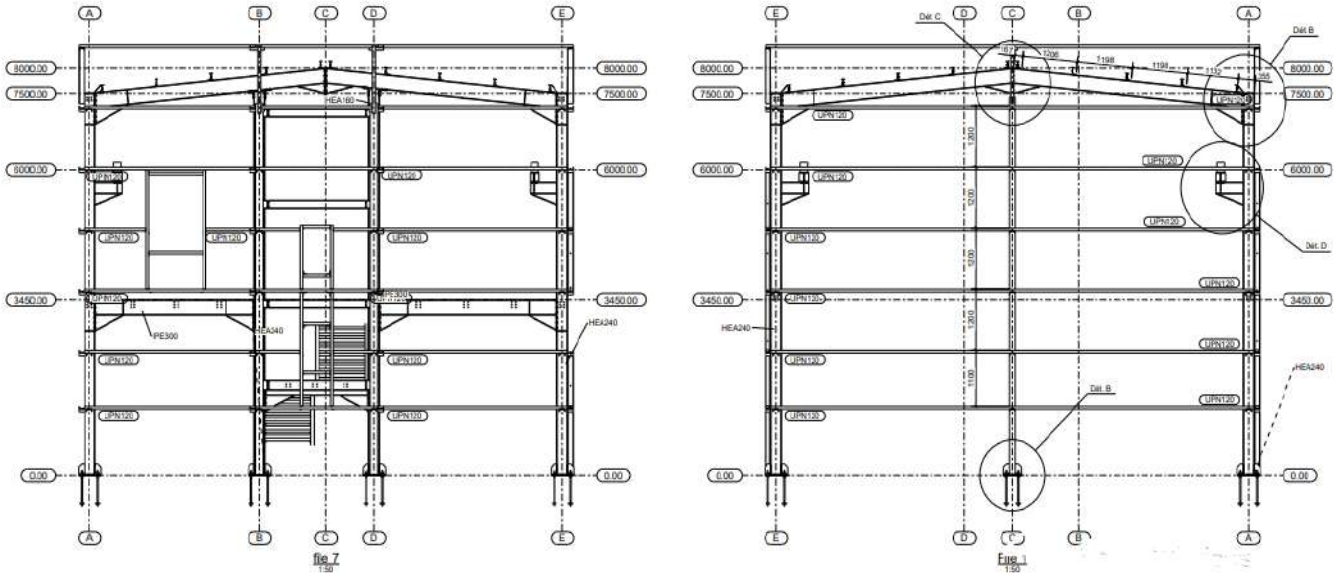
    -Les directives de l'**Eurocode** ont été suivies pour les aspects de conception et de calcul structurel, assurant une mise en œuvre correcte et conforme aux standards européens de l'industrie.

