

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de : Génie Civil et Hydraulique
Spécialité : Génie Civil
Option : Structures

Présenté par :

LATRECHE Hichem

Thème : Etude d'un hangar en charpente métallique par le logiciel robot

Sous la direction de : **Dr. MADI RAFIK**

Jun 2023

Remerciement

*Je remercie tous les chères personnes qui m'ont aidé à réaliser cette étude. En particulier Dr. **MADI Rafik** ainsi que tous mes collègues pour leur aide et dévouement. Mes remerciements à l'ensemble des enseignants de la faculté des sciences et technologie de l'université de 8 mai 1945, plus particulièrement aux enseignants de spécialité génie civil. Je n'oublie pas mes chers parents pour leur motivation et soutien.*

Dédicace

Je tiens est avec grande plaisir que je dédie ce modeste
travail

À l'être le plus cher de ma vie, ma mère.

À celui qui m'a fait de moi un homme, mon père.

À Mes chers Sœurs et à mon frère.

À tous mes Camarade de Spécialité génie civile option
structure, toute personne qui occupe une place dans mon
cœur.

À tous les membres de ma famille, je dédie ce travail à tous
ceux qui ont participé à ma réussite.

Résumé :

Ce mémoire porte sur l'étude d'un hangar en charpente métallique avec un pont roulant en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis.

Les objectifs étaient de déterminer les charges structurelles, de vérifier la capacité de la charpente métallique à supporter ces charges, et de garantir la sécurité et la stabilité du hangar selon les normes et les codes de construction.

L'étude est composée de sept chapitres : conception des hangars en charpente métallique, présentation de l'ouvrage, calcul des charges climatiques (neige et vent), étude sismique, dimensionnement des éléments de la structure, calcul des assemblages, et calcul des fondations.

L'étude a montré que la charpente métallique est capable de supporter les charges spécifiées avec une marge de sécurité appropriée, et que le logiciel Robot Structural Analysis est un outil utile pour simuler et valider les résultats de l'analyse théorique.

ملخص:

تركز هذه المذكرة على دراسة حظيرة إطار معدني برافعة علوية باستخدام برنامج التحليل الهيكلي للروبوت.

كانت الأهداف هي تحديد الأحمال الهيكلية، والتحقق من قدرة الإطار المعدني على دعم هذه الأحمال، وضمان سلامة واستقرار الحظيرة وفقا للمعايير وقوانين البناء.

تتكون الدراسة من سبعة فصول: تصميم حظائر الإطار المعدني، وعرض العمل، وحساب الأحمال المناخية (الثلج والرياح)، والدراسة الزلزالية، وتحديد أبعاد العناصر الهيكلية، وحساب التجميعات، وحساب الأساسات.

وأظهرت الدراسة أن الإطار المعدني قادر على تحمل الأحمال المحددة بهامش أمان مناسب، وأن برنامج التحليل الهيكلي للروبوت هو أداة مفيدة لمحاكاة نتائج التحليل النظري والتحقق منها.

Summary :

This memory focuses on the study of a metal frame shed with an overhead crane using the Robot Structural Analysis software.

The objectives were to determine the structural loads, to verify the ability of the metal frame to support these loads, and to guarantee the safety and stability of the hangar according to standards and building codes.

The study is composed of seven chapters: design of metal frame sheds, presentation of the work, calculation of climatic loads (snow and wind), seismic study, dimensioning of structural elements, calculation of assemblies, and calculation of foundations.

The study showed that the metal frame is able to withstand the specified loads with an appropriate safety margin, and that the Robot Structural Analysis software is a useful tool for simulating and validating the results of the theoretical analysis.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE I : CONCEPTION DES HANGARS EN CHARPENTE METALLIQUE

I.1. Les portiques.....	3
I.2. Les contreventements.....	3
I.3. Conception des hangars.....	4

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. Introduction.....	6
II.2. Objet.....	6
II.3. Descriptif du projet.....	6
1. Les surfaces.....	6
2. Logiciel utilisées.....	7
3. Règlement et matériaux utilisés.....	7
3.1. Règlements utilisés	
3.2. Matériaux utilisés	
• Béton	
Etat limite ultime	
Etat limite de service	
• Acier	
4. Données du projet.....	9
4.1. Pré-dimensionnement des éléments de la structure	
5. Modélisation de la structure.....	10
6. Evaluation des charges et des surcharges.....	13

CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE

III.1. Introduction.....	14
1. Dimension de l'ouvrage.....	14
2. Les données relatives au site.....	14
III.2. Etude de la neige.....	14
1. La charge de la neige sur le sol.....	15
II.3. Etude de vent.....	15

TABLE DES MATIERES

1. Calcul du coefficient dynamique Cd.....	15
2. Détermination de la pression dynamique de pointe qp.....	16
2.1. Détermination de qref	
2.2. Calcul de coefficient d'exposition au vent Ce	
• Calcul de coefficient de rugosité Cr	
• Hauteur de référence :	
• Intensité de turbulence Iv	
3. Calcul de la pression du vent.....	17
3.1. Calcul du Coefficient de pression extérieur pour les toitures à 2 versants	
II.4. Conclusion.....	21

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction.....	22
IV.2 Le choix de la méthode.....	22
1. Condition d'application	
2. Principe de la méthode	
IV.3 Evaluation de la force sismique.....	22
1. Détermination du coefficient d'accélération de zone «A».....	23
2. Coefficient de comportement global de la structure «R».....	23
3. Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen «D».....	23
• Le pourcentage d'amortissement ξ	
• Facteur de correction d'amortissement η	
• Facteur de qualité « Q »	
4. Poids total de la structure « W ».....	25
• L'effort tranchant a la base produit par le séisme	
• L'effort tranchant produit par le vent	
IV.4. Conclusion.....	26

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

V.1 Introduction.....	27
1. Caractéristiques des barres.....	27

TABLE DES MATIERES

2. Bilan des charges.....	28
2.1. Charges permanentes	
2.2. Charges d'exploitation	
2.3. La charge de la neige	
2.4 La charge du vent	
3. Répartition des charges sur la structure.....	33
V.2. Dimensionnements des éléments secondaires.....	34
1. Introduction.....	34
2. Les pannes de couverture.....	34
2.1 Dimensionnement et vérification des pannes	
2.2. La note de calcul	
3. Les liernes.....	37
4. Les lisses de bardages.....	38
4.1 Dimensionnement et vérification des lisses de bardage	
4.2. La note de calcul	
5. Les potelets.....	42
5.1 Vérification et dimensionnement des potelets	
5.2. La note de calcul	
6. Poutre de chainage (sablière).....	45
6.1 Vérification et dimensionnement de la poutre de chainage	
6.2. La note de calcul	
V.3. Etude de chemin de roulement.....	48
1. Caractéristique du pont roulant	
2. Etude de la poutre de roulement	
2.1 Evaluation de charges	
• Charges permanentes	
• Charges roulantes	
• Charges mobiles appliqués sur la passerelle	
2.2 Vérification et dimensionnement de la poutre de roulement	
2.3. La note de calcul	

TABLE DES MATIERES

3. Etude du support du chemin de roulement.....	52
3.1. Vérification et dimensionnement du support du chemin de roulement	
3.2. La note de calcul	
V.4 Etude des contreventements.....	55
1. Introductions.....	55
2. Contreventements horizontal.....	57
2.1. Vérification et dimensionnement des contreventements horizontal	
2.2. La note de calcul	
3. Palée de stabilité en long-pan.....	59
3.1 Vérification et dimensionnement de palée de stabilité	
• Stabilité inférieur	
3.2. La note de calcul	
• Stabilité supérieure	
3.3. La note de calcul	
Conclusions.....	64
V.5 Etude de portique.....	64
1. Introduction.....	64
2. Diagrammes des efforts internes.....	65
2.1 Diagrammes des efforts internes à l'ELS	
2.2. Diagrammes des efforts internes à l'ELU	
3. Tableaux des résultats.....	69
3.1. Réactions extrêmes par rapport au Repère global	
3.2. Déplacements Extrêmes des nœuds	
3.3 Les Efforts extrêmes	
3.4 Les Contraintes extrêmes	
3.5 Flèches extrêmes	
4. Vérification et dimensionnement du portique.....	70
4.1 Vérification des traverses.....	70
4.2. Dimensionnement des traverses	
4.3. Note de calcul	

TABLE DES MATIERES

4.4. Vérification des poteaux.....	73
4.5. Dimensionnement des poteaux	
4.6. La note de calcul	
Conclusions.....	75

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.1 Introduction.....	76
VI.2 Calcul des assemblages par boulons.....	76
VI.2.1 Assemblage de rive (Poteau-Traverse).....	76
1. Les composants de l'assemblage	
2. Disposition des boulons	
3. La note de calcul	
VI.2.2 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse).....	85
1. Les composants de l'assemblage	
2. Disposition des boulons	
3. La note de calcul	
VI.2.3 Assemblage poutre-poteau (âme).....	91
1. Les composants de l'assemblage	
2. détails de l'assemblage poutre-poteau (âme)	
3. La note de calcul	
VI.2.4 Assemblage poteau – console.....	99
1. Les composants de l'assemblage	
2. détails d'assemblage poteau – console	
3. La note de calcul	
VI.2.5 Assemblage au gousset.....	108
VI.2.5.1 Assemblages au gousset – barre simple.....	108
1. Les composants de l'assemblage	
2. détails d'assemblage	
La note de calcul	
VI.2.5.2 Assemblages au gousset – deux barres.....	114
1. Les composants de l'assemblage	

TABLE DES MATIERES

2. détails d'assemblage	
3. La note de calcul	
VI.2.6 Assemblage des pieds de poteaux encastré.....	121
1. Les composants de l'assemblage	
2. détails d'assemblage	
3. La note de calcul	
VI.2.7 Assemblage des pieds de poteaux articulé.....	132
1. Les composants de l'assemblage	
2. détails d'assemblage	
3. La note de calcul	
VI.3 Conclusion.....	139

CHAPITRE VII : CALCUL DES FONDATIONS

VII.1 Introduction.....	140
VII.2 Fondation des poteaux.....	140
2.1. La note de calcul	
VII.3 Fondation des potelets.....	145
3.1. La note de calcul	
CONCLUSION GENERALE.....	150

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

Tableau II.1 : Pré-dimensionnement des éléments de la structure.....	9
Tableau II.2 : Evaluation des charges et surcharges.....	13

CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE

Tableau III.1 : Charge de la neige sur le sol dans chaque zone.....	15
Tableau III.2 : valeurs de la pression dynamique de référence.....	16
Tableau III.3 : Définition de catégorie de terrain.....	17
Tableau III.4 : Tableau des valeurs de pression dynamique.....	17
Tableau III.5 : Cpe pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire.....	18
Tableau III.6 : Cpe /Zone pour vent de direction 0°.....	18
Tableau III.7 : Cpe /Zone pour vent de direction 90°.....	18
Tableau III.8 : Surfaces du vent parois verticales 90°.....	19
Tableau III.9 : Surfaces du vent Toiture 90°.....	19
Tableau III.10 : Surfaces du vent parois verticales 0°.....	19
Tableau III.11 : Surfaces du vent Toiture V1 0°.....	19
Tableau III.12 : Surfaces du vent Toiture V2 0°.....	19
Tableau III.13 : Vent perpendiculaire au pignon 1 V1.....	20
Tableau III.14 : Vent perpendiculaire au pignon 1 V2.....	20
Tableau III.15 : Vent perpendiculaire au long pan 2 V3.....	20
Tableau III.16 : Vent perpendiculaire au long pan 2 V4.....	21
Tableau III.17 : Vent perpendiculaire au long pan 4 V5.....	21
Tableau III.18 : Vent perpendiculaire au long pan 4 V6.....	21

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Tableau IV.1 : valeurs des pénalités Pq.....	24
--	----

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Tableau V.1 : Caractéristiques des barres.....	27
Tableau V.2 : Vérification des pannes.....	35
Tableau V.3 : Dimensionnement des pannes.....	35
Tableau V.4 : Vérification des lisses.....	39

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.5 : dimensionnement des lisses.....	40
Tableau V.6 : Vérification des potelets.....	42
Tableau V.7 : Dimensionnement des potelets.....	43
Tableau V.8 : Vérification de la poutre de chainage.....	45
Tableau V.9 : les réactions max et min du pont.....	48
Tableau V.10 : Vérification de la poutre de roulement.....	50
Tableau V.11 : Dimensionnement de la poutre de roulement.....	50
Tableau V.12 : Vérification de support du chemin de roulement.....	53
Tableau V.13 : Dimensionnement de support du chemin de roulement.....	53
Tableau V.14 : Vérification des contreventements horizontal.....	57
Tableau V.15 : Dimensionnement des contreventements horizontal.....	57
Figure V.22 : disposition de palée de stabilité.....	60
Tableau V.16 : Vérification de stabilité inférieur.....	60
Tableau V.17 : Dimensionnement de stabilité inférieur.....	62
Tableau V.18 : Vérification de stabilité supérieure.....	62
Tableau V.19 : Dimensionnement de stabilité supérieure.....	69
Tableau V.20 : Réactions extrêmes par rapport au Repère global.....	69
Tableau V.21 : Déplacements Extrêmes des nœuds.....	69
Tableau V.22 : Les Efforts extrêmes.....	70
Tableau V.23 : Les Contraintes extrêmes.....	70
Tableau V.24 : Flèches extrêmes.....	70
Tableau V.25 : Vérification des traverses.....	70
Tableau V.26 : Dimensionnement des traverses.....	71
Tableau V.27 : Vérification des poteaux.....	73
Tableau V.28 : Dimensionnement des poteaux.....	73

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : CONCEPTION DES HANGARS EN CHARPENTE METALLIQUE

Figure I.1 : Terminologie d'une ossature métallique.....5

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

Figure II.1 : Modèle numérique de la structure 3D (Profilés).....10

Figure II.2 : Modèle numérique de la structure (cotations pignon file 1 et 2).....11

Figure II.3 : Modèle numérique de la structure (long-pan file A et E).....11

Figure II.4 : Modèle numérique de la structure (toiture).....12

Figure II.5 : Modèle numérique de la structure (implantation).....12

CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE

Figure III.1 : Toitures à deux versants à angles égaux.....14

Figure III.3 : Vent perpendiculaire au pignon V1.....18

Figure III.2 : Vent perpendiculaire au long pan V2.....18

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Figure IV.1 : L'effort tranchant à la base produit par le séisme sens X.....25

Figure IV.2 : L'effort tranchant à la base produit par le séisme sens Y.....26

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Figure V.1 : Distribution des charges permanentes.....28

Figure V.2 : Distribution des charges d'exploitation.....29

Figure V.3 : Distribution des charges de neige.....29

Figure V.4 : Distribution des charges de vent V1.....30

Figure V.5 : Distribution des charges de vent V2.....30

Figure V.6 : Distribution des charges de vent V3.....31

Figure V.7 : Distribution des charges de vent V4.....31

Figure V.8 : Distribution des charges de vent V5.....32

Figure V.9 : Distribution des charges de vent V6.....32

Figure V.10 : Zones de répartition de la charge.....33

Figure V.11 : Disposition des pannes.....34

Figure V.12 : disposition des liernes.....37

LISTE DES FIGURES

Figure V.13 : Disposition des lisses au pignon.....	38
Figure V.14 : Disposition des lisses au long-pan.....	39
Figure V.15 : Disposition des potelets.....	42
Figure V.16 : Disposition de la poutre de chaînage.....	45
Figure V.17 : Représentation d'un pont roulant.....	48
Figure V.18 : Disposition de la poutre de roulement.....	49
Figure V.19 : Les réactions du pont roulant.....	50
Figure V.20 : Disposition du support du chemin de roulement.....	53
Figure V.21 : Détails des contreventements.....	56
Figure V.22 : Disposition de contreventement horizontal.....	56
Figure V.23 : Disposition de palée de stabilité.....	59
Figure V.24 : Vue de face du portique	64
Figure V.25 : Numérotation des nœuds.....	65
Figure V.26 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS.....	65
Figure V.27 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.....	66
Figure V.28 : Diagramme des moments fléchissent à l'ELS.....	66
Figure V.29 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU.....	67
Figure V.30 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	67
Figure V.31 : Diagramme des moments fléchissent à l'ELU.....	68

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

Figure VI.1 : Représentation de l'assemblage poteau traverse.....	76
Figure VI.2 : Disposition des boulons de l'assemblage poteau traverse.....	77
Figure VI.3 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.....	85
Figure VI.4 : Disposition des boulons de l'assemblage traverse-traverse.....	85
Figure VI.5 : Représentation de l'assemblage poutre-poteau (âme).....	91
Figure VI.6 : Détails sur l'assemblage pied de poteau articulé.....	91
Figure VI.7 : Représentation de l'assemblage poteau - console.....	99
Figure VI.8 : Détails sur l'assemblage poteau - console.....	100
Figure VI.9 : Représentation de l'assemblage au gousset barre simple.....	108

LISTE DES FIGURES

Figure VI.10 : Détails sur l'assemblage au gousset barre simple.....	109
Figure VI.11 : Représentation de l'assemblage au gousset – deux barres.....	114
Figure VI.12 : Détails sur l'assemblage au gousset - deux barres.....	115
Figure VI.13 : Représentation de l'assemblage pied poteau encastré.....	121
Figure VI.14 : Détails sur l'assemblage pied de poteau encastré.....	121
Figure VI.15 : Représentation de l'assemblage pied poteau articulé.....	132
Figure VI.16 : Détails sur l'assemblage pied de poteau articulé.....	133

CHAPITRE VII : CALCUL DES FONDATIONS

Figure VII.1 : Détails de la fondation des poteaux.....	140
Figure VII.2 : Détails de la fondation des potelets.....	145

Introduction générale :

Au fil du temps, l'architecture ne cesse de s'améliorer à chaque changement, multipliant le nombre de programmes et de techniques en modifiant l'approche selon les méthodes et les matériaux utilisés dans la conception, selon les besoins et les capacités, tout en respectant les différentes réglementations. Maintenant, nous avons une variété d'options dans les matériaux tels que : béton armé, béton précontraint et acier.

L'acier dans la construction a longtemps été utilisé de façon marginale, l'acier n'a pas tout de suite trouvé son alphabet aristocratique, mais a été utilisé dans la construction de charpentes, dissimulées derrière des façades retenues dans la pierre.

Actuellement, la construction en Algérie est davantage basée sur des structures en béton, et l'utilisation de l'acier est limitée, bien que les structures en acier présentent plus d'avantages, tels que la légèreté, le montage rapide sur site, le démontage si nécessaire, et leur haute résistance à la traction permet l'utilisation de grandes portées et sa ductilité sismique.

Cela nous a poussés à choisir notre projet et à étudier dans ce domaine celui de la construction métallique.

La construction métallique est un domaine de la construction basé sur la construction mécanique des métaux, notamment de l'acier, regroupant toutes les disciplines visant à utiliser les métaux sous toutes leurs formes, quelle que soit le métal et sa forme. Constitué d'éléments usinés en atelier et assemblés sur place, il constitue une alternative économique aux châssis traditionnels.

La charpente métallique présente de nombreux avantages, parmi lesquels sa simplicité de mise en œuvre et les possibilités techniques qu'elle offre :

- **mise en œuvre rapide** : les éléments sont produits en usine, sur plans, seulement l'assemblage est effectué sur le chantier, ce qui permet un gain de temps ;
- **facilité du montage** : il existe des charpentes en kit pour tous ceux qui veulent pratiquer l'auto-construction. Cette solution ne convient évidemment pas à de grandes charpentes, nécessitant des engins de levage. Dans ce cas, il faudra faire appel à une entreprise spécialisée dans l'assemblage de charpentes métalliques ;
- **une solution économique** : la charpente métallique permet un gain financier d'environ 10% sur une charpente traditionnelle
 - ✓ des frais d'entretien pour ainsi dire inexistant
 - ✓ une charpente durable et robuste, tout en étant légère ;
- **une solution écologique**, contrairement au bois, la charpente métallique n'a pas à être imprégnée de fongicide.

L'inconvénient majeur de la charpente métallique est le manque de résistance au feu, car la structure peut se déformer en raison des températures élevées. Une protection incendie est donc nécessaire.

L'ensemble de la structure doit être conçu de manière à ce que les efforts extérieurs appliqués à la structure traversent ces différents éléments et les fixations qui assurent la liaison entre ces éléments, jusqu'à la fondation, sans endommager la structure.

Dans le présente mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, un hangar industriel avec un pont roulant. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master II.

CHAPITRE I :

**Conception des structures de
halles**

I.1. Les portiques :

Un portique est un système de tiges situées dans le même plan, capable de résister aux charges verticales et horizontales agissant sur ce plan grâce à la liaison encastree entre les tiges et les supports. Les connexions entre les barres encastrees sont également appelées connexions "rigides". Les charges agissant sur le cadre induisent des contraintes de flexion, des forces axiales et des forces de cisaillement dans tout ou partie des armatures. Les portiques peuvent être à une travée ou à plusieurs travées.

Dans une ossature, certaines liaisons poutre-poutre, poutre-poteau et poteau-fondation peuvent être des rotules, et d'autres peuvent être des contraintes. S'il y a trop de joints, le système structurel devient instable, c'est-à-dire qu'il ne peut pas équilibrer les charges : la structure s'effondre, certains mouvements se produisent librement et les tiges ne se déforment pas. Lorsqu'un système structurel est instable, il restera stable même avec une résistance accrue du renforcement.