Annexe A

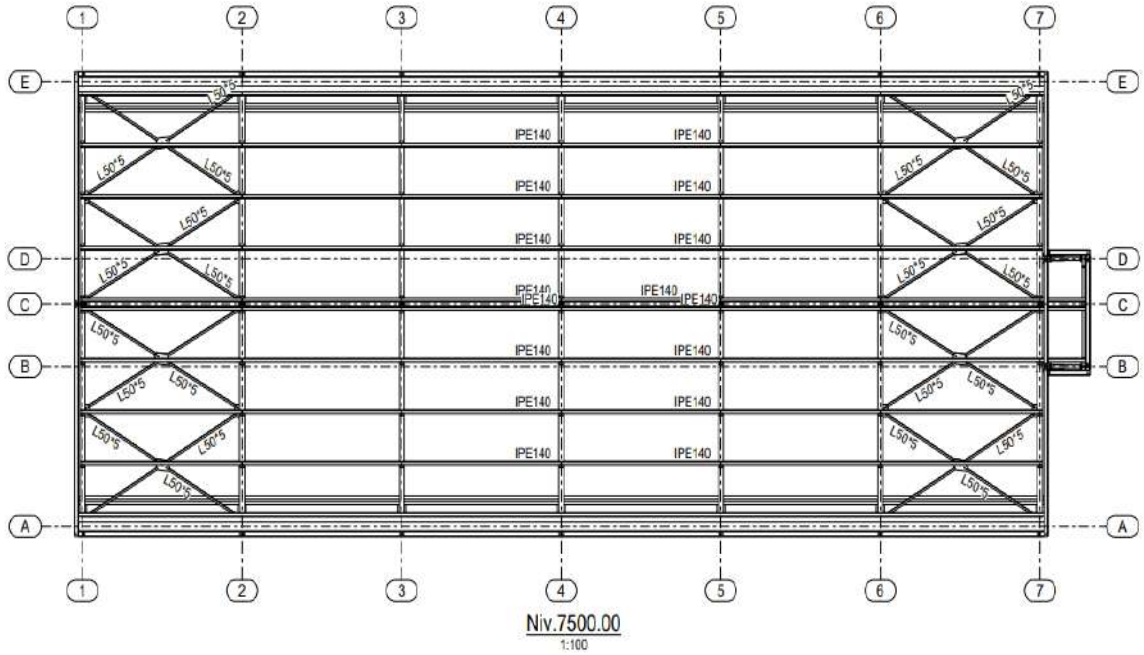
Vues en plan et en perspective



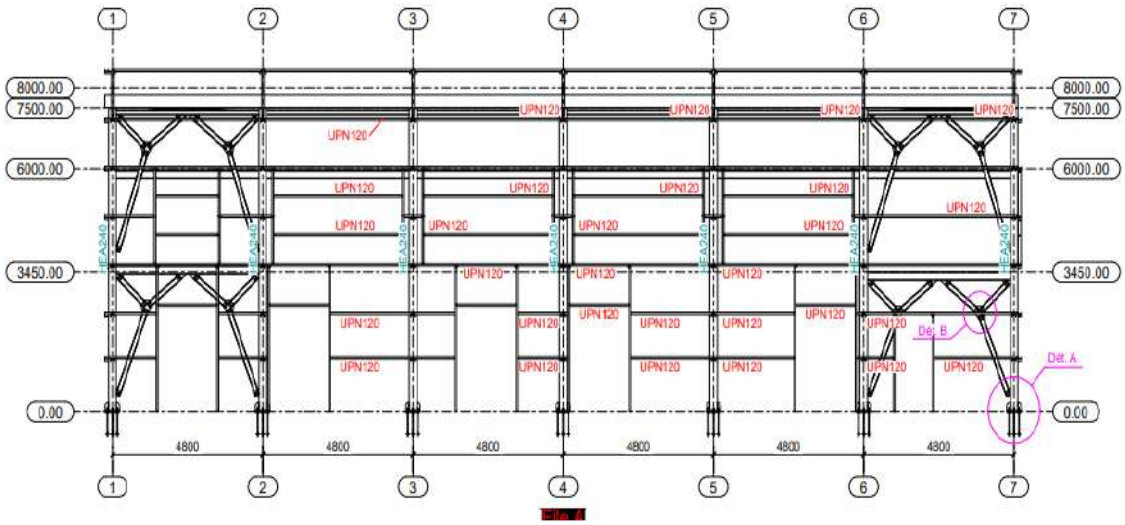
Vue en 3D



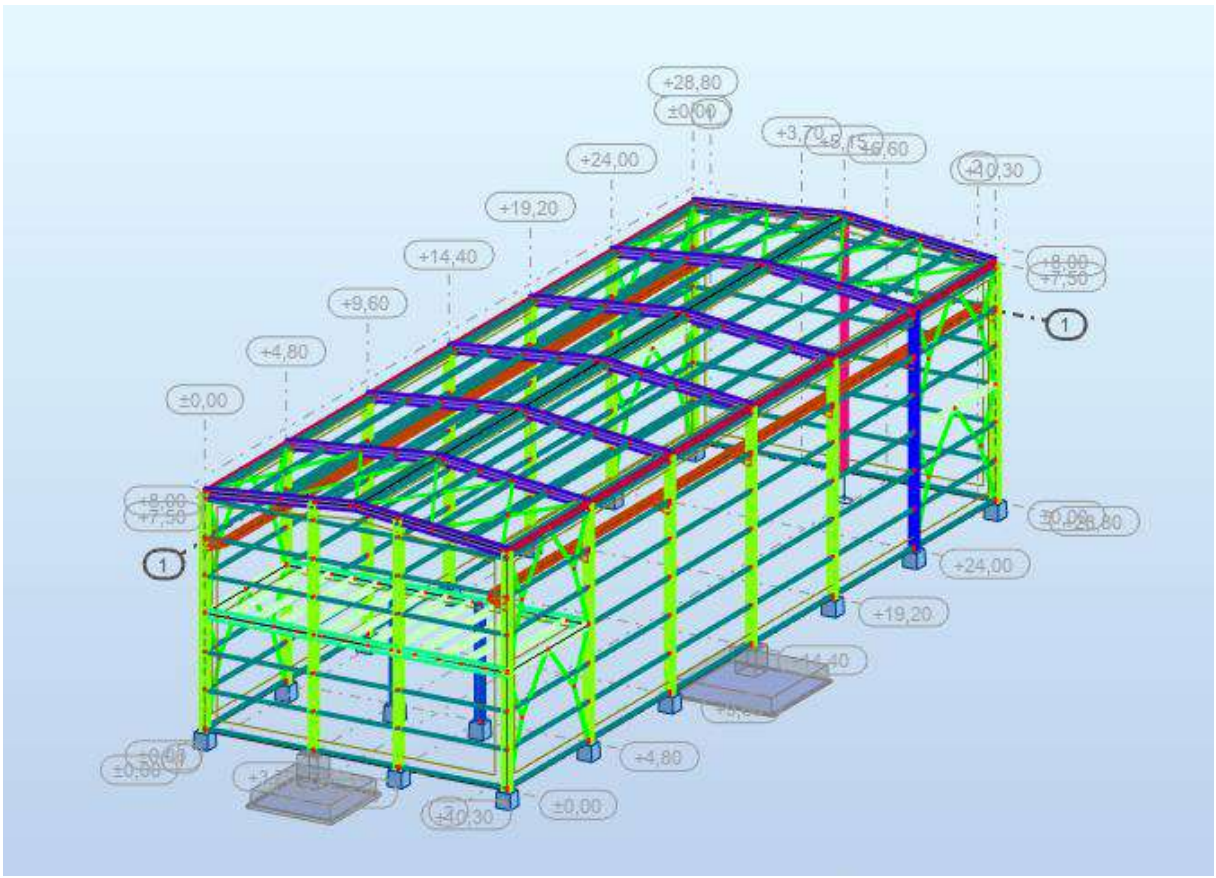
Vue pignon



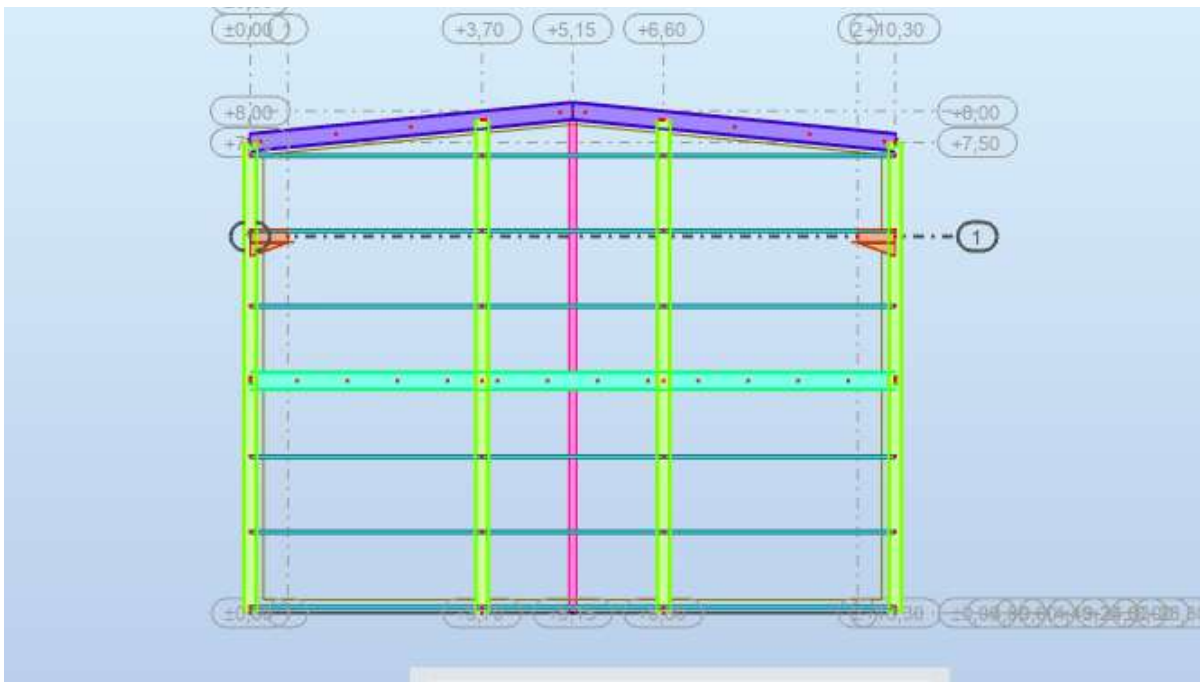
Vue en élévation



Vue long pan



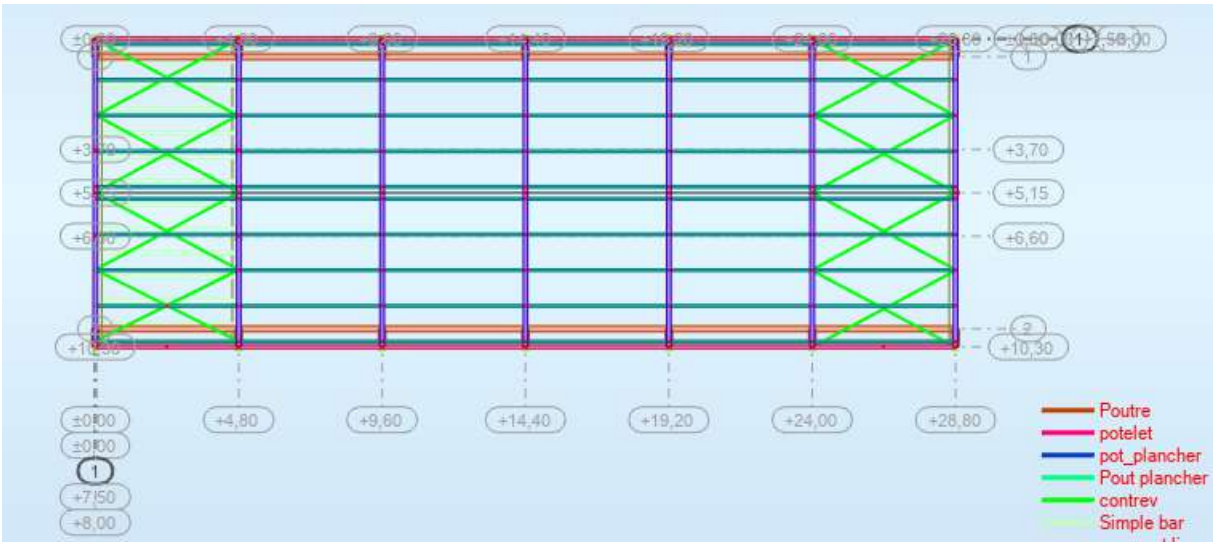
Vue en 3D



Vue pignon



Vue long pan



Vue en élévation

Annexe B
Verification des poteaux

Pièce		Profil	Matériau	Ratio(vx	Cas (vx)	Ratio(vy	Cas (vy)
5 poteau hang	OK	POTEAU HEA	S 275	0.10	16 G + Vlong+	0.03	18 G + Vpign+
6 poteau hang	OK	POTEAU HEA	S 275	0.10	16 G + Vlong+	0.03	19 G + Vlong-
9 poteau hang	OK	POTEAU HEA	S 275	0.08	17 G + Vlong-	0.03	18 G + Vpign+
10 poteau hang	OK	POTEAU HEA	S 275	0.13	16 G + Vlong+	0.03	19 G + Vlong-
13 poteau hang	OK	POTEAU HEA	S 275	0.70	16 G + Vlong+	0.03	18 G + Vpign+
14 poteau hang	OK	POTEAU HEA	S 275	0.80	16 G + Vlong+	0.03	19 G + Vlong-
17 poteau hang	OK	POTEAU HEA	S 275	0.70	16 G + Vlong+	0.03	18 G + Vpign+
18 poteau hang	OK	POTEAU HEA	S 275	0.80	16 G + Vlong+	0.03	19 G + Vlong-
21 poteau hang	OK	POTEAU HEA	S 275	0.70	16 G + Vlong+	0.03	18 G + Vpign+
22 poteau hang	OK	POTEAU HEA	S 275	0.80	16 G + Vlong+	0.03	19 G + Vlong-
25 poteau hang	OK	POTEAU HEA	S 275	0.51	17 G + Vlong-	0.02	18 G + Vpign+
26 poteau hang	OK	POTEAU HEA	S 275	0.60	16 G + Vlong+	0.02	19 G + Vlong-
29 poteau hang	OK	POTEAU HEA	S 275	0.55	16 G + Vlong+	0.02	18 G + Vpign+
30 poteau hang	OK	POTEAU HEA	S 275	0.55	16 G + Vlong+	0.02	18 G + Vpign+
210	OK	POTEAU HEA	S 275	0.11	16 G + Vlong+	0.51	19 G + Vlong-
212	OK	POTEAU HEA	S 275	0.11	16 G + Vlong+	0.51	19 G + Vlong-
267 poteau han	OK	POTEAU HEA	S 275	0.09	16 G + Vlong+	0.04	19 G + Vlong-
268 poteau han	OK	POTEAU HEA	S 275	0.09	16 G + Vlong+	0.04	19 G + Vlong-

EN 1993-1:2005/A1:2014 - Vérification des pièces (ELU) 5A29P4 6A30P4 210 212 267 268

Résultats | Messages

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
22 poteau_hang_	OK	POTEAU HEA	S 275	36.56	2.33	0.84	4 G + 1.5 Vlong+
18 poteau_hang_	OK	POTEAU HEA	S 275	36.56	2.33	0.84	4 G + 1.5 Vlong+
14 poteau_hang_	OK	POTEAU HEA	S 275	36.56	2.33	0.84	4 G + 1.5 Vlong+
26 poteau_hang_	OK	POTEAU HEA	S 275	36.56	2.33	0.70	4 G + 1.5 Vlong+
10 poteau_hang_	OK	POTEAU HEA	S 275	36.56	2.33	0.59	4 G + 1.5 Vlong+
268 poteau_hang	OK	POTEAU HEA	S 275	38.31	91.65	0.53	4 G + 1.5 Vlong+
267 poteau_hang	OK	POTEAU HEA	S 275	38.31	91.65	0.51	4 G + 1.5 Vlong+
17 poteau_hang_	OK	POTEAU HEA	S 275	36.56	2.33	0.39	12 G + 1.5 Vpign+
13 poteau_hang_	OK	POTEAU HEA	S 275	36.56	2.33	0.39	12 G + 1.5 Vpign+
21 poteau_hang_	OK	POTEAU HEA	S 275	36.56	2.33	0.39	12 G + 1.5 Vpign+
9 poteau_hang_9	OK	POTEAU HEA	S 275	36.56	2.33	0.37	12 G + 1.5 Vpign+
25 poteau_hang_	OK	POTEAU HEA	S 275	36.56	2.33	0.37	12 G + 1.5 Vpign+
29 poteau_hang_	OK	POTEAU HEA	S 275	36.56	1.17	0.36	11 G + 1.5 Vlong-
30 poteau_hang_	OK	POTEAU HEA	S 275	36.56	1.17	0.35	4 G + 1.5 Vlong+
210	OK	POTEAU HEA	S 275	25.77	43.15	0.25	12 G + 1.5 Vpign+
212	OK	POTEAU HEA	S 275	25.77	43.15	0.25	13 G + 1.5 Vpign-
5 poteau_hang_5	OK	POTEAU HEA	S 275	36.56	13.99	0.15	11 G + 1.5 Vlong-
6 poteau_hang_6	OK	POTEAU HEA	S 275	36.56	1.17	0.12	11 G + 1.5 Vlong-

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 1 poteaux
PIECE: 22 poteau_hang_22 **POINT:** 3 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 7.50 m

---

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 4 G + 1.5 Vlong+ (1+2)*1.00+9*1.50

MATERIAU:
ACIER E28 fy = 275000.00 kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: POTEAU HEA 240

h=230.00 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=240.00 mm	Ay=6454.000 mm2	Az=2518.000 mm2	Ax=7684.000 mm2
tw=7.50 mm	Iy=77631800.000 mm4	Iz=27688100.000 mm4	Ix=417400.000 mm4
tf=12.00 mm	Wply=744620.000 mm3	Wplz=351690.000 mm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -71.18 kN	My,Ed = -117.42 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = 0.75 kN
Nt,Rd = 2113.10 kN	My,pl,Rd = 204.77 kN*m	Mz,pl,Rd = 96.71 kN*m	Vy,T,Rd = 1022.71 kN
	My,c,Rd = 204.77 kN*m	Mz,c,Rd = 96.71 kN*m	Vz,Ed = -15.85 kN
	MN,y,Rd = 204.77 kN*m	MN,z,Rd = 96.71 kN*m	Vz,T,Rd = 399.30 kN
	Mb,Rd = 139.56 kN*m		Tt,Ed = 0.03 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 176.61 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.65
Lcr,low=5.25 m	Lam_LT = 1.08	fi,LT = 1.05	XLT,mod = 0.68

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

 en y:

 en z:

FORMULES DE VERIFICATION:
Contrôle de la résistance de la section:
N,Ed/Nt,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.3.(1))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.33 < 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 = 0.04 < 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:
My,Ed/Mb,Rd = 0.84 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 1 poteaux
PIECE: 22 poteau_hang_22 **POINT:** **COORDONNEE:**



PARAMETRES DE LA SECTION: POTEAU HEA 240

ht=230.00 mm

bf=240.00 mm	Ay=5760.000 mm2	Az=1725.000 mm2	Ax=7684.000 mm2
ea=7.50 mm	Iy=77631800.000 mm4	Iz=27688100.000 mm4	Ix=417400.000 mm4
es=12.00 mm	Wely=675059.130 mm3	Welz=230734.167 mm3	

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): *Non analysé*



Déplacements (REPERE GLOBAL):

vx = 40.1304 mm < vx max = L/150.00 = 50.0000 mm Vérifié
Cas de charge décisif: 16 G + Vlong+ (1+2+9)*1.00
vy = 1.2513 mm < vy max = L/150.00 = 50.0000 mm Vérifié
Cas de charge décisif: 19 G + Vlong- (1+2+8)*1.00

Profil correct !!!

Annexe C
Vérification des assemblages

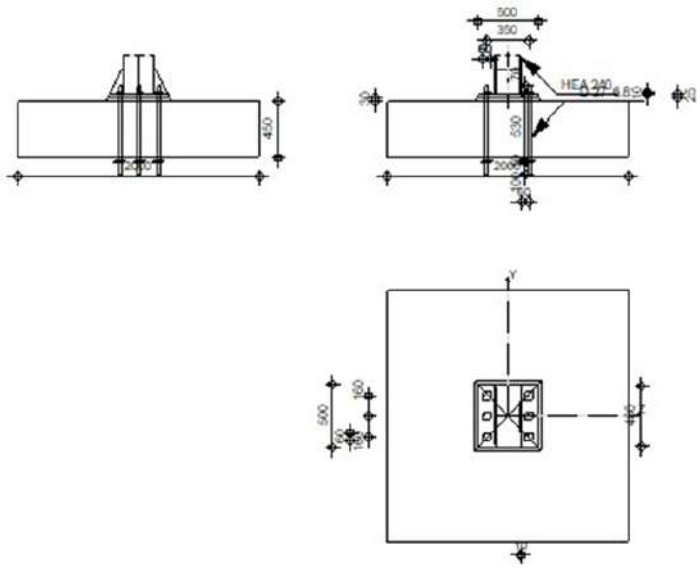
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,66**



GENERAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 252

Barres de la structure: 268

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 240

Barre N°: 268

L_c =	7,86	[m]	Longueur du poteau
α =	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_c =	230	[mm]	Hauteur de la section du poteau
b_{fc} =	240	[mm]	Largeur de la section du poteau
t_{wc} =	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t_{fc} =	12	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau

L_c = 7,86 [m] Longueur du poteau

r_c = 21 [mm] Rayon de congé de la section du poteau

A_c = 76,84 [cm^2] Aire de la section du poteau

I_{yc} = 7763,18 [cm^4] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

f_{yc} = 275,00 [MPa] Résistance

f_{uc} = 430,00 [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

l_{pd} = 500 [mm] Longueur

b_{pd} = 500 [mm] Largeur

t_{pd} = 25 [mm] Epaisseur

Matériau: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Résistance

f_{upd} = 360,00 [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe de tiges d'ancrage

f_{yb} = 410,00 [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

f_{ub} = 600,00 [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

d = 27 [mm] Diamètre du boulon

A_s = 4,59 [cm^2] Aire de la section efficace du boulon

A_v = 5,73 [cm^2] Aire de la section du boulon

n_H = 2 Nombre de colonnes des boulons

n_V = 3 Nombre de rangéss des boulons

Ecartement e_{Hi} = 350 [mm]

Entraxe e_{Vi} = 160 [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

L_1 = 70 [mm]

L_2 = 530 [mm]

L_3 = 100 [mm]

Plaque d'ancrage

l_p = 100 [mm] Longueur

b_p = 100 [mm] Largeur

t_p = 10 [mm] Epaisseur

Matériau: S 235

f_y = 235,00 [MPa] Résistance

Platine

l_{wd} = 60 [mm] Longueur

b_{wd} = 60 [mm] Largeur

t_{wd} = 10 [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

w_s = 480 [mm] Largeur

h_s = 200 [mm] Hauteur

t_s = 10 [mm] Epaisseur

d_1 = 20 [mm] Grugeage

d_2 = 20 [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel

γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel

γ_C = 1,50 Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L = 2000 [mm] Longueur de la semelle

B = 2000 [mm] Largeur de la semelle

H = 450 [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C20/25

f_{ck} = 20,00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

t_g = 30 [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

a_p = 6 [mm] Plaque principale du pied de poteau

a_s = 6 [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 4: G + 1.5 Vlong+ (1+2)*1.00+9*1.50

$N_{j,Ed}$ = -28,89 [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y}$ = -28,09 [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z}$ = 11,10 [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y}$ = -22,23 [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z}$ = -40,71 [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

f_{cd} = 13,33 [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 16,89 [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 54 [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 120 [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 348 [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 416,11 [cm^2] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2864,04 [cm^2] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