Différentes dispositions de montage permettent le type de raccordement choisi (connecteur ou encastree). Pour les poutres et poteaux en treillis, il existe une rotule à l'intersection des membrures et un encastrement dans le cas contraire.

Le remplacement des charnières par des charnières encastrees permet d'économiser la quantité d'acier nécessaire à la tige, mais augmente les coûts de montage.

I.2. Les contreventements :

Les contreventements sont le système structurel à travers lequel les charges horizontales agissant sur un bâtiment s'écoulent jusqu'à la fondation. Les principaux systèmes sont :

- Les portiques, qui sont capables reprendre les charges horizontales agissant dans leur plan ;
- Les ensembles contreventement de versants et palées de stabilité, qui constituent une grande barre à treillis de forme brisée, composée de deux portiques. Ils sont destinés à reprendre les charges horizontales agissant perpendiculairement au plan des portiques.

Dans les contreventements et stabilisateurs de talus, les diagonales sont généralement des éléments minces (coins ou cercles pleins), disposés en croix de Saint-André. Ensuite, seules les diagonales tendues sont considérées, car les diagonales comprimées ont relativement peu de résistance due au flambage ; selon la direction de la force horizontale, l'une ou l'autre branche de la croix est étirée. Si un tuyau de bonne résistance à la compression est utilisé comme diagonale, au lieu d'un angle ou d'un congé, une seule diagonale suffit au lieu d'une croix : elle est soit en traction, soit en compression, selon la direction de la charge horizontale.

Les contreventements de talus et les contreventements stabilisateurs jouent également un rôle important dans l'instabilité pouvant affecter les barres d'acier qui composent l'ouvrage (flambement des poteaux, flambement des poutres) : ils ont pour effet de réduire la longueur de flambement ou le renversement de ces barres.

I.3. Conception des hangars :

Pour tout bâtiment, on doit définir une conception de structure, puis effectuer le dimensionnement des barres et assemblages :

-une conception de structure est satisfaisante si elle est économique, réalisable et si elle assure la stabilité d'ensemble du bâtiment. Pour cela, il faut que les éléments de structure soient disposés de telle sorte qu'ils permettent aux charges verticales et aux charges horizontales (longitudinales et transversales) de circuler depuis leur point d'application jusqu'aux fondations ;

-un dimensionnement est satisfaisant s'il est économique, si chaque élément est capable de résister aux sollicitations maximales dues aux charges de calcul et autres actions, et si les déplacements de la structure restent inférieurs aux limites admissibles.

On parle de bâtiments (bâtiments industriels, salles de sport ou de spectacle, etc.) dont les structures supportent simplement les façades et masquent les halles. Ces bâtiments ont généralement une base rectangulaire. Les systèmes suivants sont les plus couramment utilisés :

-une ossature principale constituée de portiques, régulièrement espacés ;

-une ossature secondaire constituée d'éléments plus fins (pannes et lisses), reliant ces portiques et assemblés par des articulations à ceux-ci ;

-un dispositif de contreventement disposé entre deux portiques :

Contreventement(s) de versant et palées de stabilité.

Les efforts horizontaux longitudinaux (vent agissant sur le pignon) sont repris par les raidisseurs de pignon et les colonnes de porche en bordure, les transférant en partie aux blocs de fondation sous les pieds et en partie au niveau du platelage où ils se déplacent. Soutenu par la pente, puis abaissé à la fondation par les colonnes stabilisatrices. Les efforts latéraux horizontaux (vent agissant sur les grands côtés du bâtiment) et verticaux (charges permanentes, neige, composante verticale du vent sur le toit) sont portés par le portique

La portée de tels portiques est généralement comprise entre 10 m et 15 m. Pour les portées inférieures à 20 m, des armatures laminées IPE et HEA sont généralement utilisées, et la hauteur de la section de poutre est d'environ 1/35 à 1/40 de celle des portées supérieures à 30 m. Taille insuffisante des poutres laminées disponibles. Utilisez ensuite des PRS (Restructuration des Sections Soudées) ou des poutres en treillis.

L'espacement des cadres des cadres de petite portée (10m-20m) est d'environ 5m-6m, et l'espacement des cadres des cadres de longue portée (30m-50m) peut atteindre 10m-12m.

Lorsque la longueur du bâtiment est inférieure à 50 m, il n'y a généralement qu'un seul contreventement diagonal, qui est placé sur le plan horizontal de la colonne stabilisatrice. Lorsque cette longueur est comprise entre 50 m et 100 m, les poteaux stabilisateurs sont situés dans la longueur médiane du bâtiment, auquel cas un contreventement diagonal est parfois placé à chaque extrémité du bâtiment, entre l'ossature de rive et le porche adjacent entre les deux.

Les colonnes stabilisatrices sont généralement en forme de croix de Saint-André, mais d'autres dispositions sont également possibles, par exemple : tubes diagonaux simples, V inversé, double croix de Saint-André... Elles sont parfois remplacées par des portiques stabilisateurs, qui sont plus coûteux et plus déformable, mais permet un passage sans entrave entre les poteaux.

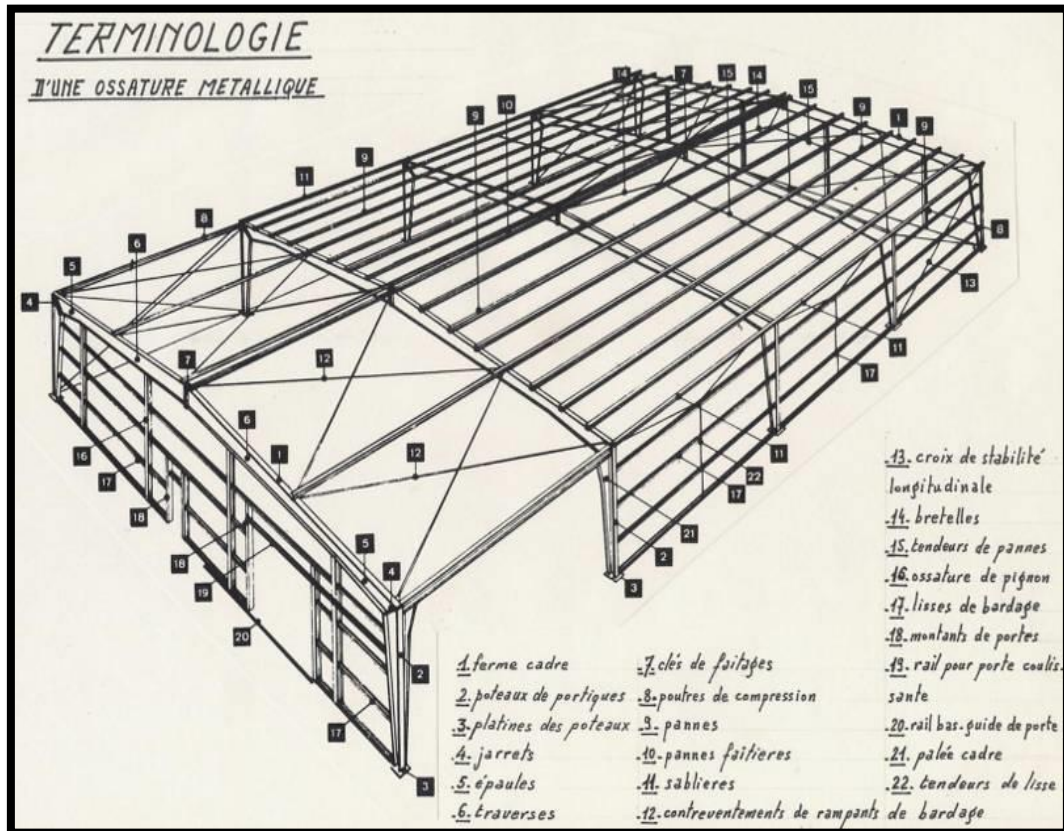


Figure I.1 : Terminologie d'une ossature métallique.

CHAPITRE II :

Présentation du projet

II.1. Introduction :

La charpente métallique, ou même l'ossature métallique, sont traditionnellement utilisées dans les bâtiments industriels ou agricoles. Ils peuvent couvrir de grandes surfaces structurelles dans les salles de stockage. Aujourd'hui, les charpentes métalliques sont également utilisées pour les toitures de garages ou d'abris de jardin. Il est encore peu utilisé dans la construction de logements, mais son utilisation dans l'habitat collectif ou privé est appelée à se développer.

L'ensemble de la structure doit être conçu de manière à ce que les efforts extérieurs appliqués à la structure traversent ces différents éléments et les fixations qui assurent la liaison entre ces éléments, jusqu'à la fondation, sans endommager la structure.

II.2. Objet :

Ce projet a pour but de calcul et dimensionnement de la structure métallique d'un hangar métallique (20X60X8) m, avec un pont roulant de 5 tonnes à usage industriel, située à GUELMA.

II.3. Descriptif du projet :

- Longueur : **60 m**
- Largeur : **20 m**
- La hauteur totale $H = 9.5 \text{ m}$
- La hauteur de la toiture $h = 1.5 \text{ m}$
- Pente : **9%**
- Couverture en panneau sandwich TL75 et bardage en panneau sandwich LL35 sur les deux long-pans.
- Ossature contreventée par portiques/palées triangulées en X et V.

1. Les surfaces :

- Surface d'un pignon = **175 m²**
- Surface d'un long-pan = **480 m²**
- Surface d'un versant de la toiture = **607 m²**
- Les ouvertures :
- Un portail pour le pignon de dimension **(6 x 5) m²**
- 4 porte pour long-pan droite de dimension **(6 x 8) m**

2. Logiciel utilisés :

- Logiciel de calcul robot RSA 2017.
- AutoCAD 2019.

3. Règlement et matériaux utilisés :

3.1. Règlements utilisés :

- **DTR BC 2.2** : charges permanentes et charges d'exploitation.
- **DTR BC 2.48 : RPA99 v.2003** règle parasismique.
- **DTR C 2-4.7** : Règlement neige et vent **RNV 2013**.
- **CCM97** : Règles de conception de calcul les structures en acier **DTR BC 2.44**.

3.2. Matériaux utilisés :

- **Béton :**

Le béton sera confectionné suivant une composition établie par le laboratoire selon les hypothèses du BET $f_{c28} = 25\text{MPa}$ pour, les éléments, structuraux.

- a) $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ résistance à la compression
- b) $f_{t28} = 2,10\text{ MPa}$ résistance à la traction

Etat limite ultime :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

$\theta = 1$ situation normale.

$\theta = 0.85$ situation accidentelle

$\gamma_b = 1.5$ (situation normale)

$\gamma_b = 1.15$ (situation accidentelle)

$f_{bu} = 14.17\text{ MPa}$ (situation normale)

$f_{bu} = 21.74\text{ MPa}$ (situation accidentelle)

Etat limite de service :

La contrainte de compression dans le béton est limitée à $0.6 \times f_{c28}$.

$$f_{bs} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$f_{bs} = 15 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale CBA art (A.2.1.2.1 et A .2.1.2.2)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ module instantané}$$

$$E_{i28} = 32164.195 \text{ MPA}$$

$$E_{d28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ module différé}$$

$$E_{d28} = 10818.865 \text{ MPA.}$$

- Acier :

Résistance caractéristique de calcul

1) Acier Haute à adhérence (FeE400) :

- Sollicitations sous actions fondamentale :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

2) Acier doux (FeE215) :

Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{215}{1,15} = 187 \text{ MPa}$$

Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{215}{1,15} = 187 \text{ MPa}$$

- Nuance d'acier S275.
- Boulons à haute résistance de classe 8-8
- Boulons ordinaires de classe 4-6.

4. Données du projet :

- Site d'implantation : **Guelma**
- Zone de vent : **(Zone II)**
- Surcharge de neige : **$S_e=18 \text{ kg/m}^2$ (Région A)**
- Altitude géographique : **$H=100\text{m}$**

Selon le rapport géotechnique :

- La contrainte admissible du sol = 2 Bars

4.1. Pré-dimensionnement des éléments de la structure :

On adopte les profilés suivants pour chaque élément de structure :

Eléments	Profilé
Poteaux	HEA320
Traverses	IPE 360
Potelets	IPE 220
Lisses	UPN 120
Pannes	IPE 120
Contreventements horizontales	CAE 60×60×6
Palée de stabilité inférieure	CAE 120×120×12
Palée de stabilité supérieure	CAE 80×80×8
Poutre de chaînage	HEA 120
Support de poutre de roulement	HEA 320
Poutre de roulement	HEA 260

Tableau II.1 : Pré-dimensionnement des éléments de la structure.

5. Modélisation de la structure :

Au démarrage du logiciel, une fenêtre apparaît pour sélectionner le type de structure qu'on veut étudier, pour faciliter la modélisation on a choisi le module 3D « Etude d'une coque ».

La première chose qui nous devons faire est d'ajuster les préférences de l'affaire (unités et formats, matériaux, catalogues, normes de conception...).

Pour la représentation d'une structure réelle, par un modèle numérique dans le logiciel Robot, on a besoin de :

- La définition des lignes de construction de la structure suivant les trois directions ;
- La définition des sections des éléments qui constituent la structure ;
- La représentation et le dessin de la structure graphiquement par les éléments définis ;
- La définition des appuis dans la structure ;
- La définition des cas de charge et des combinaisons et application des charges sur la structure.

Après la modélisation, la structure est présentée sur les figures suivantes :

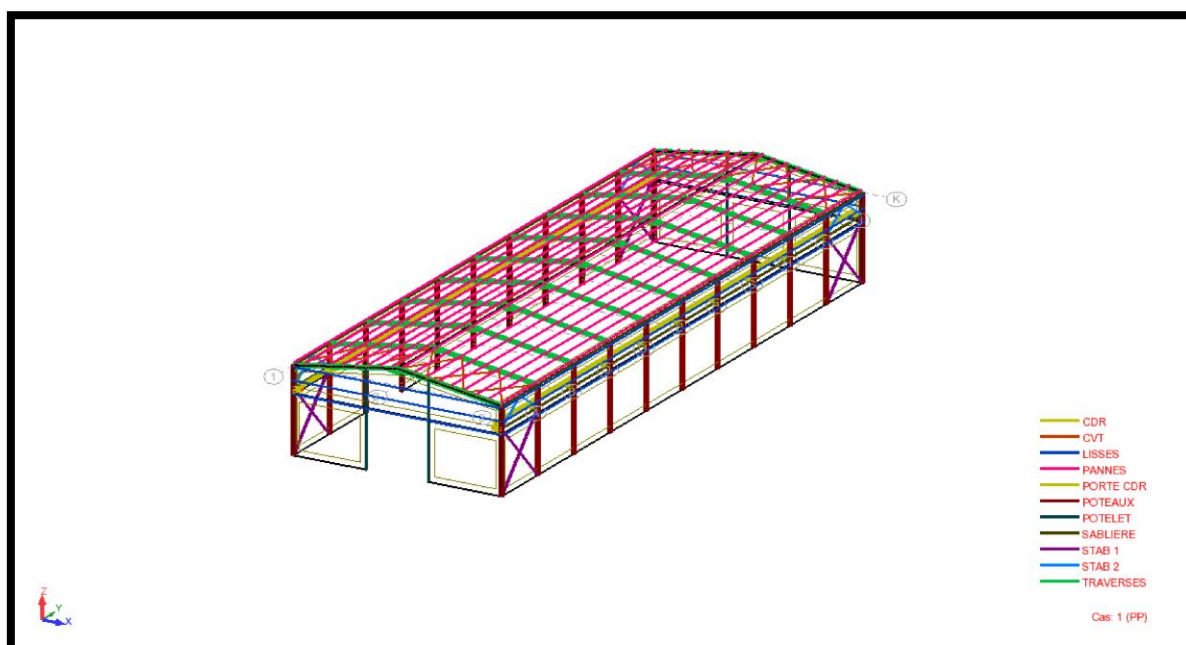


Figure II.1 : Modèle numérique de la structure 3D (Profilés)

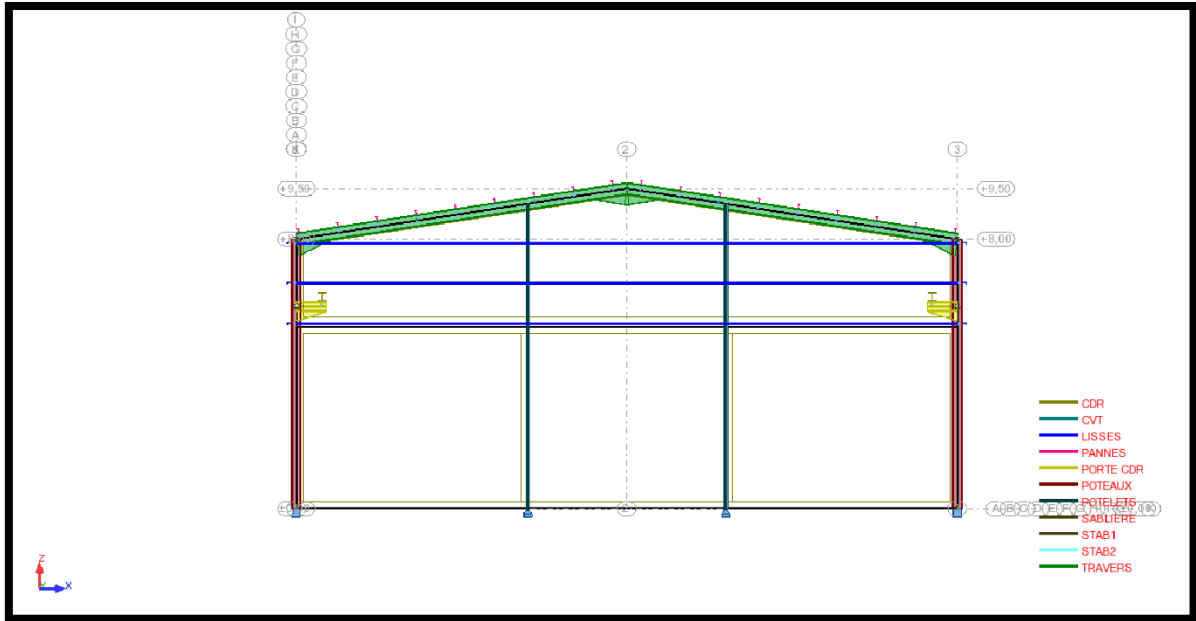


Figure II.2 : Modèle numérique de la structure (cotations pignon file 1 et 2)

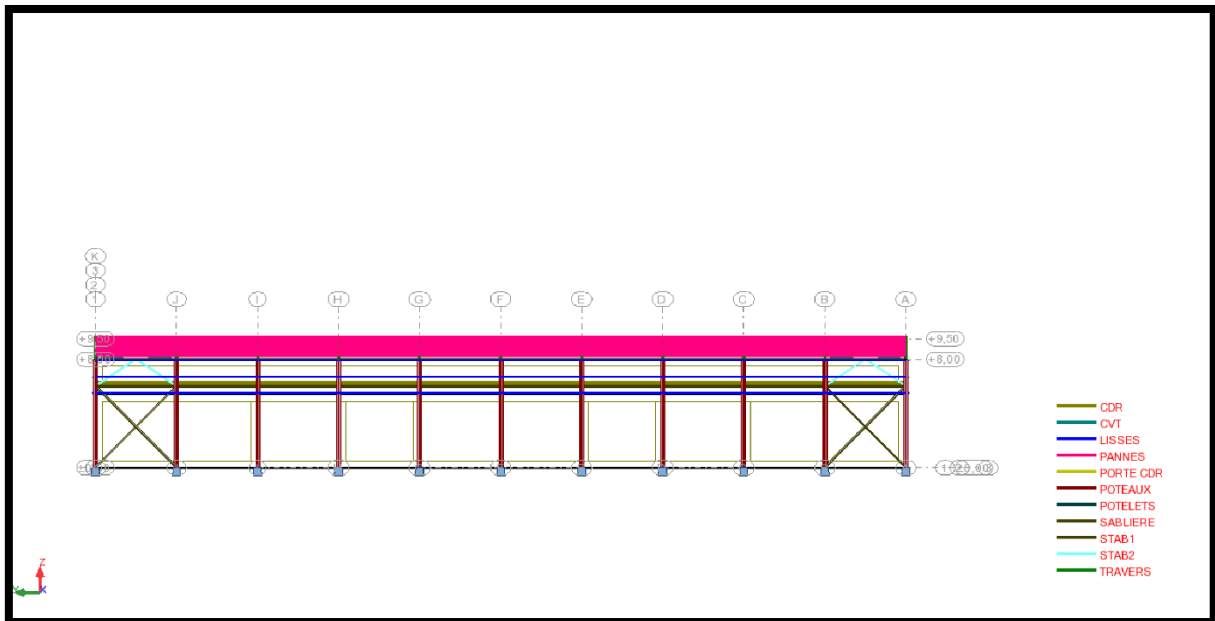


Figure II.3 : Modèle numérique de la structure (long-pan file A et E)