F_{rdu} = 1455,57 [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 23,32 [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 1299,66 [cm^2] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y}$ = 593,21 [cm^2] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z}$ = 593,21 [cm^2] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 3030,84 [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y}$ = 1383,38 [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z}$ = 1383,38 [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL = 3,00 Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{el,y}$ = 1180,45 [cm^3] Facteur élastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y}$ = 324,62 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y}$ = 218 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y}$ = 1489,10 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{el,z}$ = 787,37 [cm^3] Facteur élastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z}$ = 216,53 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z}$ = 249 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$

$F_{c,fc,Rd,z}$ = 869,76 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 3030,84 [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{C,Rd,y}$ = 1383,38 [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$

$F_{C,Rd,z}$ = 869,76 [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

A_b = 4,59 [cm^2] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

f_{ub} = 600,00 [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

Beta = 0,85 Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$F_{t,Rd,s1} = beta*0.9*f_{ub}*A_b/\gamma_{M2}$

$F_{t,Rd,s1}$ = 168,54 [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$

$F_{t,Rd,s}$ = 168,54 [kN] Résistance du boulon à la rupture

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$

$F_{t,Rd}$ = 168,54 [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1}$ =	233	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ =	233	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
m =	53	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd}$ =	8,57	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd}$ =	8,57	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd}$ =	643,95	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd}$ =	424,01	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd}$ =	505,63	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd} , F_{T,2,Rd} , F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y}$ = 424,01 [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1}$ =	243	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ =	243	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
m =	53	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd}$ =	8,93	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd}$ =	8,93	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd}$ =	671,55	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd}$ =	336,51	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd}$ =	337,09	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd} , F_{T,2,Rd} , F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z}$ = 336,51 [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y}$ = 424,01 [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$

$F_{T,Rd,z}$ = 336,51 [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)	
e_y = 769 [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]	
$z_{c,y}$ = 109 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]	
$z_{t,y}$ = 175 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]	
$M_{j,Rd,y}$ = 140,29 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]	
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,16 < 1,00	vérifié	(0,16)	
e_z = 1409 [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]	
$z_{c,z}$ = 124 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]	
$z_{t,z}$ = 160 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]	
$M_{j,Rd,z}$ = 105,00 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]	
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,39 < 1,00	vérifié	(0,39)	
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,55 < 1,00	vérifié	(0,55)	

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y}$ = 1,03	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y}$ = 1,00	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y}$ = 2,50	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y}*\alpha_{b,y}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 486,00 [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z}$ = 0,86	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z}$ = 0,86	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z}$ = 2,50	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z}*\alpha_{b,z}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 418,97 [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

α_b = 0,32	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$		[6.2.2.(7)]
A_{vb} = 5,73 [cm^2]	Aire de la section du boulon		[6.2.2.(7)]
f_{ub} = 600,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction		[6.2.2.(7)]
γ_{M2} = 1,25	Coefficient de sécurité partiel		[6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$

$F_{2,vb,Rd}$ = 87,12 [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed}$ = 28,89 [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd}$ = 8,67 [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 531,39 [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	vérifié	(0,05)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 531,39 [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,07 < 1,00	vérifié	(0,07)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

M_1 =	4,06	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Q_1 =	62,47	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
z_s =	40	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
I_s =	2616,83	[cm^4]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d =	2,29	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g =	28,74	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ =	31,23	[MPa]	Contrainte tengentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z =	54,15	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	0,23 < 1,00	vérifié	(0,23)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_\perp$ =	117,96	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	117,96	[MPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-2,46	[MPa]	Contrainte tengentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	4,49	[MPa]	Contrainte tengentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,46 < 1,00	vérifié	(0,46)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,66 < 1,00	vérifié	(0,66)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,07 < 1,00	vérifié	(0,07)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_\perp$ =	35,89	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	35,89	[MPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{II} =	26,03	[MPa]	Contrainte tengentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z =	84,76	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

max ($\sigma_\perp$, τ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / ($f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)	0,24 < 1,00	vérifié	(0,24)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_\perp$ =	30,68	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	30,68	[MPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{II} =	38,40	[MPa]	Contrainte tengentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
σ_z =	90,49	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

max ($\sigma_\perp$, τ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / ($f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)	0,25 < 1,00	vérifié	(0,25)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

b_{eff} =	120	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
l_{eff} =	348	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})}/(1.275*E)$

$k_{13,y}$ = 23 [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

l_{eff} = 233 [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

m = 53 [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3/(m^3)$

$k_{15,y}$ = 10 [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

L_b = 295 [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 1.6 * A_b/L_b$

$k_{16,y}$ = 2 [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y}$ = 0,90 Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y}$ = 35186,30 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y}$ = 62230,11 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})}/(1.275*E)$

$k_{13,z}$ = 27 [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

l_{eff} = 243 [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

m = 53 [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3/(m^3)$

$k_{15,z}$ = 11 [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

L_b = 295 [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$k_{16,z} = 1.6 * A_b/L_b$

$k_{16,z}$ = 2 [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z}$ = 1,51 Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z}$ = 34582,91 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z}$ = 22194,95 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

SOUDURES ASSEMBLANT LE FUT DU POTEAU A PLAQUE D'ASSISE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,66

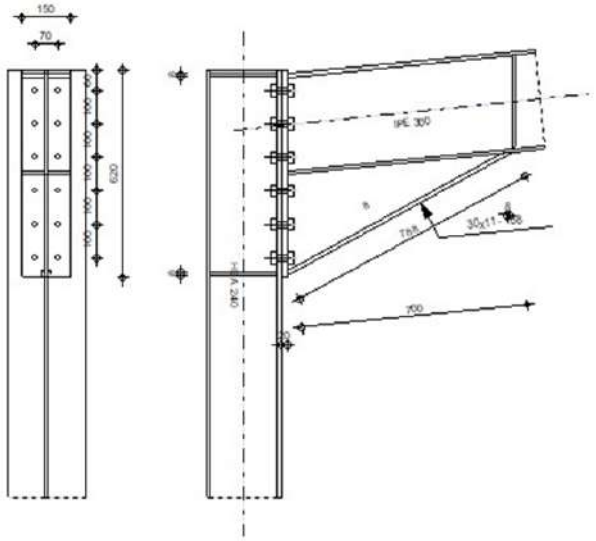
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,43**



GENERAL

Assemblage N°: 19

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 12

Barres de la structure: 9, 11

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 240

Barre N°: 9

Profilé: HEA 240

α = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison

h_c = 230 [mm] Hauteur de la section du poteau

b_{fc} = 240 [mm] Largeur de la section du poteau

t_{wc} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

t_{fc} = 12 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

r_c = 21 [mm] Rayon de congé de la section du poteau

A_c = 76,84 [cm^2] Aire de la section du poteau

I_{xc} = 7763,18 [cm^4] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

f_{yc} = 275,00 [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 300

Barre N°: 11

α = 5,5 [Deg] Angle d'inclinaison

h_b = 300 [mm] Hauteur de la section de la poutre

b_f = 150 [mm] Largeur de la section de la poutre

t_{wb} = 7 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

t_{fb} = 11 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

r_b = 15 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

r_b = 15 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

A_b = 53,81 [cm^2] Aire de la section de la poutre

I_{xb} = 8356,11 [cm^4] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

f_{yb} = 275,00 [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d = 18 [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

F_{tRd} = 165,89 [kN] Résistance du boulon à la traction

n_h = 2 Nombre de colonnes des boulons

n_v = 6 Nombre de rangéss des boulons

d = 18 [mm] Diamètre du boulon

h_1 = 60 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i = 70 [mm]

Entraxe p_i = 100;100;100;100;100 [mm]

PLATINE

h_p = 620 [mm] Hauteur de la platine

b_p = 150 [mm] Largeur de la platine

t_p = 20 [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

f_{yp} = 235,00 [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

w_d = 30 [mm] Largeur de la platine

t_{fd} = 11 [mm] Epaisseur de l'aile

h_d = 300 [mm] Hauteur de la platine

t_{wd} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme

l_d = 700 [mm] Longueur de la platine

α = 27,8 [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

h_{su} = 206 [mm] Hauteur du raidisseur

b_{su} = 116 [mm] Largeur du raidisseur

t_{hu} = 8 [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Résistance

Inférieur

h_{sd} = 206 [mm] Hauteur du raidisseur

b_{sd} = 116 [mm] Largeur du raidisseur

t_{hd} = 8 [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

a_w = 5 [mm] Soudure âme

a_f = 8 [mm] Soudure semelle

a_s = 5 [mm] Soudure du raidisseur

a_{fd} = 5 [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

γ_{M1} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

γ_{M3} = 1,10 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 12: G + 1.5 Vpign+ (1+2)*1.00+10*1.50

$M_{b1,Ed}$ = -75,88 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed}$ = -59,55 [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed}$ = 44,55 [kN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c2,Ed}$ = 75,88 [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur

$V_{c2,Ed}$ = 33,48 [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur

$N_{c2,Ed}$ = 64,81 [kN] Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

A_b = 53,81 [cm^2] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd}$ = 1479,78 [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

A_{vb} = 49,68 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 788,77 [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,08 < 1,00	vérifié	(0,08)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb} = 628,36 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ = 172,80 [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} = 856,70 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ = 235,59 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$ = 235,59 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

h_f = 590 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ = 399,43 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed}$ = -75,88 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed}$ = 0,00 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed}$ = 0,00 [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed}$ = 33,48 [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

z = 495 [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed}$ = -136,67 [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

A_{vs} = 25,18 [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

A_{vc} = 25,18 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

d_s = 592 [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd}$ = 2,38 [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd}$ = 0,90 [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stl,Rd}$ = 0,90 [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3}\, \gamma_{M0}) + \mathrm{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,stl,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd}$ = 370,88 [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ 0,37 < 1,00 vérifié (0,37)

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

t_{wc} = 8 [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc}$ = 217 [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

A_{vc} = 25,18 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

ω = 0,80 Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed}$ = 71,71 [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

k_{wc} = 1,00 Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

A_s = 18,60 [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega\, k_{wc}\, b_{eff,c,wc}\, t_{wc}\, f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s\, f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1}$ = 797,46 [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wc} = 164 [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

λ_p = 0,85 Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

ρ = 0,90 Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

λ_s = 2,33 Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

χ_s = 1,00 Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega\, k_{wc}\, \rho\, b_{eff,c,wc}\, t_{wc}\, f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s\, \chi_s\, f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2}$ = 761,71 [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}\,(F_{c,wc,Rd1}\,,\, F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 761,71 [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	14	-	85	-	100	91	116	91	116	145	84	84	84
2	14	-	85	-	100	91	164	91	164	200	100	100	100
3	14	-	85	-	100	91	164	91	164	200	100	100	100
4	14	-	85	-	100	91	164	91	164	200	100	100	100
5	14	-	85	-	100	91	164	91	164	200	100	100	100

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
6	14	-	85	-	100	91	116	91	116	145	84	84	84

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	26	-	40	-	100	162	167	162	167	181	141	141	141
2	26	-	40	-	100	162	153	153	153	200	100	100	100
3	26	-	40	-	100	162	153	153	153	200	100	100	100
4	26	-	40	-	100	162	153	153	153	200	100	100	100
5	26	-	40	-	100	162	153	153	153	200	100	100	100
6	26	-	40	-	100	162	153	153	153	181	127	127	127

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

$l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

$l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

$l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd}$ = 165,89 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd}$ = 210,09 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = Min (N_{tb,Rd} , n_v n_h F_{t,Rd} , n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd}$ = 1479,78 [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd}$ = 165,89 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd}$ = 210,09 [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

$F_{t,fc,Rd} = Min (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega\ b_{eff,t,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = Min (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb}\ t_{wb}\ f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	**$F_{t1,Rd,comp}$**	**Composant**
$F_{t1,Rd} = Min (F_{t1,Rd,comp})$	178,95	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)}$ = 248,81	248,81	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)}$ = 178,95	178,95	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)}$ = 319,79	319,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)}$ = 316,43	316,43	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 420,18	420,18	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta$ = 370,88	370,88	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd}$ = 761,71	761,71	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd}$ = 399,43	399,43	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	**$F_{t2,Rd,comp}$**	**Composant**
$F_{t2,Rd} = Min (F_{t2,Rd,comp})$	142,35	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)}$ = 248,81	248,81	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)}$ = 178,95	178,95	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)}$ = 308,37	308,37	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)}$ = 299,07	299,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 420,18	420,18	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd}$ = 370,88 - 178,95	191,94	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 761,71 - 178,95	582,77	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 399,43 - 178,95	220,49	Aile de la poutre - compression

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 480,44 - 178,95$	301,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 321,30 - 178,95$	142,35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 563,56 - 178,95$	384,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 469,94 - 178,95$	290,99	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	49,59	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 248,81$	248,81	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 178,95$	178,95	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 308,37$	308,37	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 299,07$	299,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 420,18$	420,18	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 370,88 - 321,30$	49,59	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 761,71 - 321,30$	440,41	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 399,43 - 321,30$	78,14	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 490,44 - 142,35$	348,09	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 341,23 - 142,35$	198,88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 725,66 - 321,30$	404,36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 421,28 - 321,30$	99,98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 530,61 - 142,35$	388,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 390,50 - 142,35$	248,15	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 828,87 - 321,30$	507,57	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 665,19 - 321,30$	343,89	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 248,81$	248,81	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 178,95$	178,95	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 308,37$	308,37	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 299,07$	299,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 420,18$	420,18	Boulons au cisaillement/poinçonnement

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$V_{wp,Rd}/\beta$ - $\sum_1^3 F_{ti,Rd}$ = 370,88 - 370,88	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 761,71 - 370,88	390,83	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 399,43 - 370,88	28,55	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 490,44 - 49,59	440,85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 341,23 - 49,59	291,65	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 735,66 - 191,94	543,72	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 433,42 - 191,94	241,49	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 970,88 - 370,88	599,99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 481,74 - 370,88	110,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 530,61 - 49,59	481,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 390,50 - 49,59	340,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 795,92 - 191,94	603,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 585,75 - 191,94	393,81	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 1094,17 - 370,88	723,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 860,44 - 370,88	489,55	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	545	178,95	248,81	178,95	319,79	316,43	331,78	420,18
2	445	142,35	248,81	178,95	308,37	299,07	331,78	420,18
3	345	49,59	248,81	178,95	308,37	299,07	331,78	420,18
4	245	-	248,81	178,95	308,37	299,07	331,78	420,18
5	145	-	248,81	178,95	308,37	299,07	331,78	420,18
6	45	-	248,81	178,95	308,37	299,07	331,78	420,18

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 177,84 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,43 < 1,00	vérifié	(0,43)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

α_v = 0,60 Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

β_{Lf} = 0,94 Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd}$ = 137,21 [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max}$ = 165,89 [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int}$ = 185,76 [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext}$ = 185,76 [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	331,78	7,42	178,95	76,35	83,78	224,92
2	331,78	7,42	142,35	60,74	68,16	234,15
3	331,78	7,42	49,59	21,16	28,58	257,53
4	331,78	7,42	0,00	0,00	7,42	270,03
5	331,78	7,42	0,00	0,00	7,42	270,03
6	331,78	7,42	0,00	0,00	7,42	270,03

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \text{Min}\ (n_h\ F_{v,Ed}\ (1 - F_{tj,Ed}/\ (1.4\ n_h\ F_{t,Rd,max}), n_h\ F_{v,Rd}\ , n_h\ F_{b,Rd}))$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd}$ = 1526,71 [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,04 < 1,00 vérifié (0,04)

RESISTANCE DES SOUDURES

A_w = 97,72 [cm^2] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

A_{wy} = 43,98 [cm^2] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

A_{wz} = 53,73 [cm^2] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

I_{wy} = 33995,67 [cm^4] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp max}=\tau_{\perp max}$ = 62,52 [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]

RESISTANCE DES SOUDURES

A_w =	97,72	[cm²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$\sigma_\perp=\tau_\perp$ =	59,77	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
τ_{II} =	-11,08	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
β_w =	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	125,03 < 360,00	vérifié	(0,35)
$\sqrt{[\sigma_\perp^2 + 3*(\tau_\perp^2+\tau_{II}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	121,07 < 360,00	vérifié	(0,34)
$\sigma_\perp \le 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	62,52 < 259,20	vérifié	(0,24)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

t_{wash} =	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h_{head} =	13	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h_{nut} =	18	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L_b =	56	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k_{10} =	6	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}$ h_j	$k_{eff,j}$ h_j^2
					Somme	26,44	1036,19
1	545	2	43	59	1	7,89	429,68
2	445	2	47	42	2	6,76	300,42
3	345	2	47	42	2	5,24	180,48
4	245	2	47	42	2	3,72	90,94
5	145	2	47	42	2	2,20	31,79
6	45	2	43	53	1	0,64	2,88

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

z_{eq} =	392	[mm]	Bras de levier équivalent	[6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$

k_{eq} =	7	[mm]	Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons	[6.3.3.1.(1)]
A_{vc} =	25,18	[cm²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
β =	1,00		Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
z =	392	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]

A_{vc} = 25,28 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

k_1 = 2 [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)]

$S_{j,ini} = E\ z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini}$ = 57816,82 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

μ = 1,00 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

S_j = 57816,82 [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig}$ = 27131,20 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 1695,70 [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,43

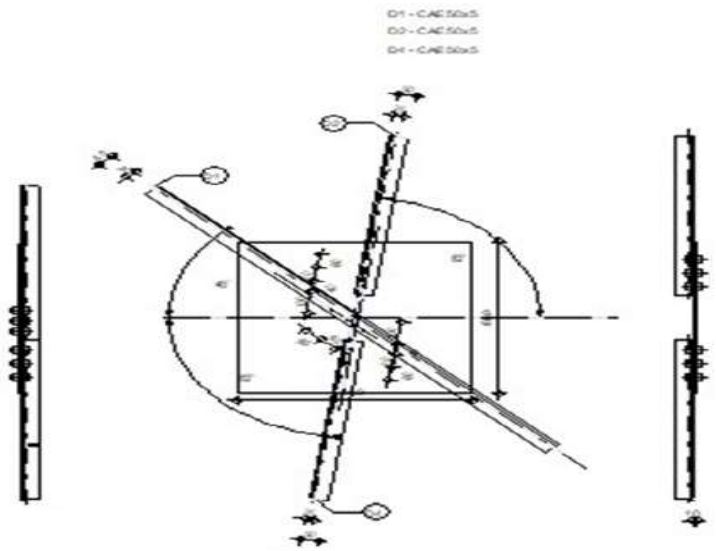
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,28**