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

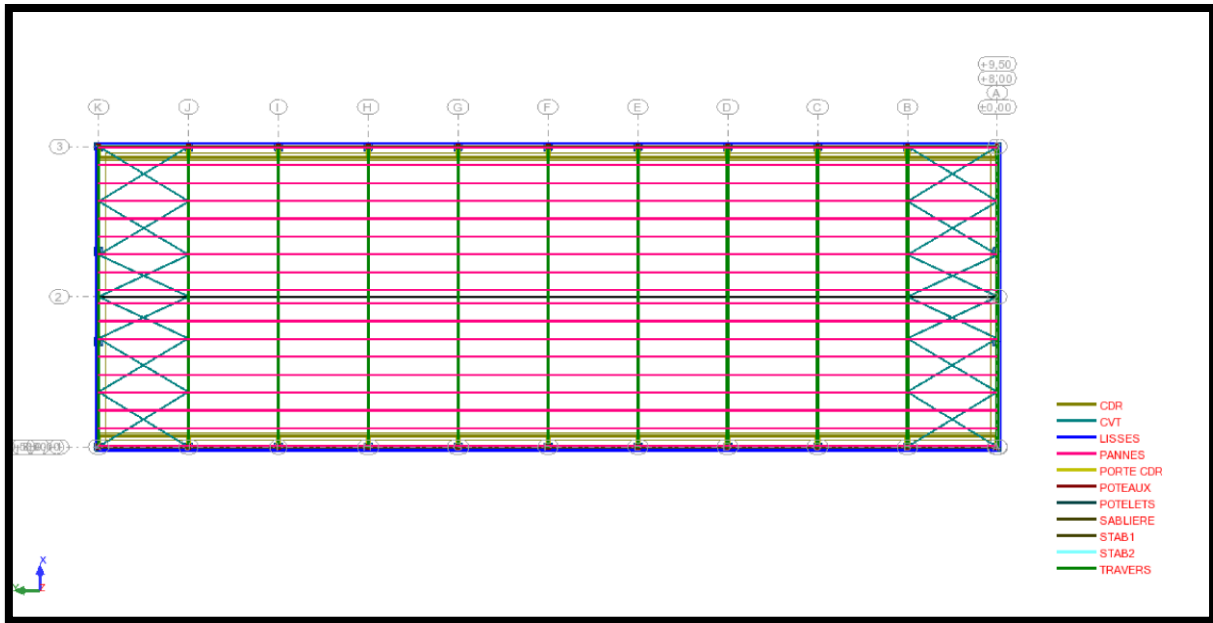


Figure II.4 : Modèle numérique de la structure (toiture)

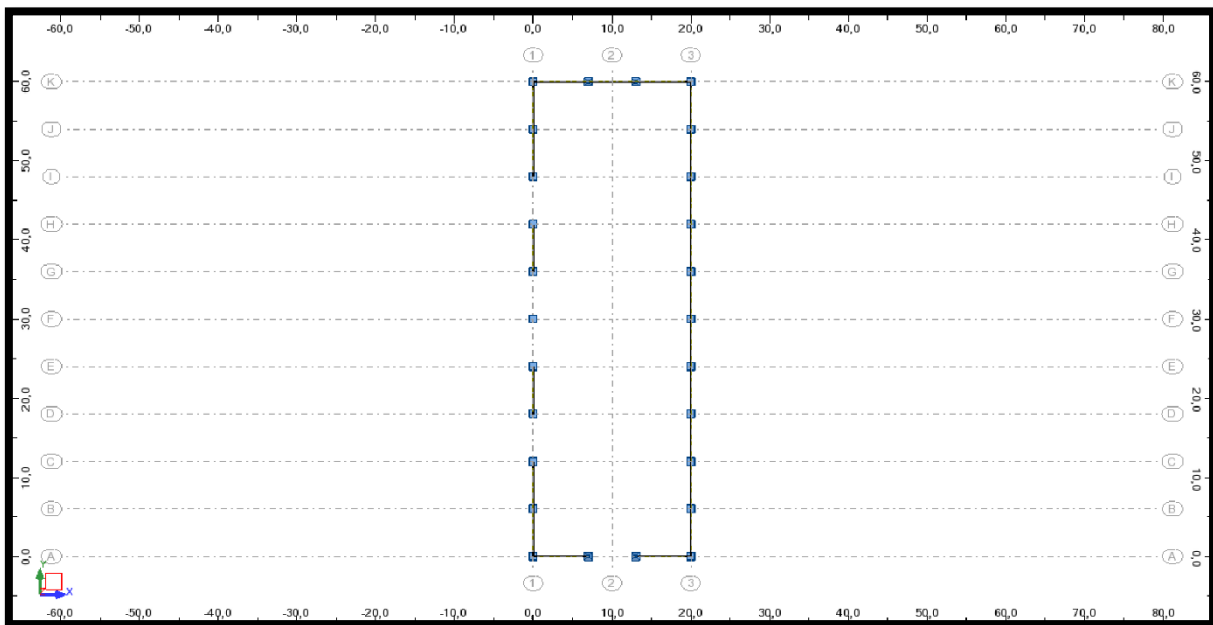


Figure II.5 : Modèle numérique de la structure (implantation)

6. Evaluation des charges et des surcharges :

Charge permanente G		
Panneau sandwich TL 75	14 Kg/m ²	
Panneau sandwich LL 35	14 Kg/m ²	
Mur maçonnerie 15 cm	26.2 Kg/m ²	
Charge d'exploitation Q		
Q Entretien (Terrasse Inaccessible)	100 Kg/m ²	
Pont roulant	5000 Kg	
Réactions Pont roulant	R_{max}	5200 Kg
	R_{min}	2200 Kg
	R_{Vmax}	6000 Kg
	R_{Vmin}	2600 Kg
	R_{Lmax}	1100 Kg
	R_{Lmin}	500 Kg
	R_{Hmax}	600 Kg
	R_{Hmin}	250 Kg

Tableau II.2 : Evaluation des charges et surcharges

CHAPITRE III :

Etude climatique

III.1. Introduction :

Les effets du vent et de la neige sur les structures métalliques tendent à être plus prédominants et une étude approfondie et détaillée doit être menée avec soin pour déterminer les différentes actions et demandes.

La réglementation en vigueur (**RNV 2013**) nous donne les principes généraux et les procédures à suivre pour mieux anticiper ces phénomènes et effectuer les calculs de conformité.

1. Dimension de l'ouvrage :

- Longueur : **a = 60 m**
- Largeur : **b = 20 m**
- Hauteur totale : **H = 9.5 m**
- Hauteur des poteaux : **h = 8.00 m**
- Toiture double versant de degré $\alpha = 9^\circ$.

2. Les données relatives au site :

- Lieu de réalisation : GUELMA
- Altitude géographique (par rapport au niveau de la mer) : **H_G = 100m**
- Zone de neige : **A**
- Zone de vent : **I**
- Site plat : **C_t(z)=1**
- Catégorie du terrain : **III**

III.2. Etude de la neige :

Le but principal de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige notamment sur la toiture.

- Altitude géographique : H_G=100m
- Zone de neige : A

La charge de la neige sur la toiture est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad \text{'R.N.V.2013' p18}$$

Toitures à deux versants à angles égaux :

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 9^\circ$$

*Coefficient d'ajustement des charges μ :

On est dans le cas :

$$0 \leq \alpha = 8^\circ \leq 30^\circ \quad \text{'R.N.V.2013' tableau 2 p25}$$

Donc le coefficient de forme II

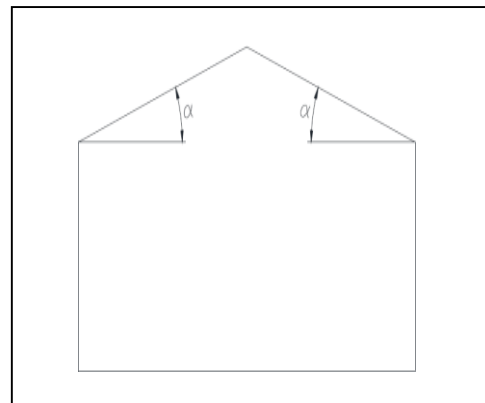


Figure III.1 : Toitures à deux versants à angles

1. La charge de la neige sur le sol :

Notre projet est implanté dans la wilaya de GUELMA classé en zone A selon ‘R.N.V.2013’ p37

ZONE	A	B	C	D
Sk	$\frac{0.07.H + 15}{100}$	$\frac{0.04.H + 10}{100}$	$\frac{0.0325.H + 10}{100}$	Pas de charge de neige

Tableau III.1 : Charge de la neige sur le sol dans chaque zone

Guelma Zone A : $S_k = \frac{0.07 \cdot H + 15}{100} = \frac{0.07 \cdot 100 + 15}{100} = 0.22 \text{ KN/m}^2$

Terrasse inaccessible : $\mu : 0 \leq \alpha \leq 30^\circ \quad . \quad 0 \leq 9^\circ \leq 30^\circ \quad \mu = 0.8$

$\Rightarrow S = 0.18 \text{ KN/m}^2$

II.3. Etude de vent :

Le vent est une action horizontale très importante, qui agit directement sur la structure dans ces deux directions principales, pour laquelle il a été intensivement étudié lors du dimensionnement de la charpente métallique. L'étude a été réalisée à partir des propriétés dépendantes du vent des structures et des sites d'implantation dans notre cas comme suit :

- Wilaya de GUELMA appartient à zone de vent II
- Le terrain est de catégorie III
- Le site d'implantation est un site plat $C_t(z)=1.0$

La pression aérodynamique due au vent est donnée par la formule suivante :

$W(z) = q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pe})$ (Formule 2-6 RNV/2013) p57

La pression due au vent :

$q = C_d \times W(z)$

$q = C_d \times q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pe})$

1. Calcul du coefficient dynamique Cd :

Le coefficient dynamique Cd est donné en chapitre 3 de RNV/2013. Dans le cas de notre projet la hauteur totale de la structure H=9.5 m est strictement inférieur à 15 m donc on peut prendre la valeur simplifiée de Cd

$C_d = 1$

2. Détermination de la pression dynamique :

$q_p(z) = q_{ref} \cdot C_e(z)$ (2.1 RNV/2013) p50

2.1. Détermination de q_{ref} :

Zone II $\rightarrow q_{ref} = 43.5 \text{ daN/m}^2$ [Tableau 2.2 R.N.V/2013] P50

2.2. Calcul de coefficient d'exposition au vent C_e :

$C_e(z) = C_t^2(z) \cdot C_r^2(z) [1 + 7I_v(z)]$ [(2.2)-R.N.V/2013] P51

Tel que :

$C_r(z)$: Le coefficient de rugosité

$C_t(z)$: Le coefficient de topographie

$I_v(z)$: Intensité de la turbulence

- **Calcul de coefficient de rugosité C_r :**

$C_r(z) = kT \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ pour $z_{min} \leq z \leq z_{max} = 200m$

$C_r(z) = C_r(z_{min})$ pour $z < z_{min}$ [(2.3)-R.N.V/2013] P53

- **Hauteur de référence :**

- Parois verticale
 $h = 8.00m \leq b = 20.7m$

$z_e = h = 8.00 \text{ m}$

- Toiture
 z_e est pris égale à la hauteur maximale H

$z_e = H = 9.5 \text{ m}$ (Selon [RNV 2013 § 2 (2.3.2)])

Ce qui fait :

$z_{min} = 5.00m \leq z \leq z_{max} = 200m$

Donc :

$C_r(z) = kT \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$

Terrain catégorie III : (selon [R.N.V.2013] tableau 2.4 P53)

Zone	$q_{ref} \text{ (daN/m}^2\text{)}$
I	37.5
II	43.5
III	50.0
IV	57.5

Tableau III.2 : valeurs de la pression dynamique de référence.

Catégorie de terrain	K_T	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	ε
III zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments ou des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanents)	0.215	0.3	5	0.61

Tableau III.3 : Définition de catégorie de terrain.

Tel que :

K_T : facteur du terrain.

Z_0 : paramètre de la rugosité [m].

Z_{min} : hauteur minimale [m].

- **Intensité de turbulence I_v :**

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{pour } z > z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln \frac{z_{min}}{z_0}} \quad \text{pour } z \leq z_{min}$$

[(2.5)-R.N.V/2013] P57

On est dans le cas où $z > z_{min}$ avec $C_t(z) = 1.0$

$CD = 1 < 1.2 \rightarrow$ structure peu sensible

2.3. Tableau des valeurs de pression dynamique :

	$Z_e(m)$	$C_r(Z_e)$	$I_v(Z)$	$C_e(Z_e)$	$q_{réf} (N/m^2)$	$q_{dyn} (N/m^2)$
Parois	8	0.70	0.30	1.52	435	661
Toiture	9.5	0.74	0.29	1.66	435	721

Tableau III.4 : Tableau des valeurs de pression dynamique.

3. Calcul de la pression du vent :

$$W(z) = q_{dyn}(z) * (C_{pe} - C_{pi})$$

Vent \perp Pignon \rightarrow V1

Vent \perp long pan \rightarrow V2

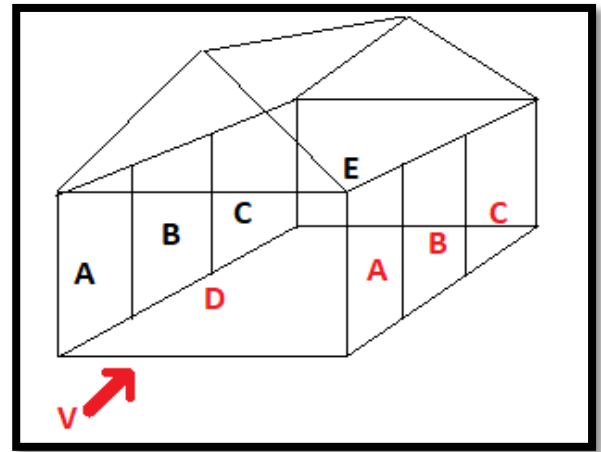
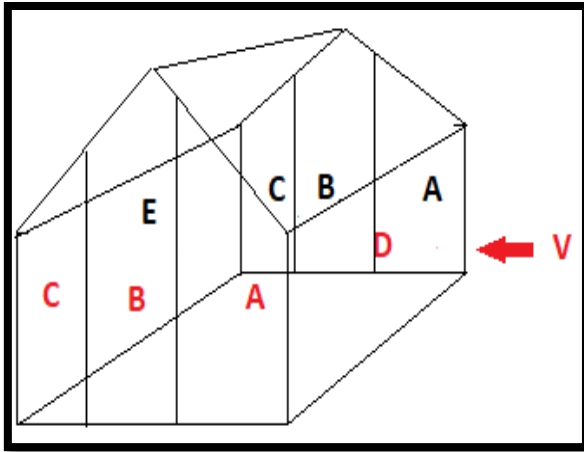


Figure III.2 : Vent perpendiculaire au long pan V2

Figure III.3 : Vent perpendiculaire au pignon V1

Pour les coefficients de pression intérieure on prend les deux valeurs extrêmes (les plus défavorables) : (+0.8 ; -0.5)

A	B	C	D	E
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau III.5 : Cpe pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire.

3.1. Calcul du Coefficient de pression extérieur pour les toitures à 2 versants :

Puisque $\alpha = 9^\circ$, donc les valeurs de Cpe sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de Cpe (5°) et Cpe (15°) par la formule suivante :

Zone	F	G	H	J	I
C _{pe} (5°)	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	-0.6
C _{pe} (15°)	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0
C _{pe} (9°)	-1.38	-1.04	-0.48	-0.52	-0.76

Tableau III.6 : Cpe /Zone pour vent de direction 0°

Zone	F	G	H	I
C _{pe} (5°)	-1.6	-1.3	-0.7	-0.6
C _{pe} (15°)	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5
C _{pe} (9°)	-1.41	-1.3	-0.64	-0.54

Tableau III.7 : Cpe /Zone pour vent de direction 90°

CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE

Les tableaux suivants présentent les surfaces du vent dans chaque direction :

Surfaces du vent parois verticales 90°			
	e < d		
	Cpe	S	(Cpe)
(Zone A)	-1	30.4	-0.62
(Zone B)	-0.8	152	
(Zone C)	-0.5	328	
(Zone D)	0.8	160	0.8
(Zone E)	-0.3	160	-0.3

Tableau III.8 : Surfaces du vent parois verticales 90°

Surfaces du vent Toiture 90°			
	e < d et e ≥ d		
	Cpe	S	(Cpe)
S (Zone F)	-1.48	9.03	-0.61
S (Zone G)	-2	9.98	
S (Zone H)	-0.66	76.00	
S (Zone I)	-0.56	505.00	

Tableau III.9 : Surfaces du vent Toiture 90°

Surfaces du vent parois verticales 0°			
	e < d		
	Cpe	S	(Cpe)
(Zone A)	-1	32.49	-0.82
(Zone B)	-0.8	137.18	
(Zone C)	-0.5	8.55	
(Zone D)	0.8	480	0.8
(Zone E)	-0.3	480	-0.3

Tableau III.10 : Surfaces du vent parois verticales 0°

Surfaces du vent Toiture V1 0°			
	e < d et e ≥ d		
	Cpe	S	(Cpe)
S (Zone F)	-1.38	9.03	-0.61
S (Zone G)	-1.04	95.95	
S (Zone H)	-0.48	486.00	
S (Zone I)	-0.52	114.00	-0.71
S (Zone J)	-0.76	486	

Tableau III.11 : Surfaces du vent Toiture V1 0°

Surfaces du vent Toiture V2 0°			
	e < d et e ≥ d		
	Cpe	S	(Ce1)
S (Zone F)	0.2	9.03	0.20
S (Zone G)	0.2	95.95	
S (Zone H)	0.2	486.00	
S (Zone I)	-0.4	114.00	-0.89
S (Zone J)	-1	486	

Tableau III.12 : Surfaces du vent Toiture V2 0°

CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE

Les valeurs finales de pression du vent sont mentionnées dans les tableaux suivant :

RECAPITULATIF (2 DIRECTIONS)					
V1 : Vent perpendiculaire au pignon 1					Cpi = + 0.8
	qdy (dan/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(dan/m²)=qdy.(Cpe-Cpi)
Pignon 1 (Zone D)	66.1	0.80	0.80	0.00	0
Pignon 2 (Zone E)	66.1	-0.30	0.80	-1.10	-72.71
Long pan 1 (Zone A-B-C)	66.1	-0.62	0.80	-1.42	-93.80
Long pan 2 (Zone A-B-C)	66.1	-0.62	0.80	-1.42	-93.80
Toiture	72.1	-0.61	0.80	-1.41	-101.69

Tableau III.13 : Vent perpendiculaire au pignon 1 V1

V2 : Vent perpendiculaire au pignon 1					Cpi = - 0.5
	qdy (dan/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(dan/m²)=qdy.(Cpe-Cpi)
Pignon 1 (Zone D)	66.1	0.80	-0.50	1.30	85.93
Pignon 2 (Zone E)	66.1	-0.30	-0.50	0.20	13.22
Long pan 1 (Zone A-B-C)	66.1	-0.62	-0.50	-0.12	-7.87
Long pan 2 (Zone A-B-C)	66.1	-0.62	-0.50	-0.12	-7.87
Toiture	72.1	-0.61	-0.50	-0.11	-7.96

Tableau III.14 : Vent perpendiculaire au pignon 1 V2

V3 : Vent perpendiculaire au long pan 2					Cpi = + 0.8 ; variante 1
	qdy (dan/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(dan/m²)=qdy.(Cpe-Cpi)
Pignon 1 (Zone A-B-C)	66.1	-0.82	0.80	-1.62	-107.22
Pignon 2 (Zone A-B-C)	66.1	-0.82	0.80	-1.62	-107.22
Long pan 1 (Zone D)	66.1	0.80	0.80	0.00	0.00
Long pan 2 (Zone E)	66.1	-0.30	0.80	-1.10	-72.71
Toiture (Versant au vent)	72.1	-0.61	0.80	-1.41	-101.35
Toiture (Versant SOUS vent)	72.1	-0.71	0.80	-1.51	-109.19

Tableau III.15 : Vent perpendiculaire au long pan 2 V3

CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE

V4 : Vent perpendiculaire au long pan 2					Cpi = - 0.5 ; variante 1
	qdy (dan/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(dan/m ²)=qdy.(Cpe-Cpi)
Pignon 1 (Zone A-B-C)	66.1	-0.82	-0.50	-0.32	-21.29
Pignon 2 (Zone A-B-C)	66.1	-0.82	-0.50	-0.32	-21.29
Long pan 1 (Zone D)	66.1	0.80	-0.50	1.30	85.93
Long pan 2 (Zone E)	66.1	-0.30	-0.50	0.20	13.22
Toiture (Versant au vent)	72.1	-0.61	-0.50	-0.11	-7.62
Toiture (Versant SOUS vent)	72.1	-0.71	-0.50	-0.21	-15.46

Tableau III.16 : Vent perpendiculaire au long pan 2 V4

V5 : Vent perpendiculaire au long pan 4					Cpi = + 0.8 ; variante 2
	qdy (dan/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(dan/m ²)=qdy.(Cpe-Cpi)
Pignon 1 (Zone A-B-C)	66.1	-0.82	0.80	-1.62	-107.22
Pignon 2 (Zone A-B-C)	66.1	-0.82	0.80	-1.62	-107.22
Long pan 1 (Zone D)	66.1	0.80	0.80	0.00	0.00
Long pan 2 (Zone E)	66.1	-0.30	0.80	-1.10	-72.71
Toiture (Versant au vent)	72.1	0.20	0.80	-0.60	-43.26
Toiture (Versant SOUS vent)	72.1	-0.89	0.80	-1.69	-121.56

Tableau III.17 : Vent perpendiculaire au long pan 4 V5

V6 : Vent perpendiculaire au long pan 4					Cpi = - 0.5 ; variante 2
	qdy (dan/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(dan/m ²)=qdy.(Cpe-Cpi)
Pignon 1 (Zone A-B-C)	66.1	-0.82	-0.50	-0.32	-21.29
Pignon 2 (Zone A-B-C)	66.1	-0.82	-0.50	-0.32	-21.29
Long pan 1 (Zone D)	66.1	0.80	-0.50	1.30	85.93
Long pan 2 (Zone E)	66.1	-0.30	-0.50	0.20	13.22
Toiture (Versant au vent)	72.1	0.20	-0.50	0.70	50.47
Toiture (Versant SOUS vent)	72.1	-0.89	-0.50	-0.39	-27.83

Tableau III.18 : Vent perpendiculaire au long pan 4 V6

II.4. Conclusion :

A la fin de ce chapitre on a arrivées à déterminer les différentes charges climatiques auxquels notre structure est exposée.