GENERAL

Assemblage N°: 58

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

Noeud de la structure: 231

Barres de la structure: 370, 369, 370, 369,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1-3	Barre 2		Barre 4		
Barre N°:		370	369		369		
Profilé:		CAE 50x5	CAE 50x5		CAE 50x5		
	h	50	50		50		mm
	b_f	50	50		50		mm
	t_w	5	5		5		mm

		Barre 1-3	Barre 2		Barre 4		
	t_f	5	5		5		mm
	r	7	7		7		mm
	A	4,80	4,80		4,80		cm2
Matériau:		S 275	S 275		S 275		
	f_y	275,00	275,00		275,00		MPa
	f_u	430,00	430,00		430,00		MPa
Angle	α	45,0	81,9		81,9		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 = 14 [mm] Diamètre du boulon

d_0 = 15 [mm] Diamètre du trou de boulon

A_s = 1,15 [cm^2] Aire de la section efficace du boulon

A_v = 1,54 [cm^2] Aire de la section du boulon

f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

e_2 = 35 [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 = 14 [mm] Diamètre du boulon

d_0 = 15 [mm] Diamètre du trou de boulon

A_s = 1,15 [cm^2] Aire de la section efficace du boulon

A_v = 1,54 [cm^2] Aire de la section du boulon

f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Classe = 8.8 Classe du boulon

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 = 25 [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 = 14 [mm] Diamètre du boulon

d_0 = 15 [mm] Diamètre du trou de boulon

A_s = 1,15 [cm^2] Aire de la section efficace du boulon

A_v = 1,54 [cm^2] Aire de la section du boulon

f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

e_1 = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

e_2 = 25 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l_p = 660 [mm] Longueur de la platine

h_p = 660 [mm] Hauteur de la platine

t_p = 10 [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

h_1 = 0 [mm] Grugeage

v_1 = 0 [mm] Grugeage

h_2 = 0 [mm] Grugeage

v_2 = 0 [mm] Grugeage

h_3 = 0 [mm] Grugeage

v_3 = 0 [mm] Grugeage

h_4 = 0 [mm] Grugeage

v_4 = 0 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;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

f_y = 235,00 [MPa] 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: 4: G + 1.5 Vlong+ (1+2)*1.00+9*1.50

$N_{b1,Ed}$ = -23,68 [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed}$ = 21,14 [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed}$ = -20,66 [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed}$ = 24,05 [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1-3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ = 59,11 [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd}= 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

k_{1x} = 1,10 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 1,10 > 0,00 vérifié

α_{bx} = 0,89 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,89 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1x}$ = 23,54 [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

α_{bz} = 0,33 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	0,33 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd1z}$ = 20,07 [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} = 1,00 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd2x}$ = 100,80 [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

α_{bz} = 1,00 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd2z}$ = 100,80 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

e = 21 [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

M_0 = -0,06 [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0=N_{b1,Ed}*e$

F_{NSd} = -1,01 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$

F_{MSd} = -0,53 [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd}=M_0*x_{max}/\Sigma x_i^2$

$F_{x,Ed}$ = -1,01 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed}$ = -0,53 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

F_{Ed} = 1,14 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

F_{Rdx} = 23,54 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx}=\min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

F_{Rdz} = 20,07 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz}=\min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$\lvert F_{x,Ed}\rvert \le F_{Rdx}$	|-1,01| < 23,54	vérifié	(0,04)
$\lvert F_{z,Ed}\rvert \le F_{Rdz}$	|-0,53| < 20,07	vérifié	(0,03)
$F_{Ed} \le F_{vRd}$	1,14 < 59,11	vérifié	(0,02)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

β_3 = 0,62 Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

A_{net} = 4,05 [cm^2] Aire de la section nette $A_{net} = A - d_0*t_{f1}$

β_3 =	0,62	Coefficient de réduction		[Tableau 3.8]
$N_{u,Rd}$ =	86,38 [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u1})/\gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd}$ =	118,80 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y1})/\gamma_{M2}$
$\lvert N_{b1,Ed}\rvert \leq N_{u,Rd}$		|-3,03| < 86,38	vérifié	(0,04)
$\lvert N_{b1,Ed}\rvert \leq N_{pl,Rd}$		|-3,03| < 118,80	vérifié	(0,03)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

A_{nt} =	0,37 [cm^2]	Aire nette de la zone de la section en traction	
A_{nv} =	6,12 [cm^2]	Aire de la zone de la section en traction	
V_{effRd} =	103,70 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$
$\lvert N_{b1,Ed}\rvert \leq V_{effRd}$		|-3,03| < 103,70	vérifié (0,03)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ =	59,11 [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd}= 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

k_{1x} =	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié
α_{bx} =	0,89	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0,89 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1x}$ =	53,51 [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
α_{bz} =	0,56	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,56 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1z}$ =	33,44 [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} = 1,00	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	1,00 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd2x}$ = 100,80 [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd2x}$=k_1*α_b*f_u*d*t_i/γ_{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	
α_{bz} = 1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		α_{bz}=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]
α_{bz} > 0.0	1,00 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd2z}$ = 100,80 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z}$=k_{1z}*α_{bz}*f_u*d*t_i/γ_{M2}

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

e = 11 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons		
M_0 = 0,23 [kN*m]	Moment fléchissant réel		M_0=$N_{b2,Ed}$*e
F_{NSd} = 7,05 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		F_{NSd} = $N_{b2,Ed}$/n
F_{MSd} = 1,93 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		F_{MSd}=M_0*x_{max}/Σx_i^2
$F_{x,Ed}$ = 7,05 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed}$ = F_{NSd}
$F_{z,Ed}$ = 1,93 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed}$ = F_{MSd}
F_{Ed} = 7,31 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		F_{Ed} = $\sqrt{(}$ $F_{x,Ed}^2$ + $F_{z,Ed}^2$)
F_{Rdx} = 53,51 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		F_{Rdx}=min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})
F_{Rdz} = 33,44 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		F_{Rdz}=min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})
$\|F_{x,Ed}\| \leq F_{Rdx}$	|7,05| < 53,51	vérifié	(0,13)
$\|F_{z,Ed}\| \leq F_{Rdz}$	|1,93| < 33,44	vérifié	(0,06)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	7,31 < 59,11	vérifié	(0,12)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

β_3 = 0,62	Coefficient de réduction		[Tableau 3.8]
A_{net} = 4,05 [cm^2]	Aire de la section nette		A_{net} = A - d_0*t_{f2}
$N_{u,Rd}$ = 86,38 [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{u,Rd}$ = (β_3*A_{net}*f_{u2})/γ_{M2}
$N_{pl,Rd}$ = 118,80 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd}$ = (0.9*A*f_{y2})/γ_{M2}
$\|N_{b2,Ed}\| \leq N_{u,Rd}$	|21,14| < 86,38	vérifié	(0,24)
$\|N_{b2,Ed}\| \leq N_{pl,Rd}$	|21,14| < 118,80	vérifié	(0,18)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

A_{nt} = 0,88 [cm^2] Aire nette de la zone de la section en traction

A_{nv} = 6,12 [cm^2] Aire de la zone de la section en traction

V_{effRd} = 112,30 [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$

$\|N_{b2,Ed}\| \le V_{effRd}$	|21,14| < 112,30	vérifié	(0,19)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ = 59,11 [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd}= 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

k_{1x} = 2,50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié

α_{bx} = 0,89 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	0,89 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd1x}$ = 53,51 [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

α_{bz} = 0,56 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	0,56 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd1z}$ = 33,44 [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} = 1,00 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd2x}$ = 100,80 [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	
α_{bz} = 1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
α_{bz} > 0.0	1,00 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd2z}$ = 100,80 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

e = 11 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
M_0 = 0,26 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0=N_{b4,Ed}*e$
F_{NSd} = 8,02 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$
F_{MSd} = 2,20 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd}=M_0*x_{max}/\Sigma x_i^2$
$F_{x,Ed}$ = 8,02 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed}$ = 2,20 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
F_{Ed} = 8,31 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
F_{Rdx} = 53,51 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx}=\min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
F_{Rdz} = 33,44 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz}=\min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$\lvert F_{x,Ed}\rvert \le F_{Rdx}$	|8,02| < 53,51	vérifié	(0,15)
$\lvert F_{z,Ed}\rvert \le F_{Rdz}$	|2,20| < 33,44	vérifié	(0,07)
$F_{Ed} \le F_{vRd}$	8,31 < 59,11	vérifié	(0,14)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

β_3 = 0,62	Coefficient de réduction		[Tableau 3.8]
A_{net} = 4,05 [cm^2]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - d_0*t_{f4}$
$N_{u,Rd}$ = 86,38 [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{u,Rd} = (\beta_3*A_{net}*f_{u4})/\gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd}$ = 118,80 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = (0.9*A*f_{y4})/\gamma_{M2}$

$\lvert N_{b4,Ed}\rvert \le N_{u,Rd}$	|24,05| < 86,38	vérifié	(0,28)
$\lvert N_{b4,Ed}\rvert \le N_{pl,Rd}$	|24,05| < 118,80	vérifié	(0,20)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

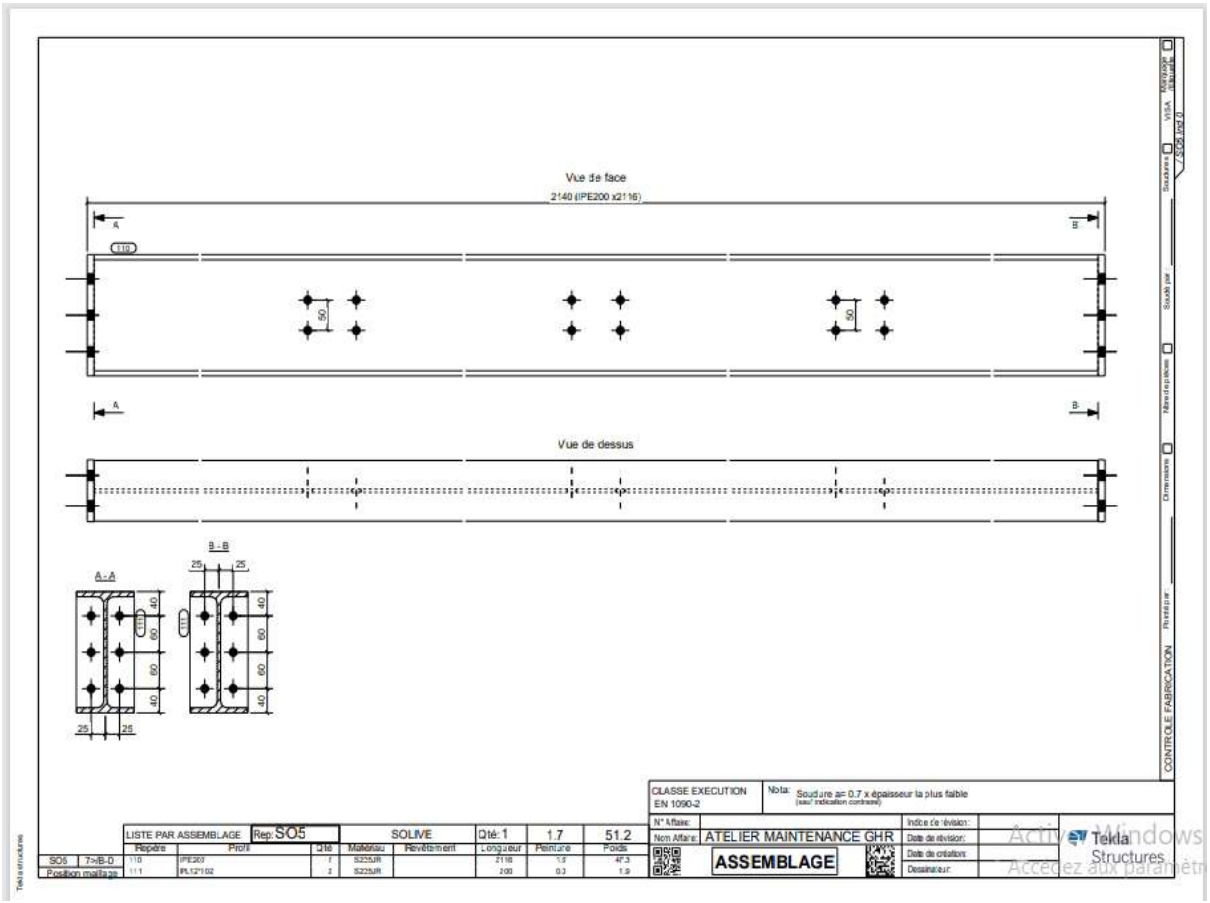
A_{nt} = 0,88 [cm^2]	Aire nette de la zone de la section en traction	
A_{nv} = 6,12 [cm^2]	Aire de la zone de la section en traction	
V_{effRd} = 112,30 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$

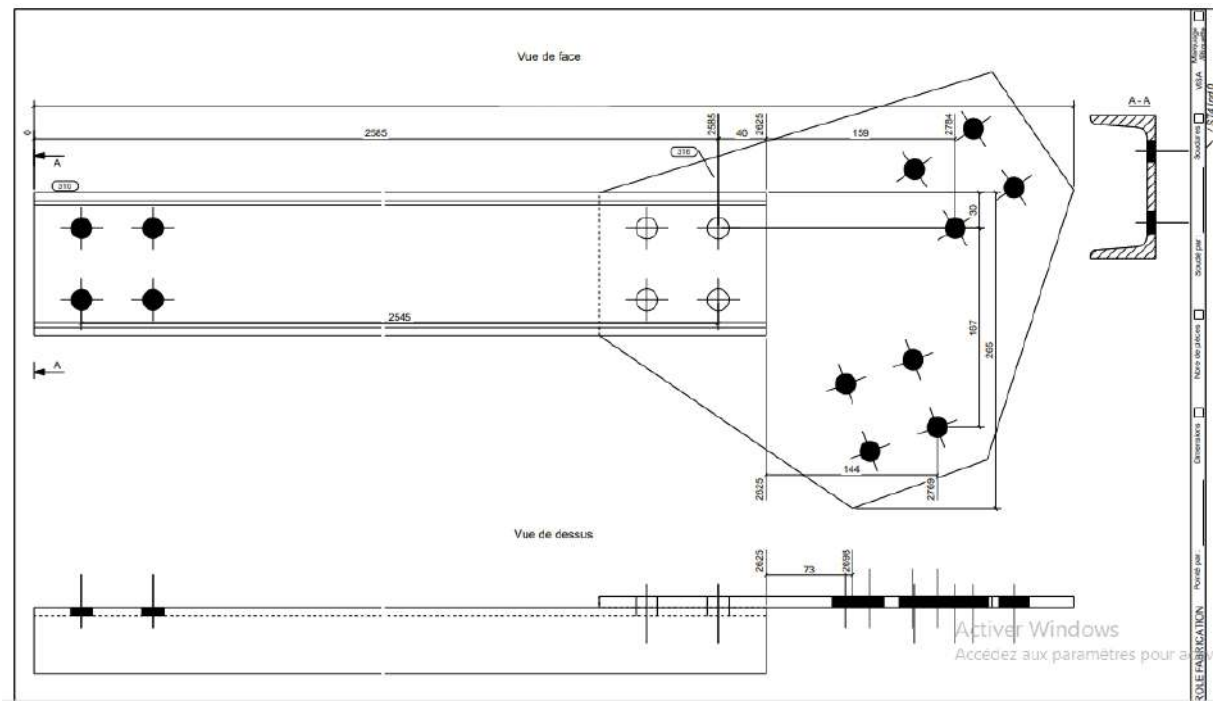
$\lvert N_{b4,Ed}\rvert \le V_{effRd}$	|24,05| < 112,30	vérifié	(0,21)

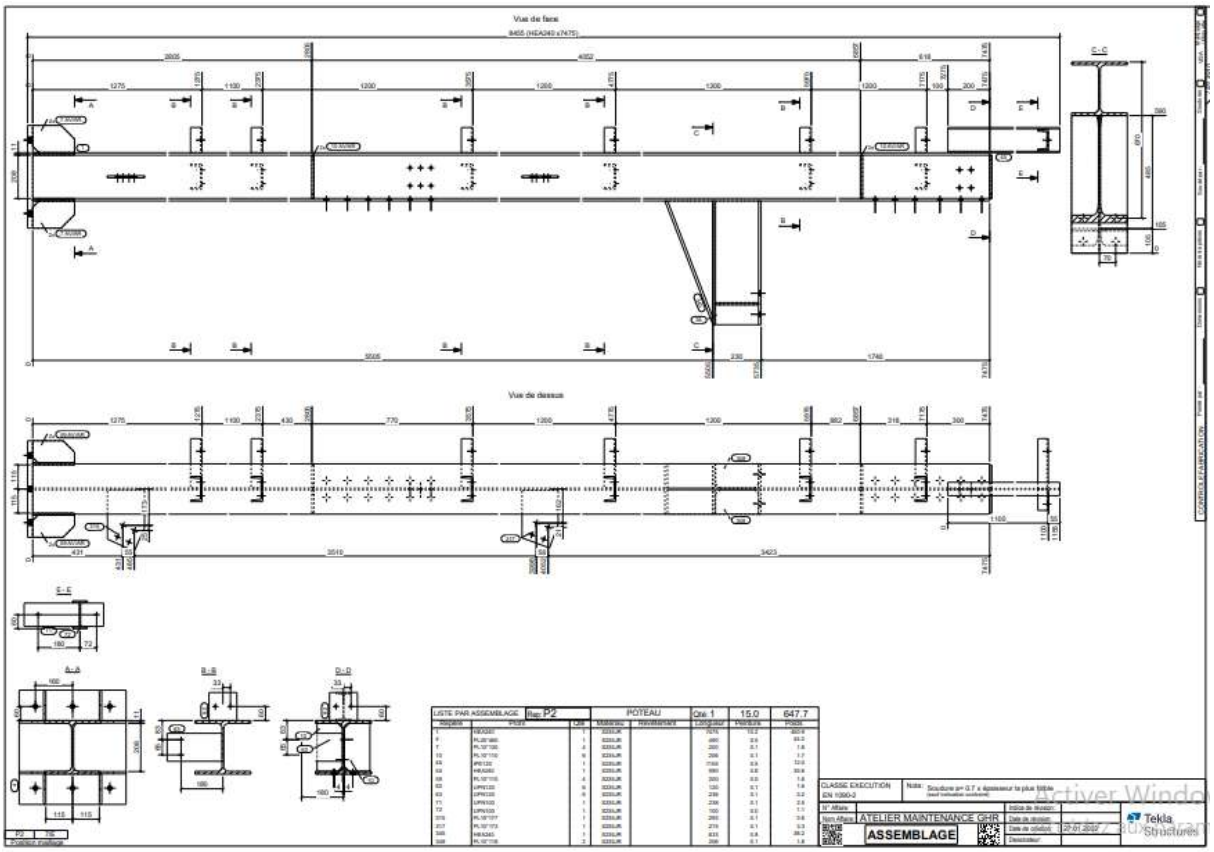
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,28