CHAPITRE IV :

Etude sismique

IV.1. Introduction :

De toutes les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la Terre, les tremblements de terre sont sans doute les plus dévastateurs dans les zones urbaines. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des ouvrages capables de résister à de tels phénomènes afin de protéger au moins de manière tolérable la vie humaine. Ces dernières sont généralement basées sur des études dynamiques de structures en mouvement.

L'objet de ce chapitre est d'évaluer les contre-mesures sismiques susceptibles d'être nécessaires.

Notre structuration. Il existe plusieurs méthodes et approches pour évaluer et calculer. Parmi elles on peut citer :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas. Mais pour appliquer la méthode statique équivalente, La structure doit répondre à plusieurs conditions.

IV.2 Le choix de la méthode :

Dans notre projet on a utilisé La méthode statique équivalente.

1. Condition d'application :

Pour notre étude nous avons choisi l'approche statique équivalente dont le choix dépend surtout de la simplicité de la structure (symétrie essentielle), de sa hauteur limitée ($h = 10\text{m} < 65\text{m}$ (zone II)) et de sa présence dans la régularité en plan ($24/20 = 1,2 < 4$) et l'altitude. Globalement, notre structure satisfait à toutes les conditions listées dans l'article RPA 99 version 2003 (4.1.2).

2. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces dynamiques réelles présentes. Elle se produit pendant la construction à travers un système fictif de forces statiques, dont l'effet est considéré comme équivalent à celui de l'action sismique.

IV.3 Evaluation de la force sismique :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure est calculée pour les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad \text{« Formule 4.1 - RPA99 / 2003 »}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids totale de la structure

1. Détermination du coefficient d'accélération de zone « A » :

L'ouvrage sera implanté à la ville de GUELMA qui est classé selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003 :

Zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone sismique : **IIa**

Groupe d'usage : **2** → **A= 0.15** (Tableau 4.1 - RPA99 / 2003)

2. Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Selon le RPA la valeur de R est donnée par le tableau **4.3 du RPA99 V2003** en fonction du système de contreventement.

Notre structure qui est une Ossature contreventée par palées triangulées en X

→ R=4

3. Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Ce coefficient est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{« Formule 4.2 - RPA99/2003 »}$$

Avec :

η : facteur de correction d'amortissement

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

T : la période fondamentale de la structure

• **Le pourcentage d'amortissement ξ :**

Le pourcentage d'amortissement ξ est donné en fonction du matériau constitutif, du type et de l'importance du remplissage.

Pour acier/léger $\rightarrow \xi = 4\%$ (tableau 4.2 du RPA 99 V2003)

• **Facteur de correction d'amortissement η :**

Facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{« Formule 4.3 - RPA99 / 2003 »}$$

Ce qui fait : $\eta = \sqrt{7/(2 + 4)} = 1.08 \geq 0.7$

$$T = C_T \cdot (h_N)^{3/4} \quad \text{« Formule 4.6 - RPA99 / 2003 »}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$\rightarrow h_N = 9.5m.$

C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6.

Portiques auto-stables en acier avec remplissage en maçonnerie ce qui donne : $\rightarrow C_T = 0.050$

On aura alors :

$$T = 0.050 \cdot (10)^{3/4} = 0.281s$$

$$0s \leq T = 0.281s \leq T2 = 0.50s$$

$$T2 = 0.50 s \text{ « Site S3 - Tableau 4.7 -RPA 99/ 2003 »}$$

$\rightarrow D = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$

• **Facteur de qualité « Q » :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum Pq \quad \text{« Formule 4.4 - RPA99 / 2003 »}$$

Critère	Sens longitudinal	Sens transversal
1-conditions minimales sur les files de contreventements.	0	0.05
2-redondance en plan.	0.05	0
3-régularité en plan.	0	0
4-régularité en élévation.	0	0
5-control de la qualité des matériaux.	0.05	0.05
6-contrôle de la qualité de l'exécution.	0.10	0.10

Tableau IV.1 : valeurs des pénalités Pq

$Q_x = 1.2$ et $Q_y = 1.2$

4. Poids total de la structure « W » :

Poids total de la structure donné par la formule suivante :

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec : $W_i = WGi + \beta WQi$ « Formule 4.4 - RPA99 / 2003 »

WGi : Poids due aux charges permanentes

WQi : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.5 \rightarrow$ (hangar) (tableau 4-5 RPA99 / version 2003)

On trouve que le poids de notre structure modélisée dans le logiciel robot est égale à :

$W = 192939.11$ kg

• **L'effort tranchant a la base produit par le séisme :**

- Dans le sens X $\rightarrow E_x = 4336.50$ daN
- Dans le sens Y $\rightarrow E_y = 290$ daN

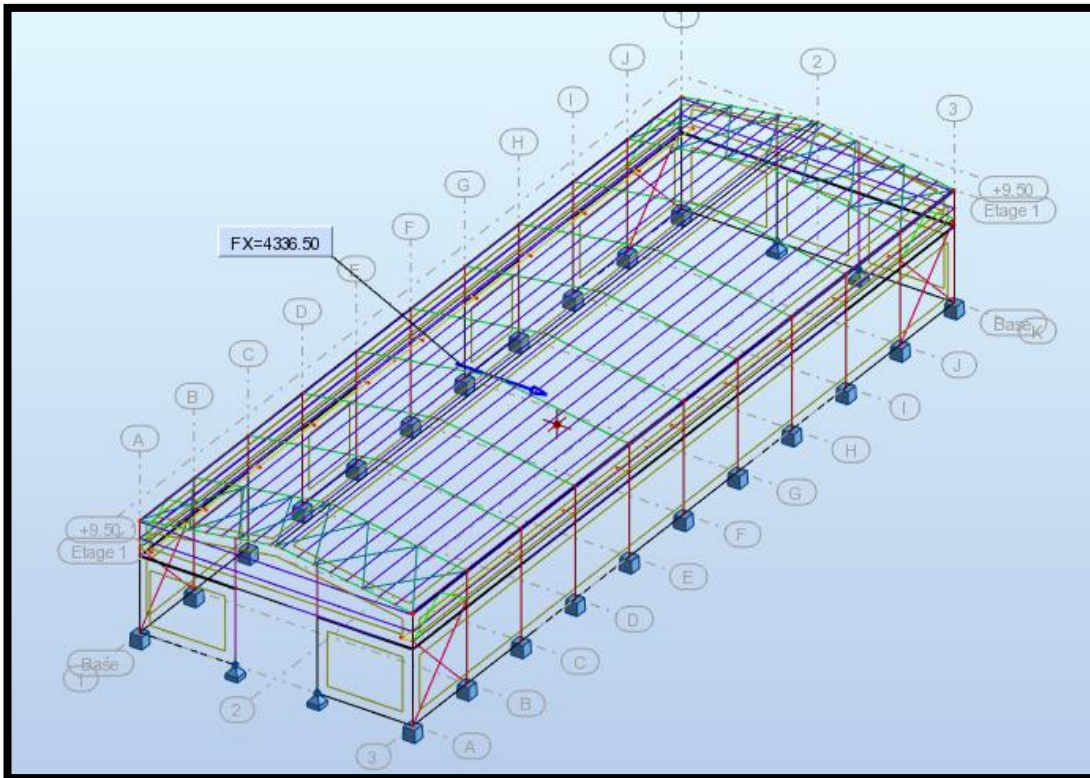


Figure IV.1 : l'effort tranchant à la base produit par le séisme sens X

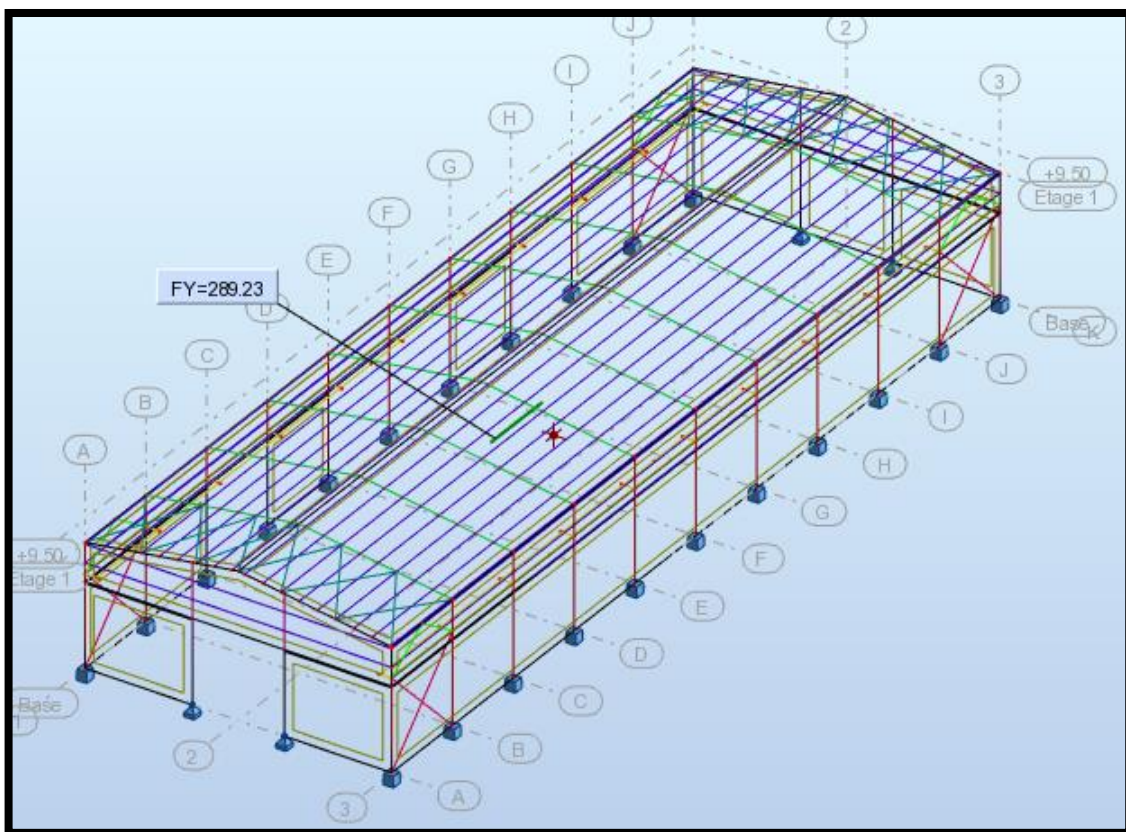


Figure IV.2 : l'effort tranchant à la base produit par le séisme sens Y

- **L'effort tranchant produit par le vent :**
 - Dans le sens X → $V_x=36177$ daN
 - Dans le sens Y → $V_y=11804.96$ daN

IV.4. Conclusion :

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme, ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des éléments de l'ouvrage.

CHAPITRE V :

**Dimensionnement des éléments
de la structure.**

V.1 Introduction :

Pour effectuer l'étude des éléments de notre structure on a utilisé le logiciel Robot Structural Analysis 2017. Ce logiciel utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, portique, structures mixtes...

Le calcul permet d'examiner toutes les charges appliquées à la structure en tenant compte des différentes combinaisons et fourni des résultats avec une meilleure précision.

1. Caractéristiques des barres :

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Longueur [m]	Gamma [Deg]	Type de barre	Élément de construction
1	1	2	HEA380	S 275	8,00	0,0	Poteaux	Barre
4	5	4	IPE360	S 275	10,11	0,0	Traverses	Barre
6	8	9	HEA320	S 275	0,90	0,0	Porte CDR	Barre
13	4	13	HEA120	S 275	6,00	0,0	Sablière	Barre
17	7	12	CAE 80×8	S 275	8,49	0,0	Stabilités INF	Barre
19	7	19	CAE 120×12	S 275	3,61	0,0	Stabilités SUP	Barre
25	23	46	IPE 120	S 275	6,00	-8,5	Pannes	Barre
27	44	48	IPE 120	S 275	6,00	-90,0	Lisses	Barre
50	74	75	HEA 260	S 275	6,00	0,0	Cdr	Barre
52	2	51	CAE 60×6	S 275	7,05	0,0	Contreventements	Barre
413	432	433	IPE 220	S 275	9,05	90,0	Potelets	Barre

Tableau V.1 : Caractéristiques des barres

2. Bilan des charges :

2.1. Charges permanentes :

Pour la charge permanente on a :

- Poids propre de la structure PP calculé automatiquement par logiciel Robot 2017 ;
- Une charge permanente $G = 14 \text{ kg/m}^2$ répartie sur les pannes IPE 120 ;

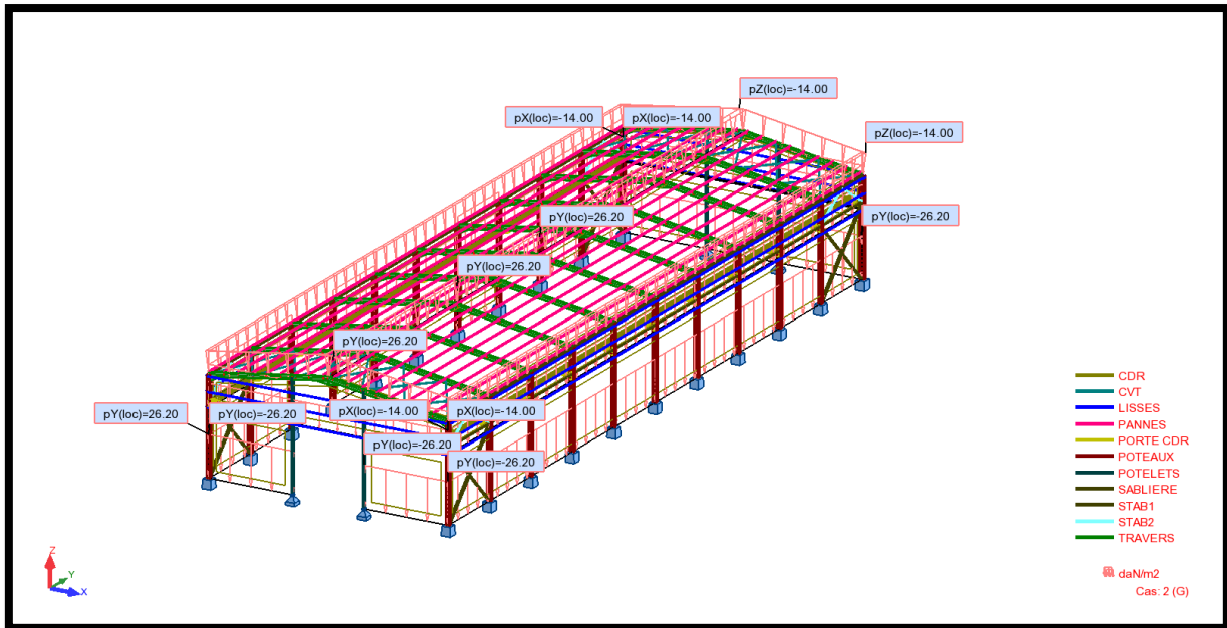


Figure V.1 : Distribution des charges permanentes

2.2. Charges d'exploitation :

Pour la charge d'exploitation on a :

- Une charge d'entretien égale à $Q \text{ Entretien} = 100 \text{ kg/m}^2$ répartie sur la couverture de toiture.

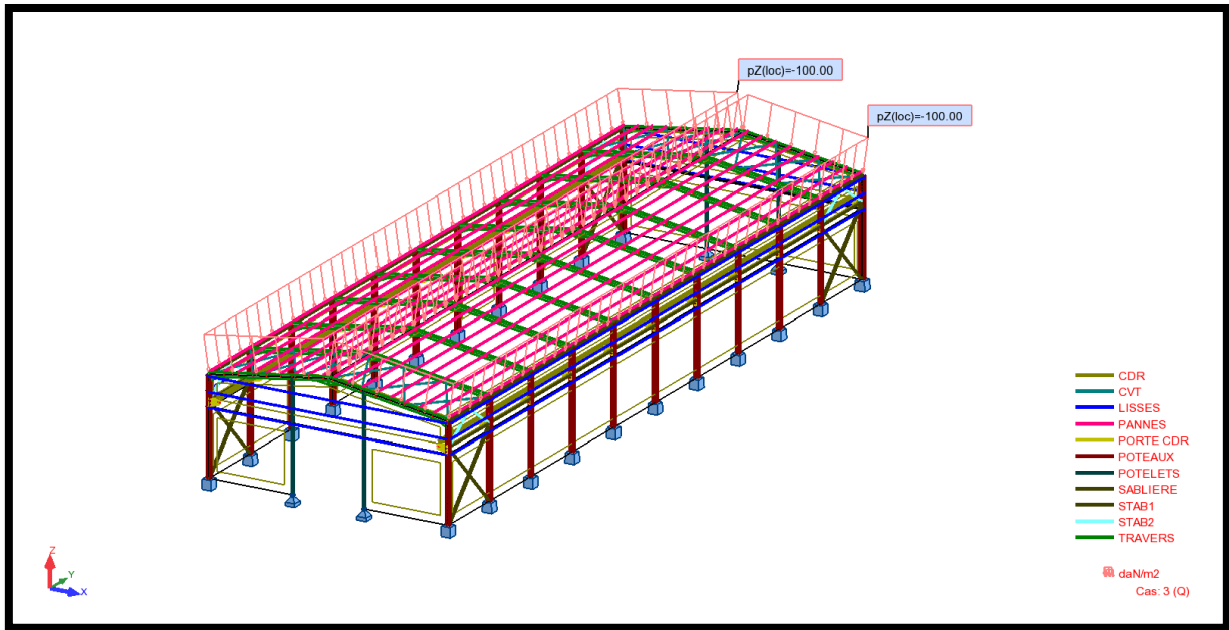


Figure V.2 : Distribution des charges d'exploitation

2.3. La charge de la neige :

D'après les calculs que nous avons fait dans le chapitre 3, on trouve que la charge de la neige sur notre structure égale à : $S = 18 \text{ daN/m}^2$.

La charge de la neige est appliquée sur la toiture.

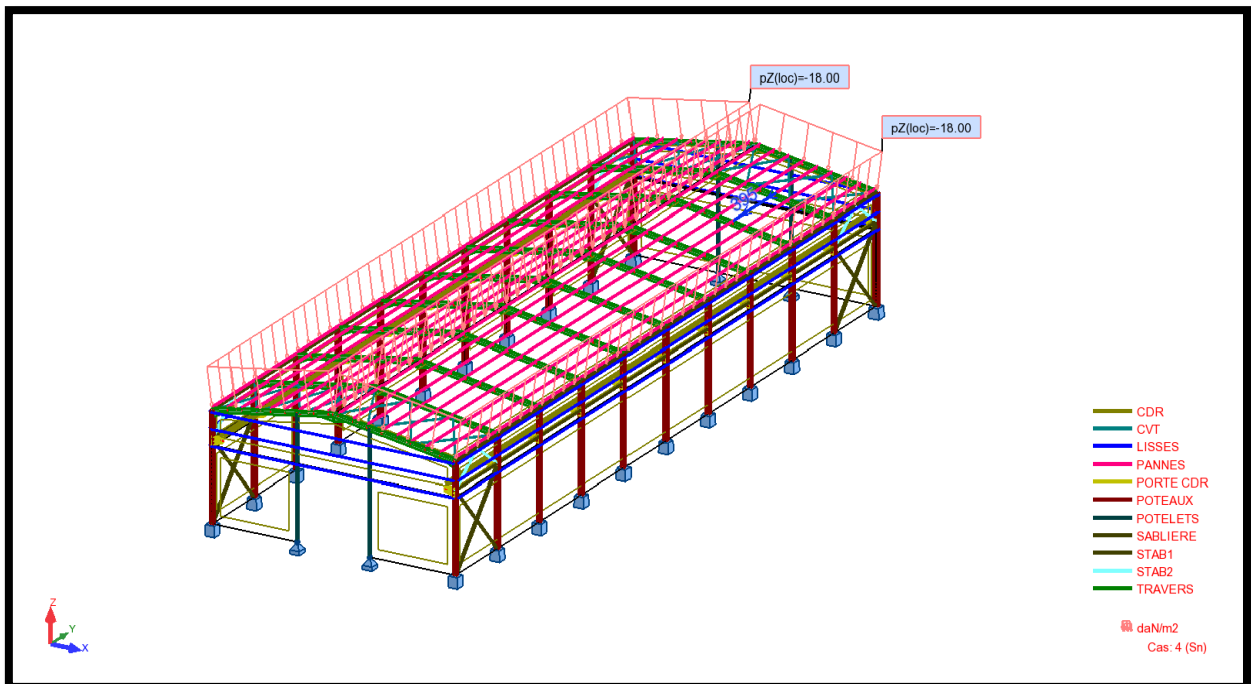


Figure V.3 : Distribution des charges de neige

2.4 La charge du vent :

Pour la charge du vent on a 6 charges appliquées sous forme de pression et dépression sur la structure entière, les figures suivantes présentes chaque charge avec leurs valeurs dans chaque direction.

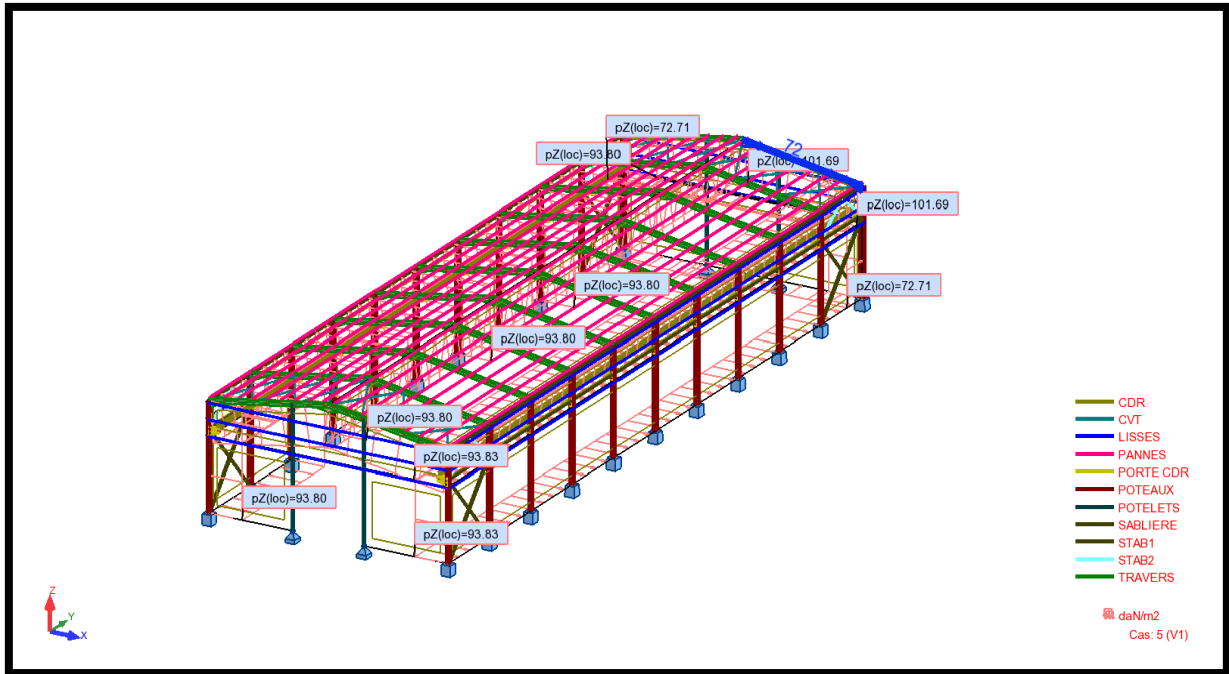


Figure V.4 : Distribution des charges de vent V1

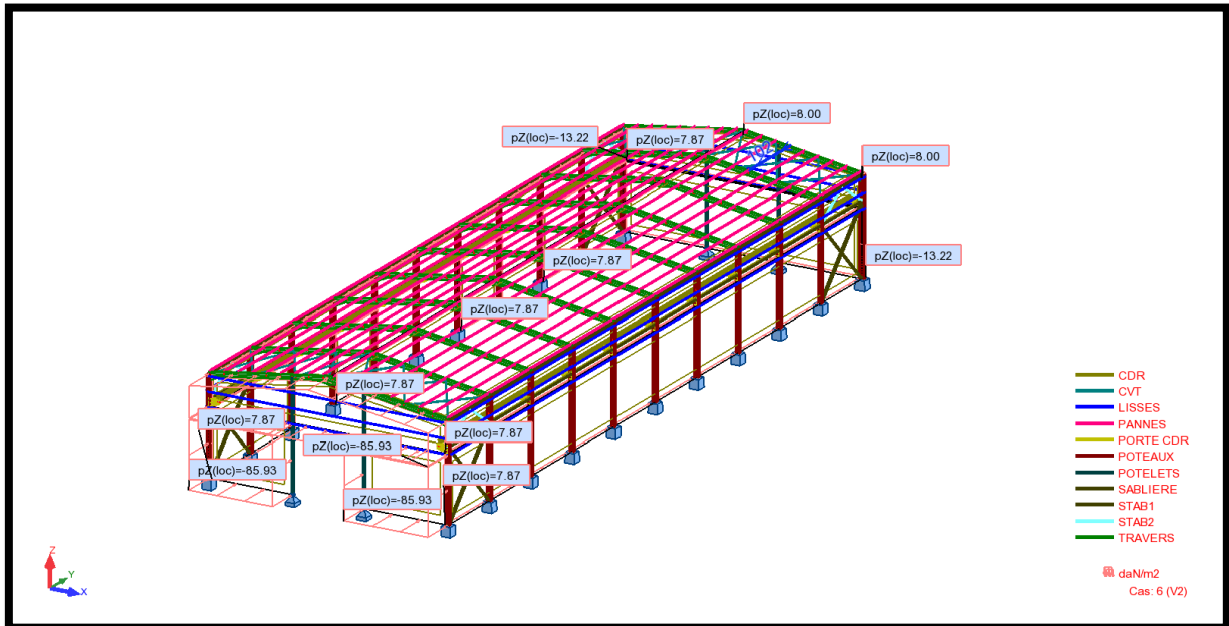


Figure V.5 : Distribution des charges de vent V2

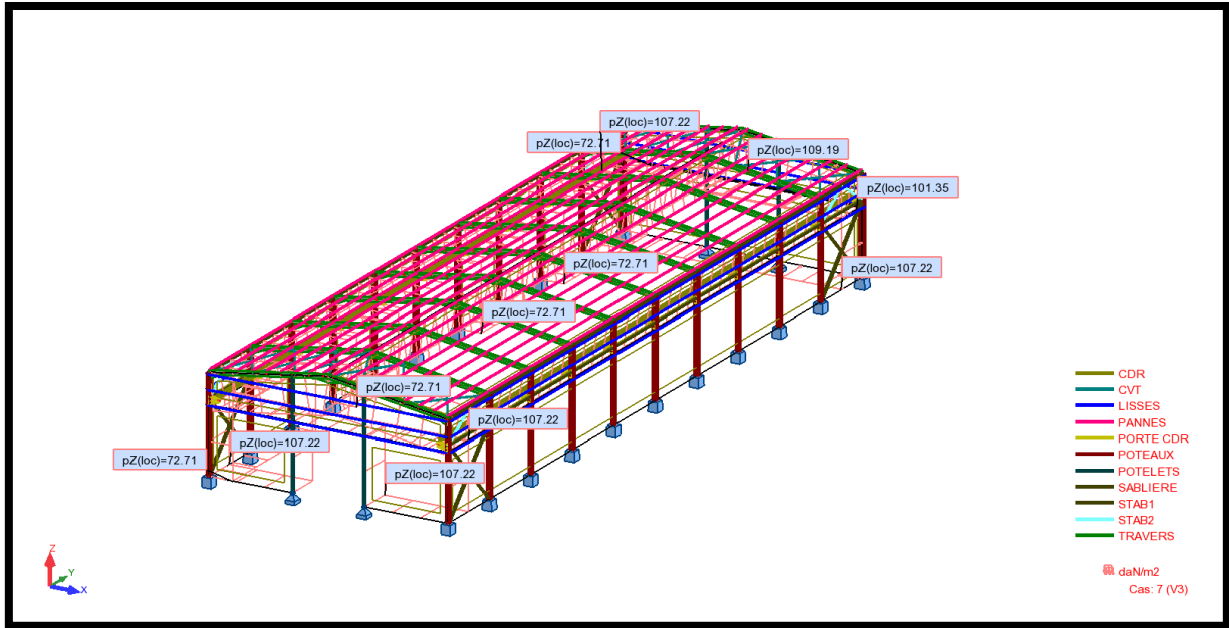


Figure V.6 : Distribution des charges de vent V3

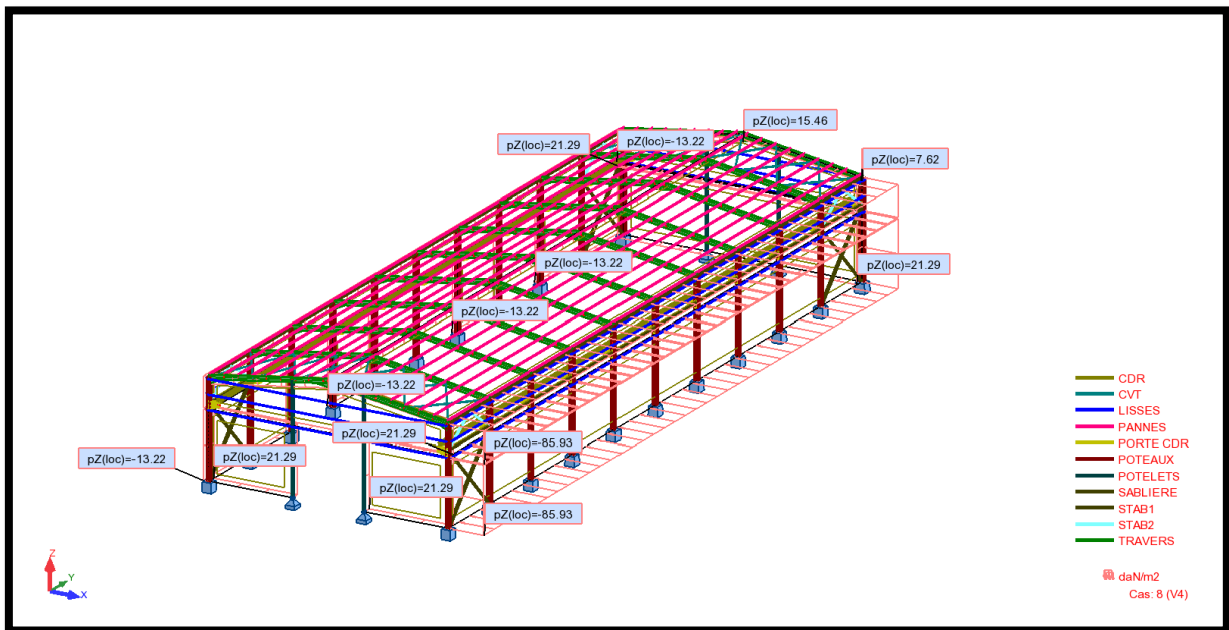


Figure V.7 : Distribution des charges de vent V4

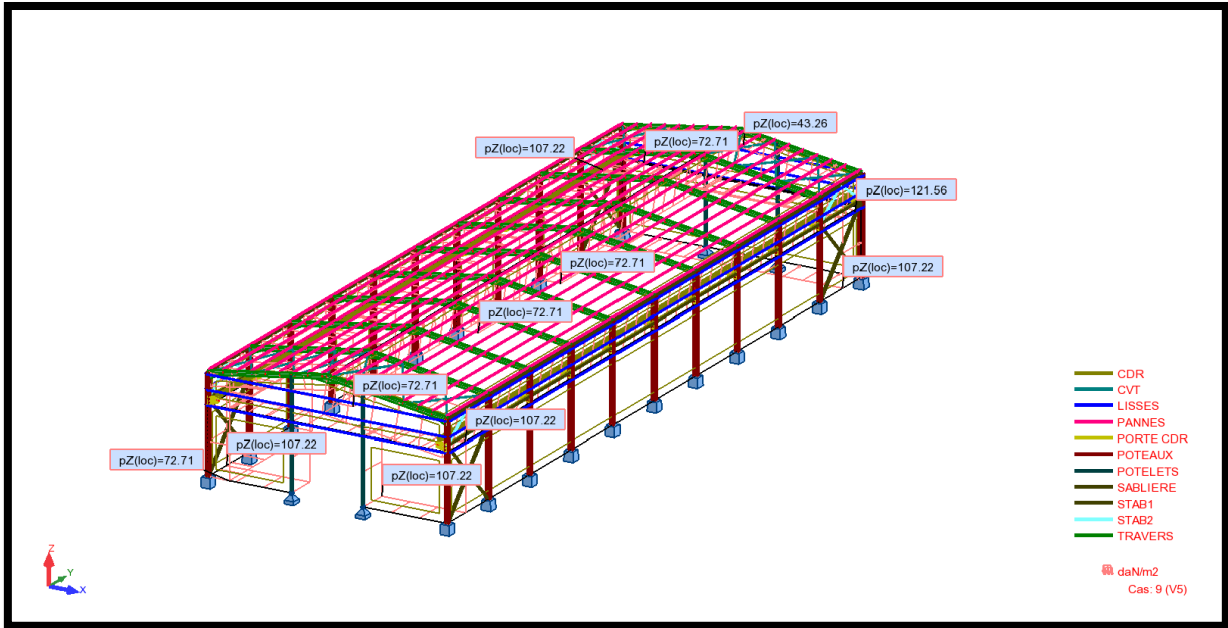


Figure V.8 : Distribution des charges de vent V5

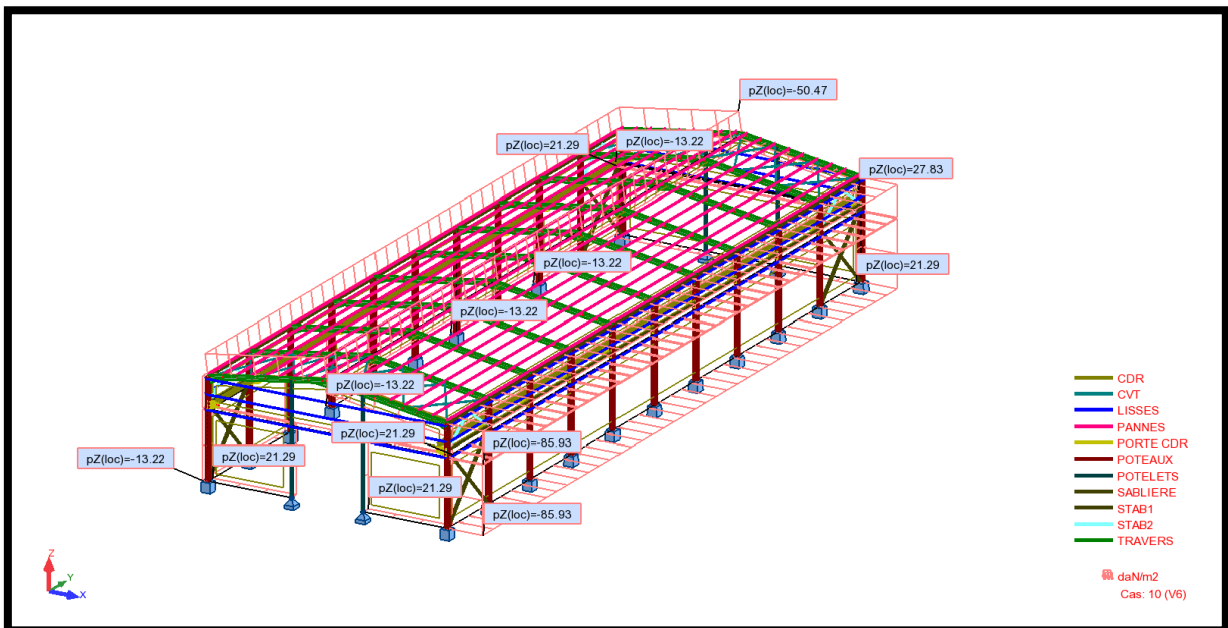


Figure V.9 : Distribution des charges de vent V6

3. Répartition des charges sur la structure :

La répartition et les chemins des charges sur tous les éléments porteurs de la structure du sommet aux fondations sont très importants pour le dimensionnement de ces derniers.

La figure suivante présente les zones de répartition des charges sur notre structure.

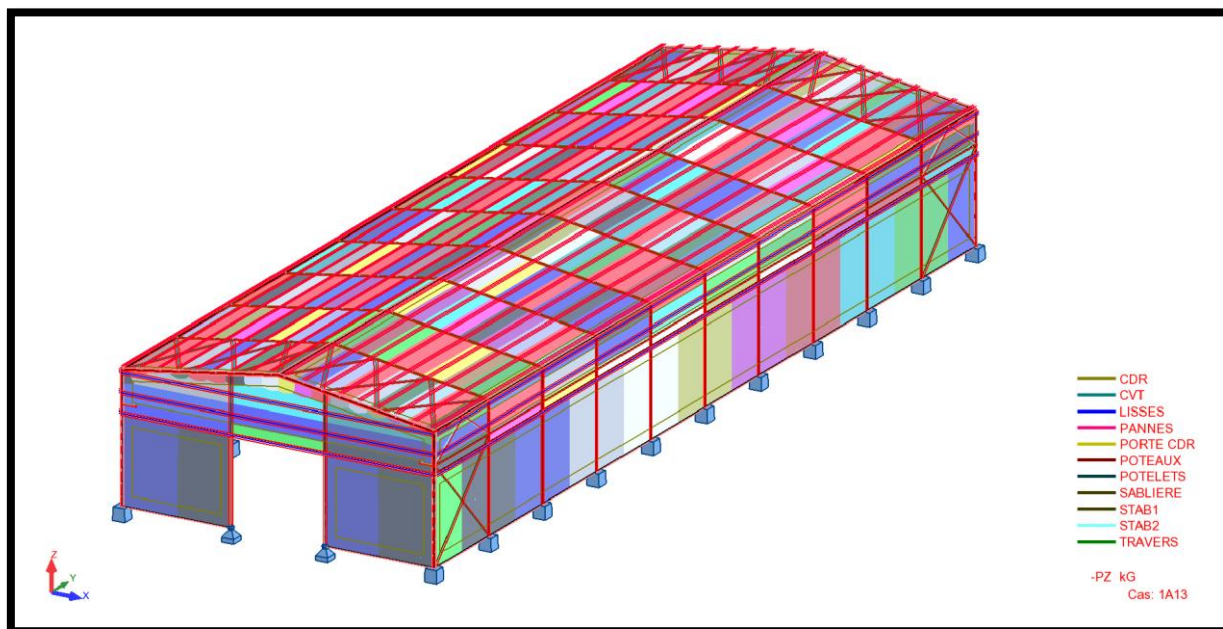


Figure V.10 : Zones de répartition de la charge

V.2. Dimensionnements des éléments secondaires :

1. Introduction :

Les éléments secondaires représentent l'ossature nécessaire au support de la couverture et du Bardage.

Dans cette partie on s'intéresse à définir les profilés qui devront résister aux différentes sollicitations suivant les règlements de l'EUROCODE3. Le principe de la vérification nécessite la résistance et la stabilité, les profilés concernés par cette étude sont :

- Les pannes
- Les liernes
- Les lisses de bardages
- Les potelets
- La poutre de chainage

2. Les pannes de couverture :

Les pannes sont généralement des poutres conçus en IPE, le but de leur existence est de transmettre les charges et surcharges de la couverture à la traverse.

En plus de leurs poids propre et le poids de la couverture, elles sont soumises aux actions climatiques et aux charges d'entretien.

Il y a deux charges sur la panne : une charge parallèle au versant et une autre normale à la panne.

Donc elle travaille en flexion déviée.

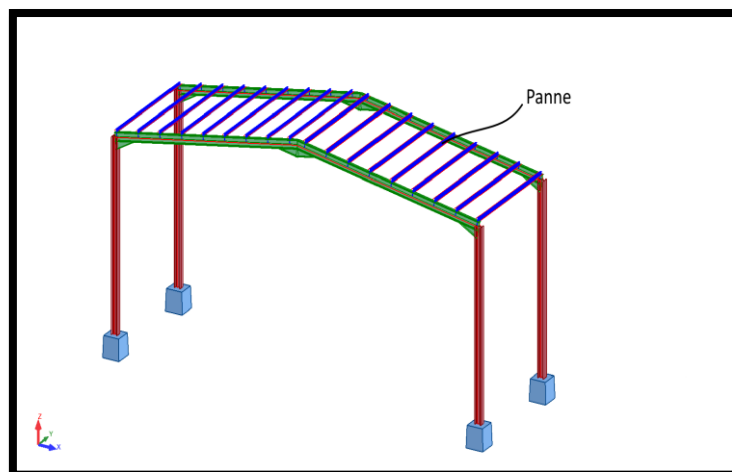


Figure V.11 : Disposition des pannes.