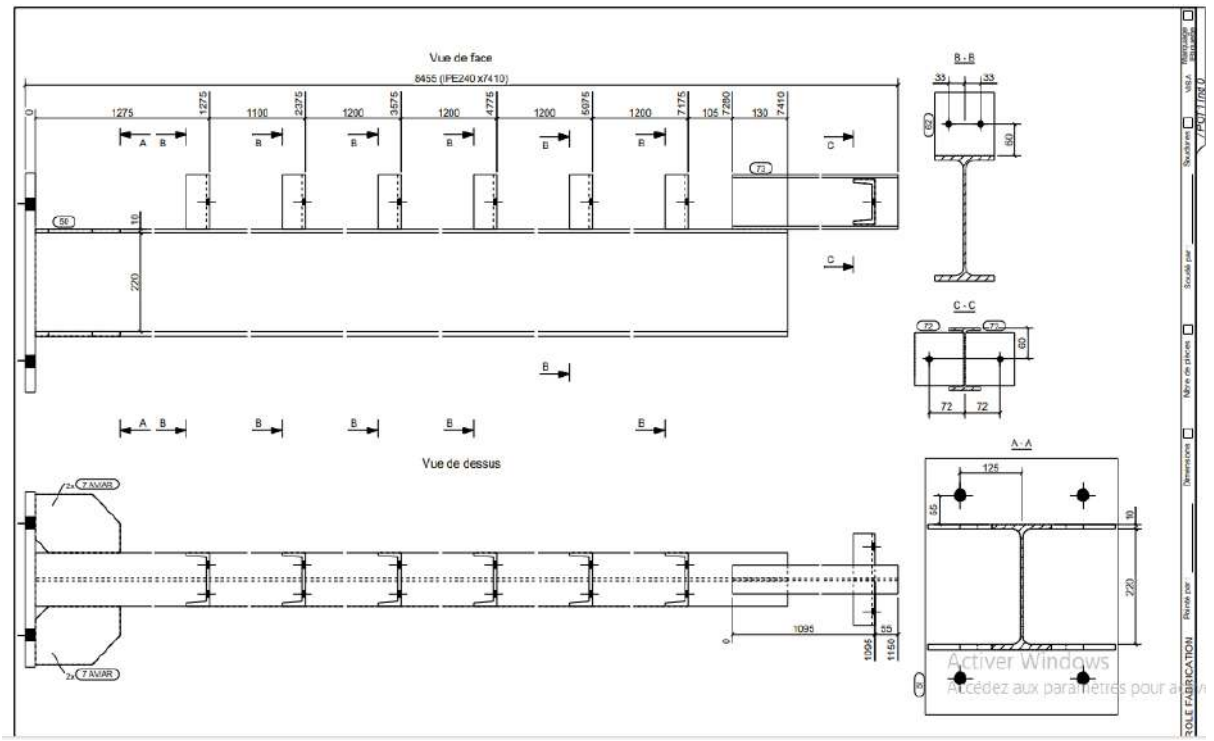
Annexe D

Les plans tekla structures des assemblages


Vue de face
2140 (IPE200 x2116)
Vue de dessus
A - A
B - B
CONTRÔLE FABRICATION
CLASSE EXECUTION
EN 1090-2
Nota: Soudure ac 0.7 x épaisseur la plus faible
N° Affaire:
Nom Affaire: ATELIER MAINTENANCE GHR
ASSEMBLAGE
Indice de révision:
Date de révision:
Date de création:
Dessinateur:
LISTE PAR ASSEMBLAGE
Rep: SO5
SOLIVE
Qté: 1
1.7
51.2
Repère
Profil
Qté
Matériau
Revêtement
Longueur
Peinture
Poids
SO5
7x=B-D
IPE200
S235JR
2116
1.7
47.3
Position maillage
PL12*102
S235JR
200
0.3
1.9
Tekla Structures
Activer Windows
Accédez aux paramètres


Vue de face
A - A
Vue de dessus
2585
2545
2625
158
144
2769
Activer Windows
Accédez aux paramètres pour a


Vue de face
Vue de dessus
C - C
E - E
A - A
B - B
D - D
ASSEMBLAGE
ATELIER MAINTENANCE GHR
Tekla Structures


Vue de face
8455 (IPE240 x7410)
Vue de dessus
B - B
C - C
A - A
2x 7 AVAR
2x 7 AVAR

Annexe E
vérification par paython

lambda barre reduit y = 0.6678 dimensionless

lambda barre reduit y = 0.6678 dimensionless >= 0.2 il y a risque de flambement autours de Y h / b = 0.95 dimensionless<= 1.2 et tf = 10.0 millimeter < 40 millimeter courbe d'inperfection 'b' et alpha_y = 0.34phi_y = 0.8025 dimensionless

Khi_y = 0.8016 dimensionless

Khi_y = 0.8016 dimensionless

lambda barre reduit z = 1.1104 dimensionless

lambda barre reduit z = 1.1104 dimensionless >= 0.2 il y a risque de flambement autours de Z h / b = 0.95 dimensionless<= 1.2 et tf = 10.0 millimeter < 40 millimeter courbe d'inperfection 'c' et alpha_z = 0.49

phi_z = 1.3395 dimensionless

Khi_z = 0.4788 dimensionless

Khi_z = 0.4788 dimensionless

Khi_min = min(Khi_y=0.8016, Khi_z=0.4788) = 0.4788 beta_mqy = 1.3

mu_y = -0.8297 dimensionless

mu_y = -0.8297 dimensionless

ky = 1.0019 dimensionless

beta_mqz = 1.4

mu_z = -0.807 dimensionless

mu_z = -0.807 dimensionless

kz =1.0031 dimensionless

kz =1.0031 dimensionless

---

crit1 = Ned / (min(Khi_y, Khi_z)*A*fy/gamma1) = 0.00424 dimensionless

crit2 =(ky*Myed) / (Wply*fy/gamma1) = 0.29159 dimensionless crit3

=(kz*Mzed) / (Wplz*fy/gamma1) = 0.12797 dimensionless

crit re = crit1 + crit2 + crit3

= 0.00424 dimensionless + 0.29159 dimensionless + 0.12797

dimens ionless = 0.42380000000000007 dimensionless

lE FLAMBEMENT EST VERIFIEE (critere = 0.42380000000000007 dimensionless

<= 1 ----------

L_deversem = 2.4 meter

C1 = 1.132

lambda lt = 42.2452 dimensionless

lambda barre lt = 0.4867 dimensionless

alpha lt = 0.21 par defaut pour les lamin s chaud

phi_lt = 0.648541945 dimensionless

Khi_lt = 0.9284 dimensionless

mu_lt = 0.0832 dimensionless

mu_lt= min(0.0832 dimensionless, 0.9) = 0.0832

dimensionless klt = 0.9997 dimensionless

min(0.9997 dimensionless, 1.5) = 0.9997

dimensionless ----------

crit11 = Ned / Khi_z*A*fy/gamma1) = 0.00424 dimensionless

klt*(Myed.to('KN*mm'))) / (Khi_lt*Wply*fy/gamma1 = 0.31339

dimensionless (kz*(Mzed.to('KN*mm'))) / (Wplz*fy/gamma1)) = 0.12797

dimensionless crit re_deversem = crit11 + crit22 + crit33

= 0.00424 dimensionless + 0.31339 dimensionless + 0.12797

dimensionless = 0.4456 dimensionless

le DEVERSEMENT EST VERIFIE (critere_dever = 0.4456

dimensionless <= 1 ----------Ld = 2.4 meter