2.1 Dimensionnement et vérification des pannes :

Vérification :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 4 PANNES						
390 Pannes_390		PANNES	S 275	122.34	414.59	2.94
20 ELU /274/						

Tableau V.2 : Vérification des pannes.

La stabilité de la barre n'est pas vérifiée, donc le profilé **IPE 120** n'est pas vérifié.

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.72 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$\tau_{xy},Ed/(fy/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz},Ed/(fy/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$My,Ed,max/Mb,Rd = 2.90 > 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xy * N,Rk/gM1) + k_{yy} * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1) + k_{yz} * Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 2.94 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz * N,Rk/gM1) + k_{zy} * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1) + k_{zz} * Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 2.94 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil incorrect !!!

Dimensionnement :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 4 PANNES						
390 Pannes_390		HEA 100	S 275	147.96	239.02	0.96
		HEA 120		122.67	198.75	0.67
390 Pannes_390		IPE 160	S 275	91.22	325.39	1.37
		IPE 180		80.91	292.38	0.98
		IPE 200		72.64	268.38	0.73
20 ELU /328/						

Tableau V.3 : Dimensionnement des pannes.

On adopte le profilé **HEA 100** comme pannes de couverture.

2.2. La note de calcul :

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 4 PANNES

PIECE: 293 Pannes_293 **POINT:** 4 **COORDONNEE:** $x = 0.50 L = 3.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 ELU /328/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 10*1.35 + 13*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 100

$h=9.6 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=10.0 \text{ cm}$	$A_y=18.44 \text{ cm}^2$	$A_z=7.56 \text{ cm}^2$	$A_x=21.24 \text{ cm}^2$
$t_w=0.5 \text{ cm}$	$I_y=349.23 \text{ cm}^4$	$I_z=133.81 \text{ cm}^4$	$I_x=5.26 \text{ cm}^4$
$t_f=0.8 \text{ cm}$	$W_{ply}=83.01 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=41.14 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 477.57 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = 1428.59 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed} = 14.76 \text{ daN*m}$
$N_{c,Rd} = 58410.00 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = 1428.59 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed,max} = 14.76 \text{ daN*m}$
$N_{b,Rd} = 58410.00 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 2282.78 \text{ daN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 1131.35 \text{ daN*m}$
$MN_{,y,Rd} = 2282.78 \text{ daN*m}$		$MN_{,z,Rd} = 1131.35 \text{ daN*m}$
$M_{b,Rd} = 2002.88 \text{ daN*m}$		$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ daN*m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 4819.06 \text{ daN*m}$ Courbe,LT -	$XLT = 0.84$
$L_{cr,upp}=3.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.69$	$f_{i,LT} = 0.79$
		$XLT,mod = 0.88$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$k_{yy} = 1.00$

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.40 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.71 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.73 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.73 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Conclusion:

Le profilé en **HEA 100** est vérifié dans le cas de charge décisif donc vérifié à la sécurité et convient comme panne de toiture.

3. Les liernes :

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi-portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés barres rondes ou de petites cornières.

Leurs rôle principale est d'éviter la déformation la latérale des pannes, mais aussi à limiter la longueur de déversement et le flambement latérale pour les parties comprimées.

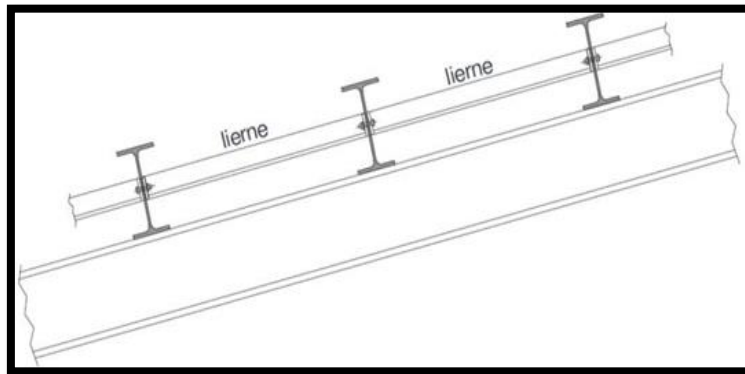


Figure V.12 : Disposition des liernes.

On a supposé pour les liernes une barre ronde de 10mm de diamètre.

Calcul de la section des liernes :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$$

« Formule 5.16 – Page 5-55 – EC3 »

$$N_{sd} = L_{520} = 746.56 \text{ daN} = 7.47 \text{ kN} \quad \text{Car la lierne le plus sollicitée est } L_{520}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7.47 \times 1.1}{275} \times 10 = 0.298 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.298 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.298}{\pi}} = 0.61 \text{ cm}$$

Pour des raisons sécuritaire et pratique on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi=10\text{mm}$

4. Les lisses de bardages :

En général les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, HEA) ou de profilés minces pliés.

Elles sont posées horizontalement sur les poteaux de portique « long-pan » et aussi sur les potelets intermédiaires « pignon ».

En plus de leurs poids propre et le poids du bardage, elles sont soumises aux actions du vent transmises par ce dernier.

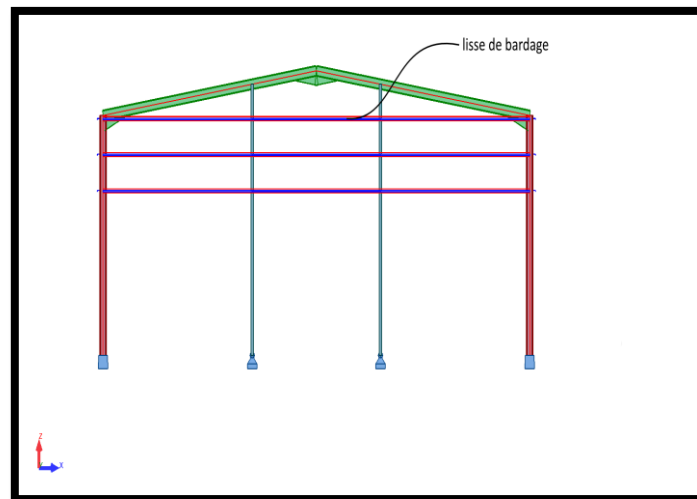


Figure V.13 : Disposition des lisses au pignon.

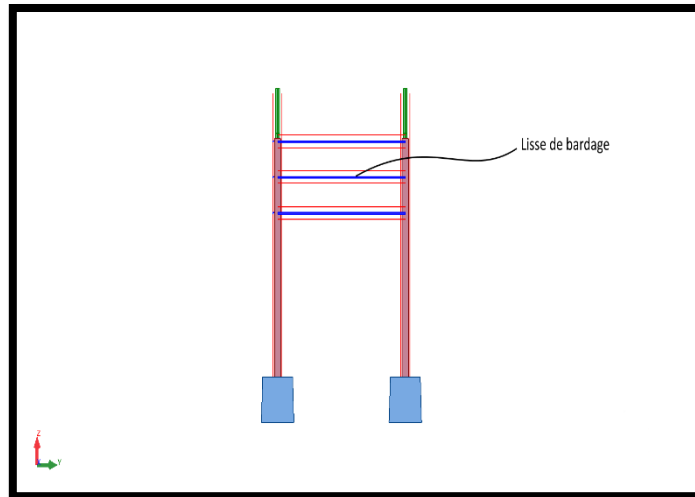


Figure V.14 : Disposition des lisses au long-pan.

4.1 Dimensionnement et vérification des lisses de bardage :

Vérification :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 5 LISSES						
424 Lisses_424	LISSES	S 275	150.71	438.25	2.76	20 ELU /35/

Tableau V.4 : Vérification des lisses.

La résistance de déversement des barres n'a pas été calculée conformément à la méthode détaillée définie dans le point 6.3.2.3. D'après la norme NF EN 1993-1-1/NA, les sections de ces barres ne satisfont pas à toutes les conditions d'application de cette méthode. L'analyse du déversement a été effectuée suivant la méthode générale 6.3.2.2.

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 1.51 > 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 2.42 > 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 2.76 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 2.76 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil incorrect !!!

Dimensionnement :

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
Code group : 5 LISSES						
488 Lisses_488	HEA 100	S 275	172.62	278.86	0.85	14 ELU /35/
	HEA 120		143.11	231.88	0.59	
488 Lisses_488	IPE 160	S 275	106.42	379.62	1.01	14 ELU /35/
	IPE 180		94.39	341.11	0.73	
	IPE 200		84.75	313.11	0.55	

Tableau V.5 : Dimensionnement des lisses.

On adopte le profilé en **HEA 100** comme lisses de bardage.

4.2. La note de calcul :

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 5 LISSES

PIECE: 488 Lisses_488 **POINT:** 4 **COORDONNEE:** $x = 0.50 L = 3.50 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: **14 ELU /35/ $1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.35 + 7 \cdot 1.50$**

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 100

$h=9.6 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=10.0 \text{ cm}$	$A_y=18.44 \text{ cm}^2$	$A_z=7.56 \text{ cm}^2$	$A_x=21.24 \text{ cm}^2$
$tw=0.5 \text{ cm}$	$I_y=349.23 \text{ cm}^4$	$I_z=133.81 \text{ cm}^4$	$I_x=5.26 \text{ cm}^4$
$tf=0.8 \text{ cm}$	$W_{ply}=83.01 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=41.14 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 17.98 \text{ daN}$ $M_{y,Ed} = 1175.72 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = 273.58 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $V_{y,Ed} = -0.03 \text{ daN}$

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE HANGAR

$$N_{c,Rd} = 58410.00 \text{ daN}$$

$$M_{z,Ed,max} = 273.58 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,Ed,max} = 1175.72 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$V_{y,T,Rd} = 29228.80 \text{ daN}$$

$$N_{b,Rd} = 58410.00 \text{ daN}$$

$$M_{z,c,Rd} = 1131.35 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,c,Rd} = 2282.78 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,Ed} = 0.28 \text{ daN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 2282.78 \text{ daN}\cdot\text{m} \quad M_{N,z,Rd} = 1131.35 \text{ daN}\cdot\text{m} \quad V_{z,T,Rd} = 11990.66 \text{ daN}$$

$$M_{b,Rd} = 1943.30 \text{ daN}\cdot\text{m} \quad T_{t,Ed} = 0.43 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 1.00 \quad M_{cr} = 4095.50 \text{ daN}\cdot\text{m} \text{ Courbe,LT} - \quad XLT = 0.81$$

$$L_{cr,upp} = 3.50 \text{ m} \quad \lambda_{m,LT} = 0.75 \quad f_{i,LT} = 0.84 \quad XLT_{mod} = 0.85$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$$k_{yy} = 1.00$$

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.51 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{fz}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.61 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.85 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.85 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Conclusion:

Le profilé en **HEA 100** est vérifié dans le cas de charge décisif donc vérifié à la sécurité et convient comme lisse de bardage.

5. Les potelets :

Les potelets sont des éléments profilés en I ou en H fixés sur des murs pignons pour réduire la portée entre les poteaux et pour supporter le revêtement isolant. Ils sont sollicités en flexion composée :

- une flexion sous action du vent sur la paroi du pignon ;
- une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardages, et celui du potelet lui-même.

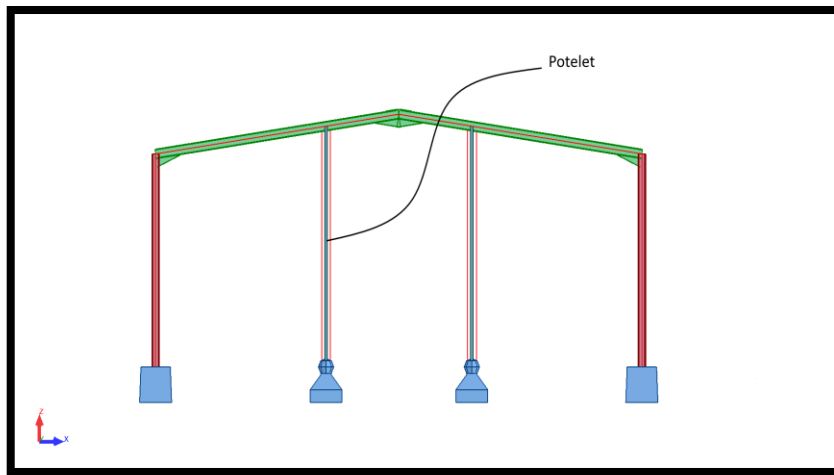


Figure V.15 : Disposition des potelets.

5.1 Vérification et dimensionnement des potelets :

Vérification :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 3 POTELETS						
414 Potelets_414	POTELETS	S 275	99.30	365.24	99.88	20 ELU /351/

Tableau V.6 : Vérification des potelets.

Le profilé en **IPE 220** est instable, donc pas vérifié.

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 99.30 < \lambda_{y,max} = 210.00$

$\lambda_{z} = 365.24 > \lambda_{z,max} = 210.00$

INSTABLE

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 1.33 > 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_{y} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 67.09 > 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_{z} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 1.13 > 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil instable !!!

Dimensionnement :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 3 POTELETS						
483 Potelets_483	IPE 240	S 275	90.74	204.26	0.53	14 ELU /300/

Tableau V.7 : Dimensionnement des potelets.

On adopte le profilé en **IPE 240**.

5.2. La note de calcul :

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 3 POTELETS

PIECE: 483 Potelets_483 **POINT:** 2 **COORDONNEE:** x = 0.10 L = 0.90 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 ELU /300/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 6*1.35 + 12*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 240

h=24.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=12.0 cm

A_y=27.32 cm²

A_z=19.15 cm²

A_x=39.12 cm²

tw=0.6 cm Iy=3891.63 cm⁴ Iz=283.63 cm⁴ Ix=12.95 cm⁴
 tf=1.0 cm Wply=366.65 cm³ Wplz=73.92 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 6125.20 daN My,Ed = 472.73 daN*m Mz,Ed = -1.14 daN*m
 Vy,Ed = 1.27 daN
 Nc,Rd = 107580.00 daN My,Ed,max = 2891.21 daN*m Mz,Ed,max = -6.96 daN*m
 Vy,c,Rd = 43368.70 daN
 Nb,Rd = 16800.7 My,c,Rd = 10082.88 daN*m Mz,c,Rd = 2032.80 daN*m
 Vz,Ed = 525.25 daN
 MN,y,Rd = 10082.88 daN*m MN,z,Rd = 2032.80 daN*m Vz,c,Rd = 30400.90 daN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

Ly = 9.05 m Lam_y = 1.05 Lz = 9.05 m Lam_z = 2.35
 Lcr,y = 9.05 m Xy = 0.63 Lcr,z = 5.50 m Xz = 0.16
 Lamy = 90.74 kzy = 0.56 Lamz = 204.26 kzz = 0.86

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\Lambda_{y} = 90.74 < \Lambda_{max} = 210.00$$

$$\Lambda_{z} = 204.26 < \Lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.41 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.53 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Conclusion :

Le profilé en **IPE 240** est vérifié et convient comme potelet.

6. Poutre de chainage (sablière) :

Les poutres de chainage assurent la liaison entre les différents portiques de la structure. Elles sont sollicitées principalement par des efforts normaux mais aussi par des moments fléchissant due à leurs poids propres et aux charges de vents.

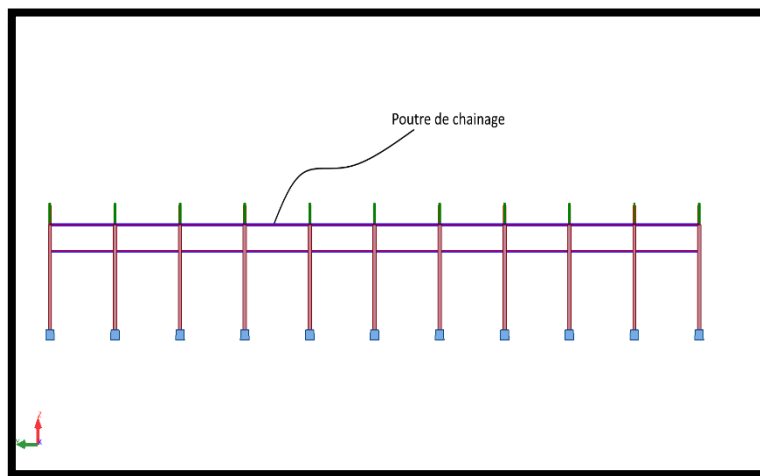


Figure V.16 : Disposition de la poutre de chainage.

6.1 Vérification et dimensionnement de la poutre de chainage :

Vérification :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 6 SABLIERES						
77 Sablieres_77	<input checked="" type="checkbox"/> SABLIERE	S 275	122.67	198.75	0.17	20 ELU /348/

Tableau V.8 : Vérification de la poutre de chainage.

Le profilé en **HEA 120** est vérifié, donc le dimensionnement n'est pas nécessaire.

6.2. La note de calcul :

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 6 SABLIERES

PIECE: 17 Sablières_17 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** $x = 0.50 L = 3.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 ELU /40/ 1*1.00 + 2*1.00 + 6*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 120

$h=11.4 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=12.0 \text{ cm}$	$A_y=21.64 \text{ cm}^2$	$A_z=8.46 \text{ cm}^2$	$A_x=25.34 \text{ cm}^2$
$tw=0.5 \text{ cm}$	$I_y=606.15 \text{ cm}^4$	$I_z=230.90 \text{ cm}^4$	$I_x=5.63 \text{ cm}^4$
$tf=0.8 \text{ cm}$	$W_{ply}=119.50 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=58.85 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 1317.08 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -22.71 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed} = 0.01 \text{ daN*m}$
$V_{y,Ed} = -0.00 \text{ daN}$		
$N_{c,Rd} = 69674.27 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = -22.71 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed,max} = 0.01 \text{ daN*m}$
$V_{y,T,Rd} = 34342.30 \text{ daN}$		
$N_{b,Rd} = 10797.42 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 3286.25 \text{ daN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 1618.49 \text{ daN*m}$
$V_{z,Ed} = -36.84 \text{ daN}$		
$M_{N,y,Rd} = 3286.25 \text{ daN*m}$	$M_{N,z,Rd} = 1618.49 \text{ daN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 13423.51 \text{ daN}$
$M_{b,Rd} = 2118.81 \text{ daN*m}$		$T_{t,Ed} = -0.08 \text{ daN*m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 2520.67 \text{ daN*m Courbe,LT -}$	$X_{LT} = 0.63$
$L_{cr,low}=6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 1.14$	$\lambda_{fi,LT} = 1.20$
		$X_{LT,mod} = 0.64$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 6.00 \text{ m}$$

$$L_{cr,y} = 6.00 \text{ m}$$

$$L_{amy} = 122.67$$

$$\lambda_{my} = 1.41$$

$$\chi_y = 0.38$$

$$\kappa_{zy} = 0.53$$



en z:

$$L_z = 6.00 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 6.00 \text{ m}$$

$$L_{amz} = 198.75$$

$$\lambda_{mz} = 2.29$$

$$\chi_z = 0.15$$

$$\kappa_{zz} = 0.97$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{zk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{my} = 122.67 < \lambda_{max} = 210.00$$

$$\lambda_{mz} = 198.75 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}) + \kappa_{yy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + \kappa_{yz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.06 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}) + \kappa_{zy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + \kappa_{zz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Conclusions :

L'étude que nous avons fait nous a permis de déterminer les profilées des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications et les dimensionnements :

- Les pannes : **HEA 100**
- Les lisses de bardages : **HEA 100**
- Les potelets : **IPE 240**
- Poutres de chaînage : **HEA 120**
- Les liernes : barre ronde de 10 mm de diamètre.

V.3. Etude de chemin de roulement :

La manutention d'objets lourds dans un hall industriel nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux dits engins de manutention ou de levage. Parmi les plus courants on trouve les ponts roulants, qui ont des caractéristiques fixes fournis par le constructeur. Les éléments mobiles (chariot, crochet, pont) d'un engin de manutention permettent d'effectuer simultanément trois genres de mouvement :

- Levage : mouvement vertical de la charge levée.
- Direction : mouvement du chariot transversalement.
- Translation : mouvement du pont roulant le long du bâtiment.

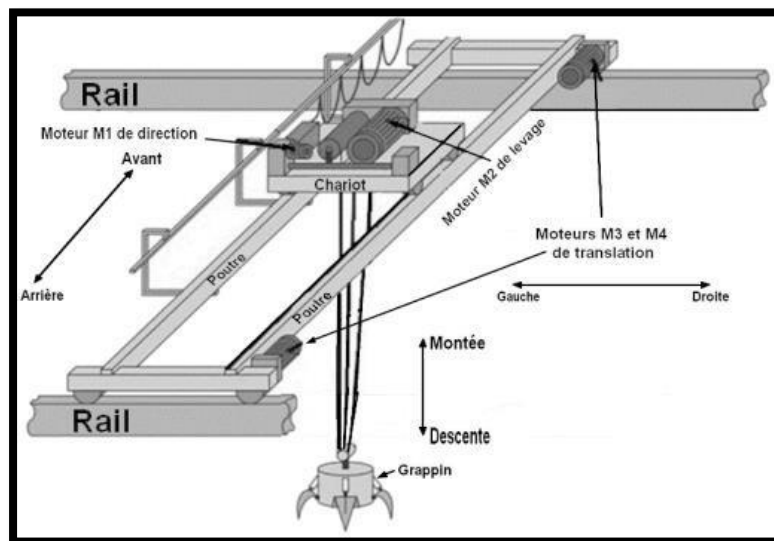


Figure V.17 : Représentation d'un pont roulant.

1. Caractéristique du pont roulant :

Notre hangar sera doté d'un pont roulant de capacité de levage de 5t.

Pont roulant	5000 Kg	
Réactions Pont roulant	R_{max}	5200 Kg
	R_{min}	2200 Kg
	R_{Vmax}	6000 Kg
	R_{Vmin}	2600 Kg
	R_{Lmax}	1100 Kg
	R_{Lmin}	500 Kg
	R_{Hmax}	600 Kg
	R_{Hmin}	250 Kg

Tableau V.9 : Les réactions max et min du pont roulant.

2. Etude de la poutre de roulement :

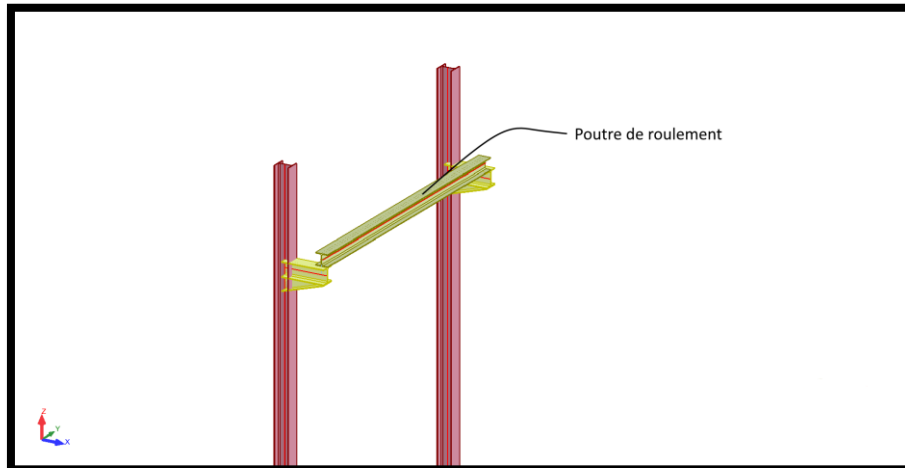


Figure V.18 : Disposition de la poutre de roulement.

2.1 Evaluation de charges :

- **Charges permanentes**

Elle comprend tous les poids propre de tous les éléments constituant le chemin déroulement : Rail de roulement, poutre verticale de roulement, passerelle, poutre verticale latérale à la console supportant la passerelle.

- **Charges roulantes**

Toutes les réactions verticales et horizontales des galets de roulement et éventuellement de guidage du pont.

Ces réactions sont fonction de :

- Poids du pont et son équipement.
- Poids du chariot et son équipement.
- La charge à lever et de ses accessoires.

- **Charges mobiles appliqués sur la passerelle**

Elles sont dues à la circulation du personnel assurant la manœuvre d'entretien du pont ainsi qu'au poids du matériel nécessaire à la réparation éventuelle.

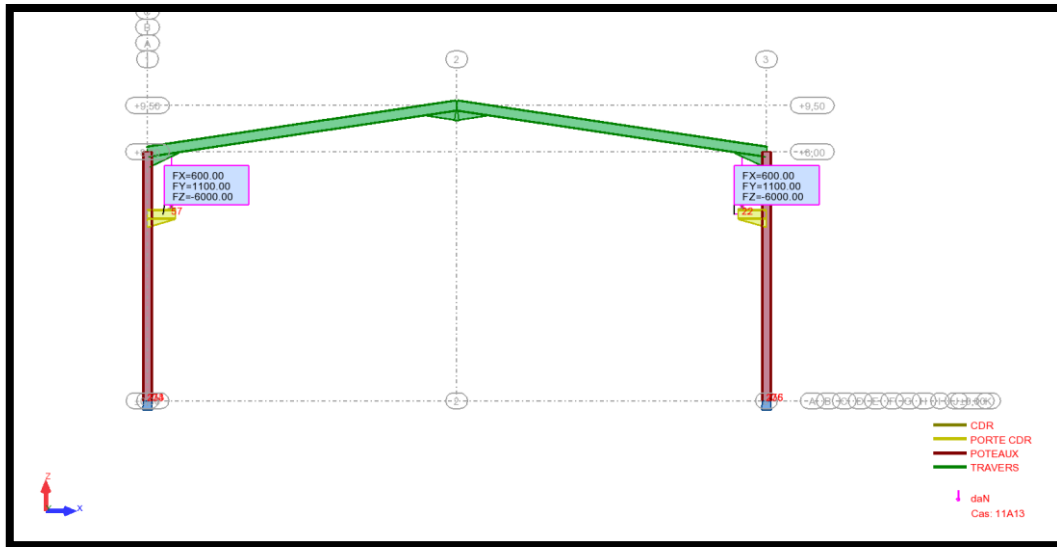


Figure V.19 : Les réactions du pont roulant.

2.2 Vérification et dimensionnement de la poutre de roulement :

Vérification :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 10 CDRS						
267 Cdr_267	CDR	S 275	54.68	92.31	0.85	20 ELU /9/

Points de calcul
 division: n = 7
 extrêmes: aucun
 additionnels: aucun

Tableau V.10 : Vérification de la poutre de roulement.

Le profilé **HEA 260** est vérifié.

Dimensionnement :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 10 CDRS						
267 Cdr_267	HEA 240	S 275	59.69	99.95	1.10	20 ELU /9/
	HEA 260		54.68	92.31	0.85	
	HEA 280		50.60	85.74	0.68	

Points de calcul
 division: n = 7
 extrêmes: aucun
 additionnels: aucun

Tableau V.11 : Dimensionnement de la poutre de roulement.

Le profilé **HEA 240** n'est pas vérifié donc nous ne pouvons pas changer le profilé **HEA 260** et il reste comme poutre de roulement.

2.3. La note de calcul :

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 10 CDRS

PIECE: 273 CDR_273 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** $x = 0.50 L = 3.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: **20 ELU /9/ $1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 11*1.50 + 12*1.50 + 13*1.50$**

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 260

$h=25.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=26.0 \text{ cm}$	$A_y=73.54 \text{ cm}^2$	$A_z=28.76 \text{ cm}^2$	$A_x=86.82 \text{ cm}^2$
$t_w=0.8 \text{ cm}$	$I_y=10455.00 \text{ cm}^4$	$I_z=3667.56 \text{ cm}^4$	$I_x=46.30 \text{ cm}^4$
$t_f=1.2 \text{ cm}$	$W_{ply}=919.86 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=430.18 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 3257.32 \text{ daN}$ $M_{y,Ed} = 9450.16 \text{ daN*m}$ $M_{z,Ed} = -565.03 \text{ daN*m}$
 $V_{y,Ed} = 419.20 \text{ daN}$

$N_{c,Rd} = 238753.35 \text{ daN}$ $M_{y,Ed,max} = 9450.16 \text{ daN*m}$ $M_{z,Ed,max} = 877.36 \text{ daN*m}$
 $V_{y,T,Rd} = 107463.07 \text{ daN}$

$N_{b,Rd} = 120352.59 \text{ daN}$ $M_{y,c,Rd} = 25296.07 \text{ daN*m}$ $M_{z,c,Rd} = 11829.92 \text{ daN*m}$
 $V_{z,Ed} = 4569.85 \text{ daN}$

$MN_{,y,Rd} = 25296.07 \text{ daN*m}$ $MN_{,z,Rd} = 11829.92 \text{ daN*m}$ $V_{z,T,Rd} = 43511.35 \text{ daN}$
 $M_{b,Rd} = 23516.77 \text{ daN*m}$ $T_{t,Ed} = 112.48 \text{ daN*m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 76929.17 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $XLT = 0.89$		Courbe,LT -
$L_{cr,upp}=6.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.57$	$f_{i,LT} = 0.71$	$XLT,mod = 0.93$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$L_y = 6.00 \text{ m}$	$Lam_y = 0.63$	$L_z = 6.00 \text{ m}$	$Lam_z = 1.06$
$L_{cr,y} = 6.00 \text{ m}$	$X_y = 0.82$	$L_{cr,z} = 6.00 \text{ m}$	$X_z = 0.50$
$Lam_y = 54.68$	$k_{yy} = 1.01$	$Lam_z = 92.31$	$k_{yz} = 0.89$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_y,Ed/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_z,Ed/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_y,Ed/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_z,Ed/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 54.68 < \lambda_{max} = 210.00$$

$$\lambda_{z} = 92.31 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

$$M_y,Ed,max/M_{b,Rd} = 0.40 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_y,Ed,max/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_z,Ed,max/(M_z,Rk/gM_1) = 0.49 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_y,Ed,max/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_z,Ed,max/(M_z,Rk/gM_1) = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

3. Etude du support du chemin de roulement :

Le chemin de roulement est supporté par des consoles soudées sur le poteau de l'ossature principale du hangar. Ces consoles sont sollicitées par :

- Leurs poids propres
- Le poids propre du chemin de roulement
- Les charges verticales et horizontales transmises par les galets

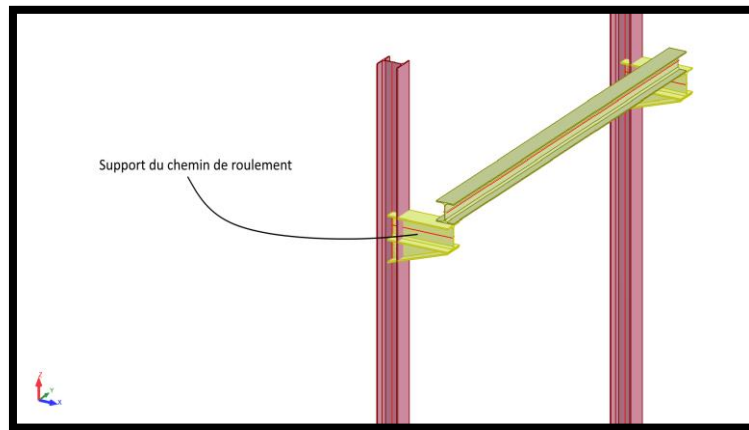


Figure V.20 : Disposition du support du chemin de roulement

3.1. Vérification et dimensionnement du support du chemin de roulement :

Vérification :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 11 PORTE CDRS						
201 Porte CDR_2	PORTE CDR	S 275	5.24	11.87	0.14	20 ELU /16/

Tableau V.12 : Vérification de support du chemin de roulement.

Le profilé en **HEA 320** est vérifié.

Dimensionnement :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 11 PORTE CDRS						
206 Porte CDR_2	HEA 260	S 275	6.49	13.67	0.22	14 ELU /1/

Tableau V.13 : Dimensionnement de support du chemin de roulement.

Pour des raisons économiques et pratiques on prend le profilé **HEA 260** comme support du chemin de roulement.

3.2. La note de calcul :

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 11 PORTE CDRS

PIECE: 206 Porte CDR_206 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** $x = 0.86 L = 0.77 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: **14 ELU /1/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 11*1.50 + 12*1.50 + 13*1.50**

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 260

$h=28.1 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=26.0 \text{ cm}$	$A_y=65.00 \text{ cm}^2$	$A_z=19.17 \text{ cm}^2$	$A_x=120.67 \text{ cm}^2$
$tw=0.8 \text{ cm}$	$I_y=15847.89 \text{ cm}^4$	$I_z=5498.46 \text{ cm}^4$	$I_x=62.90 \text{ cm}^4$
$tf=1.2 \text{ cm}$	$W_{ely}=950.60 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=422.96 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = -454.14 \text{ daN}$	$M_y,Ed = -0.84 \text{ daN*m}$	$M_z,Ed = 362.55 \text{ daN*m}$
$V_y,Ed = -385.21 \text{ daN}$		
$N_t,Rd = 331852.31 \text{ daN}$	$M_{y,el,Rd} = 26141.40 \text{ daN*m}$	$M_{z,el,Rd} = 11631.35 \text{ daN*m}$
$V_y,T,Rd = 101963.40 \text{ daN}$		
$M_{y,c,Rd} = 26141.40 \text{ daN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 11631.35 \text{ daN*m}$	$V_z,Ed = 6011.52 \text{ daN}$
$V_z,T,Rd = 30212.68 \text{ daN}$		
$M_b,Rd = 26141.40 \text{ daN*m}$		$T_t,Ed = 14.18 \text{ daN*m}$

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 2198341.62 \text{ daN*m}$	Courbe,LT -
d	$XLT = 1.00$	
$L_{cr,low}=1.80 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.11$	$f_{i,LT} = 0.47$
		$XLT,mod = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{y,Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{z,Ed} + \text{Tau}_{tz,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

Conclusions :

L'étude que nous avons fait nous a permis de déterminer les profilées des éléments du chemin de roulement, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications et les dimensionnements :

- Poutre de roulement en **HEA260**
- Support de chemin de roulement en **HEA260**

V.4 Etude des contreventements :

1. Introductions :

Les contreventements sont un système statique conçu pour assurer la stabilité globale d'une structure vis-à-vis des influences horizontales de toute action (ex. : vent, séisme, choc, etc.). Elles sont conçues pour prendre les forces de la structure dans le vent et les amener au sol. Ils sont disposés soit en toiture du plan incliné (poutres à vent), soit en façade (colonnes de stabilisation) et doivent résister aux efforts du vent exercés sur les pignons et longs côtés.

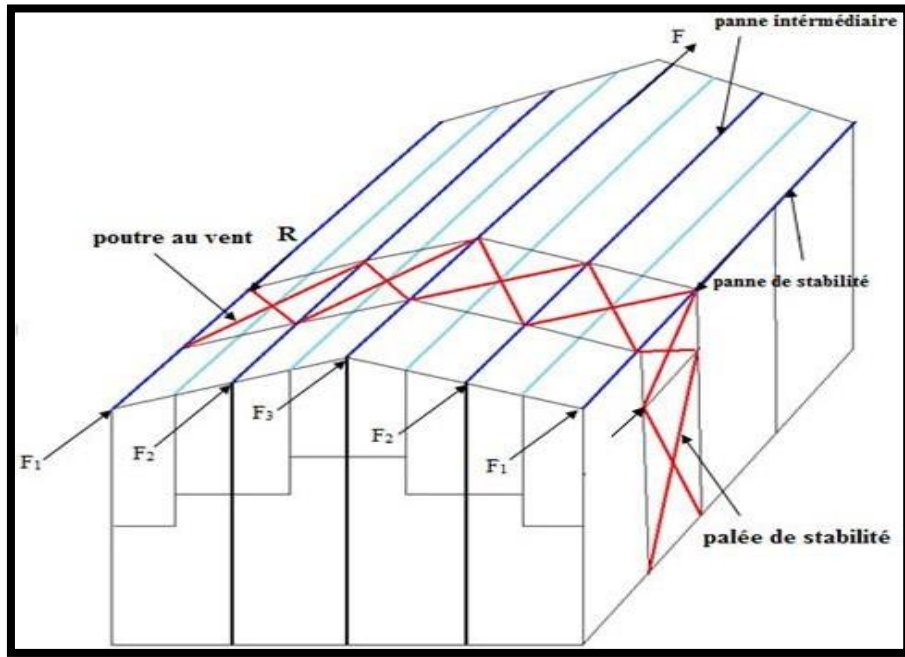


Figure V.21 : Détails des contreventements

2. Contreventements horizontal :

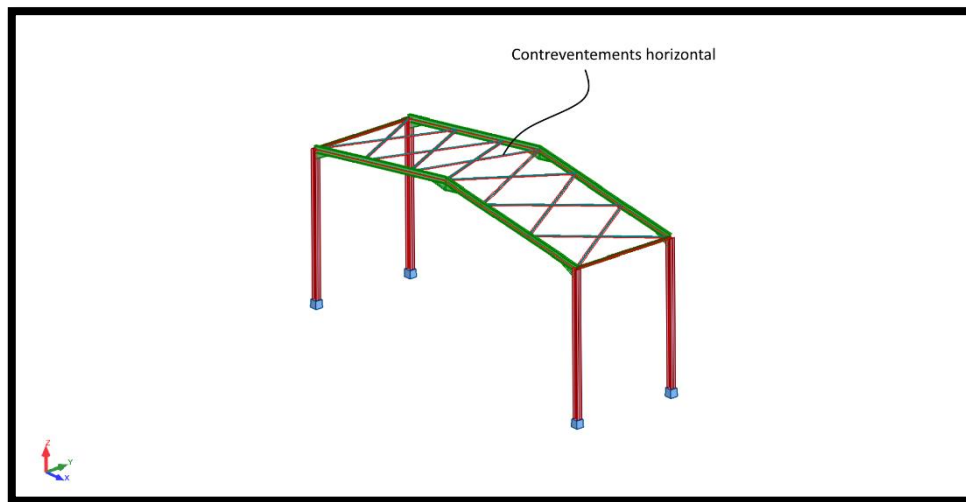


Figure V.22 : Disposition de contreventement horizontal

2.1. Vérification et dimensionnement des contreventements horizontal :

Vérification :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 7 CONTREVENTEMENTS						
119 Contrevente	CVT	S 275	194.06	194.06	1.34	20 ELU /327/

Tableau V.14 : Vérification des contreventements horizontal.

La cornière CAE 60×6 n'est pas vérifiée au flambement par rapport à l'axe à plus faible inertie du repère principal.

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.17 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.33 < 1.00$ (6.2.1(7))
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{,ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{,y} = 194.06 < \lambda_{,max} = 210.00$
 $\lambda_{,z} = 194.06 < \lambda_{,max} = 210.00$ **STABLE**
 $N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) = 1.29 > 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) = 1.29 > 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil incorrect !!!

Dimensionnement :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 7 CONTREVENTEMENTS						
119	CAE 70x5	S 275	164.91	164.91	1.07	20 ELU /327/
Contreventements	CAE 70x6		165.45	165.45	0.92	
_119	CAE 70x7		166.12	166.12	0.81	

Tableau V.15 : Dimensionnement des contreventements horizontal.

Pour plus de sécurité, on adopte la cornière CAE 70×7.

2.2. La note de calcul :

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 7 CONTREVENTEMENTS

PIECE: 125 Contreventements_125 **POINT:** 2 **COORDONNEE:** $x = 0.17 L = 1.17$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $14 \text{ ELU } /273/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 9*1.35 + 11*1.35 + 12*1.35 + 13*1.35$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 70x7

$h=7.0$ cm	$gM_0=1.00$	$gM_1=1.00$	
$b=7.0$ cm	$A_y=4.90$ cm ²	$A_z=4.90$ cm ²	$A_x=9.40$ cm ²
$t_w=0.7$ cm	$I_y=42.30$ cm ⁴	$I_z=42.30$ cm ⁴	$I_x=1.52$ cm ⁴
$t_f=0.7$ cm	$W_{ely}=8.41$ cm ³	$W_{elz}=8.41$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 2934.38$ daN	$M_{y,Ed} = 33.61$ daN*m	
$N_{c,Rd} = 25850.00$ daN	$M_{y,Ed,max} = 60.50$ daN*m	
$N_{b,Rd} = 5853.64$ daN	$M_{y,c,Rd} = 231.26$ daN*m	$V_{z,Ed} = 22.89$ daN
$V_{z,T,Rd} = 7765.65$ daN		$T_{t,Ed} = -0.13$ daN*m

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$L_y = 7.05$ m	$\lambda_{m,y} = 1.91$	$L_z = 7.05$ m	$\lambda_{m,z} = 1.91$
$L_{cr,y} = 3.52$ m	$\chi_y = 0.23$	$L_{cr,z} = 3.52$ m	$\chi_z = 0.23$
$\lambda_{my} = 166.15$	$\eta_{yy} = 1.12$	$\lambda_{mz} = 166.15$	$\eta_{zz} = 1.12$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 166.15 < \lambda_{y,max} = 210.00$$

$$\lambda_{z} = 166.15 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

3. Palée de stabilité en long-pan :

Les palées de stabilité doivent supporter les efforts horizontaux dus à la réaction de la poutre au vent (contreventement des versants) et la réaction horizontale longitudinale due aux freins de service. Pour ces dernières dimensions, les diagonales compressées seront ignorées et seules les diagonales tendues seront utilisées, en supposant qu'elles sont courbes.

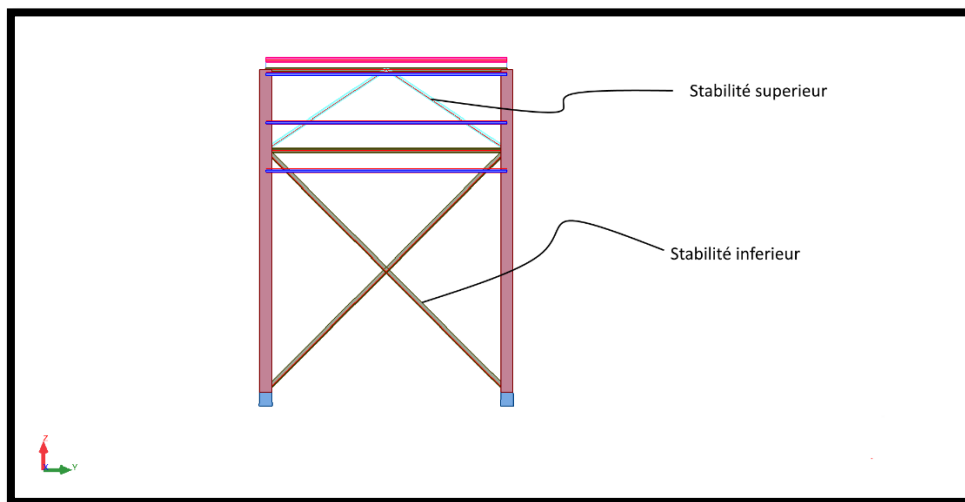


Figure V.23 : disposition de palée de stabilité

3.1 Vérification et dimensionnement de palée de stabilité :

- **Stabilité inférieur :**

Vérification :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 8 STABILITES INF						
18 Stabilités INF_8	STAB1	S 275	116.11	80.48	0.24	20 ELU /107/

Tableau V.16 : Vérification de stabilité inférieure.

Le profilé en CAE 120×12 est vérifié.

Dimensionnement :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 8 STABILITES INF						
18 Stabilités INF_18	CAE 100x8	S 275	138.87	138.87	1.09	20 ELU /352/
	CAE 100x10		139.69	139.69	0.90	
	CAE 100x12		140.64	140.64	0.78	

Tableau V.17 : Dimensionnement de stabilité inférieure.

Pour des raisons économiques nous choisissons la cornière en CAE 100×10.

3.2. La note de calcul :

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 8 STABILITES INF

PIECE: 24 Stabilités INF_24 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.92 L = 7.78 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 ELU /33/ 1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 27500000.00 daN/m2



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 100×10

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE HANGAR

$h=10.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=20.8$ cm	$Ay=20.00$ cm ²	$Az=18.00$ cm ²	$Ax=38.31$ cm ²
$tw=1.0$ cm	$Iy=353.40$ cm ⁴	$Iz=750.60$ cm ⁴	$Ix=12.67$ cm ⁴
$tf=1.0$ cm	$Wely=49.22$ cm ³	$Welz=72.17$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N,Ed = -2259.60 \text{ daN} \quad My,Ed = -225.93 \text{ daN}\cdot\text{m} \quad Mz,Ed = 161.99 \text{ daN}\cdot\text{m}$$
$$Vy,Ed = 229.08 \text{ daN}$$

$$Nt,Rd = 105349.75 \text{ daN} \quad My,el,Rd = 1353.55 \text{ daN}\cdot\text{m}$$
$$Mz,el,Rd = 1984.77 \text{ daN}\cdot\text{m} \quad Vy,T,Rd = 31754.26 \text{ daN}$$

$$My,c,Rd = 1353.55 \text{ daN}\cdot\text{m} \quad Mz,c,Rd = 1984.77 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$Vz,Ed = 329.48 \text{ daN} \quad Vz,T,Rd = 28578.84 \text{ daN}$$

$$Tt,Ed = -3.01 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nt,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3 \cdot (\text{Tau},y,Ed)^2} / (fy/gM0) = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Profil correct !!!

- **Stabilité supérieure :**

Vérification :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 9 STABILITES SUP						
82 Stabilités SUP	STAB2	S 275	148.57	100.13	0.15	20 ELU /328/

Tableau V.18 : Vérification de stabilité supérieure.

La cornière en CAE 80x8 est vérifiée.

Dimensionnement :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 9 STABILITES SUP						
82 Stabilités SUP_82	CAE 60x4	S 275	197.02	197.02	1.02	20 ELU /328/
	CAE 60x5		197.61	197.61	0.87	
	CAE 60x6		198.52	198.52	0.76	

Tableau V.19 : Dimensionnement de stabilité supérieure.

Pour des raisons pratiques nous choisissons la cornière en CAE 70x7 pour la stabilité supérieure.

3.3. La note de calcul :

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 9 STABILITES SUP

PIECE: 87 Stabilités SUP_87 **POINT:** 6 **COORDONNEE:** x = 0.83 L = 3.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 20 ELU /328/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 9*1.35 + 13*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 27500000.00 daN/m2



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 70x7

h=7.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.8 cm	Ay=9.80 cm ²	Az=8.82 cm ²	Ax=18.79 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=84.60 cm ⁴	Iz=190.16 cm ⁴	Ix=3.04 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wely=16.82 cm ³	Welz=25.70 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 1510.03 daN	My,Ed = 14.68 daN*m
Nc,Rd = 51683.01 daN	My,Ed,max = 26.42 daN*m
Nb,Rd = 11246.36 daN	My,c,Rd = 462.52 daN*m
Vz,Ed = -19.54 daN	Vz,T,Rd = 14003.63 daN
Tt,Ed = -0.09 daN*m	Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

Ly = 3.61 m	Lam_y = 1.96	Lz = 3.61 m	Lam_z = 1.31
Lcr,y = 3.61 m	Xy = 0.22	Lcr,z = 3.61 m	Xz = 0.42
Lamy = 169.94	kyy = 1.03	Lamz = 113.35	kzy = 1.10

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$My,Ed/My,c,Rd = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3*(\text{Tau},z,Ed)^2}/(fy/gM0) = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda},y = 169.94 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00$$

$$\text{Lambda},z = 113.35 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.19 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Conclusions :

L'étude que nous avons fait nous a permis de déterminer les profilées des éléments des contreventements, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications et les dimensionnements :

- Contreventements horizontales **CAE 70×7**
- Stabilité inférieur 2 **CAE 100×10**
- Stabilité supérieur 2 **CAE 70×7**

V.5 Etude de portique :

1. Introduction :

Le portique est l'ossature principale de la structure, il est composé de traverses (fermes) qui portent les pannes, et des poteaux qui portent les traverses. Destiné à permettre le cheminement progressif des actions mécaniques vers les appuis et les fondations tout en assurant la stabilité de l'ouvrage et en limitant les déformations de la structure.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, climatiques et sismiques) qui lui seraient appliquées. Les calculs se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage, en d'autres termes il sert à estimer les éléments de réduction (M, N, T) concernant les poteaux et les traverses.

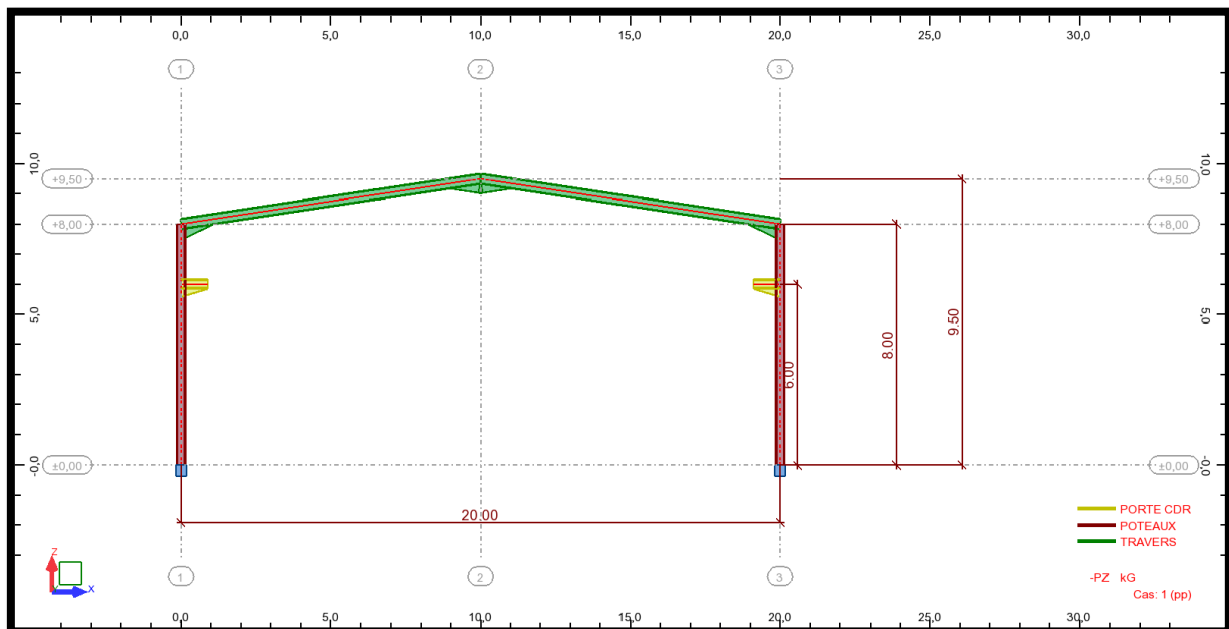


Figure V.24 : Vue de face du portique

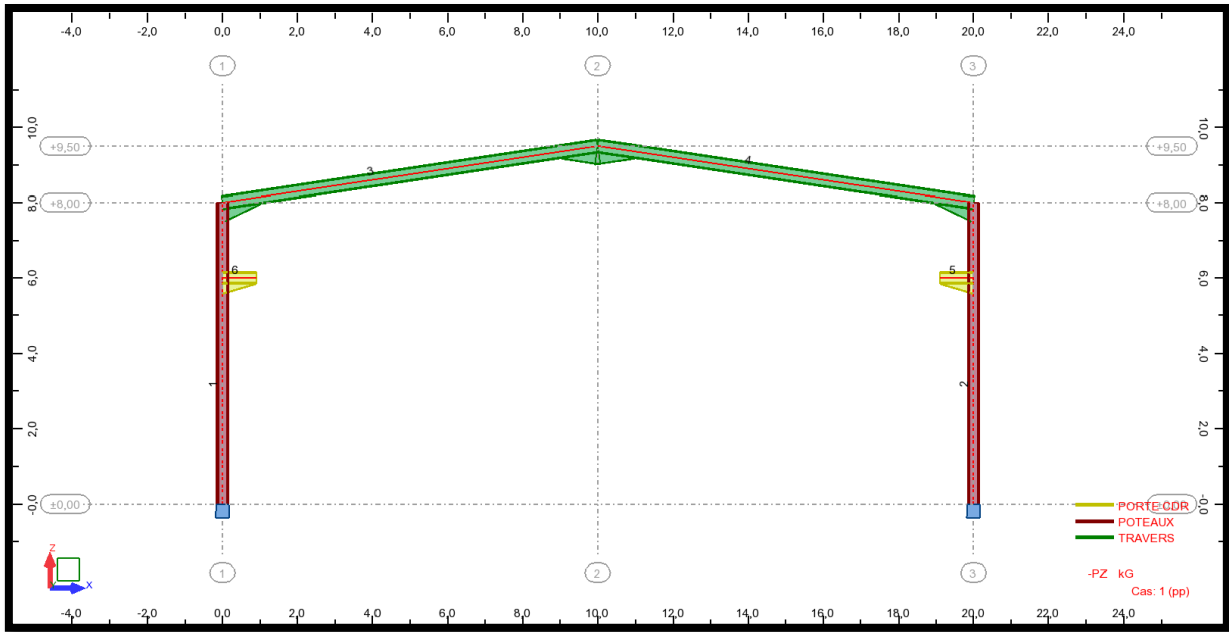


Figure V.25 : Numérotation des nœuds

2. Diagrammes des efforts internes :

2.1 Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

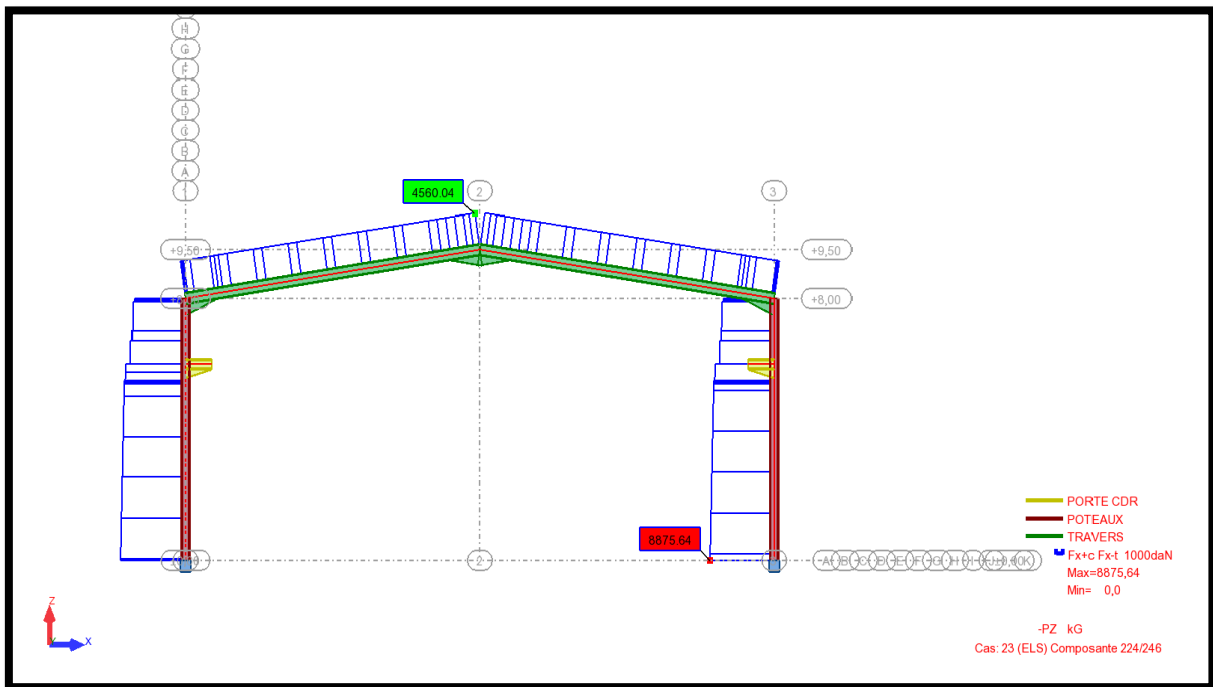


Figure V.26 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS

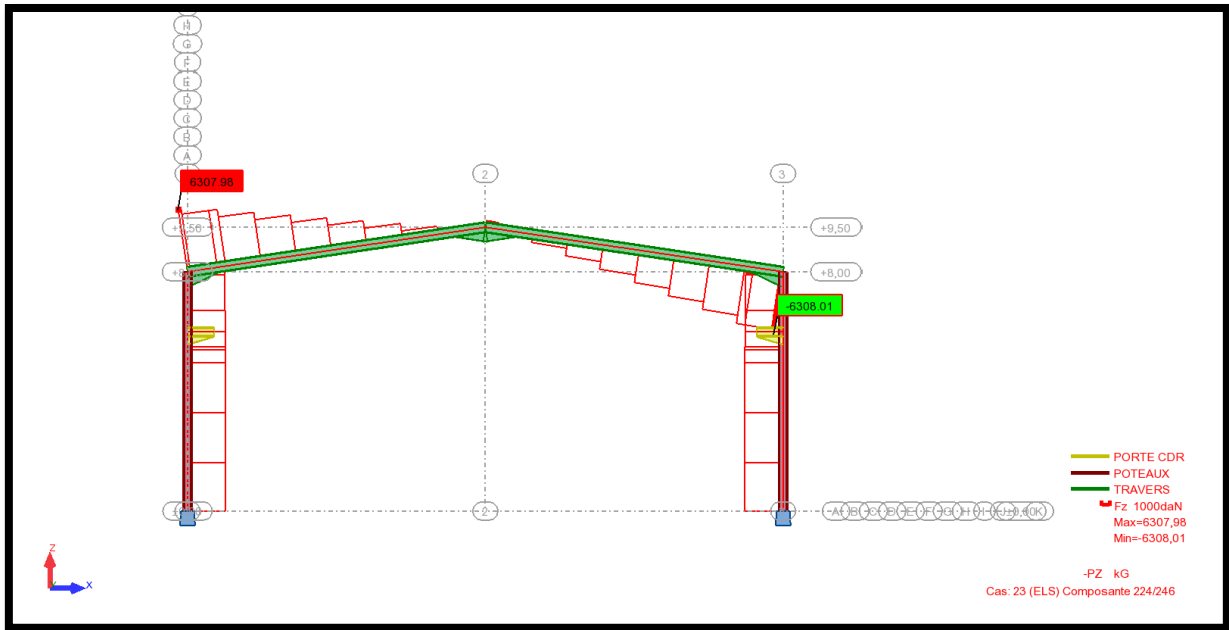


Figure V.27 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

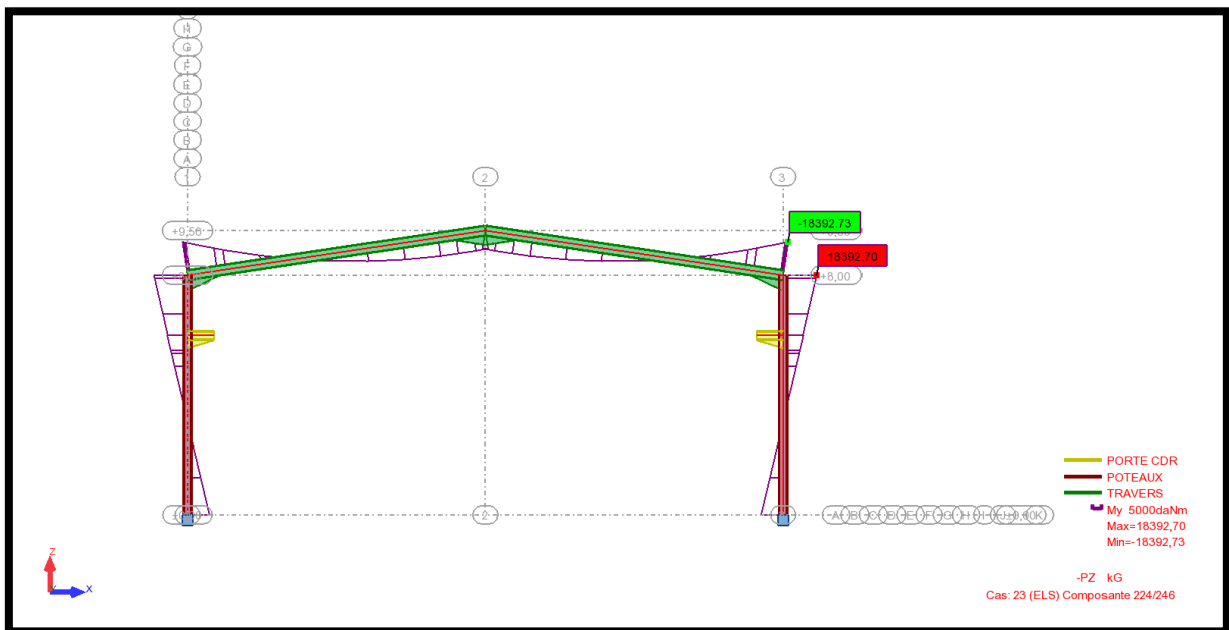


Figure V.28 : Diagramme des moments fléchissent à l'ELS

2.2. Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

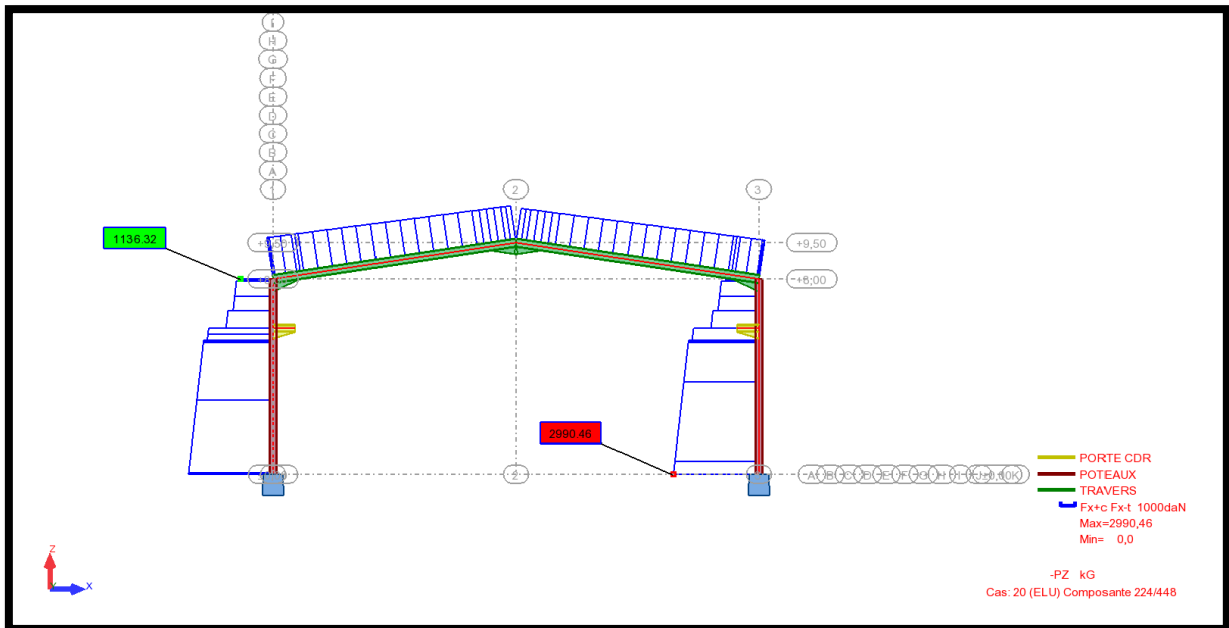


Figure V.29 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU

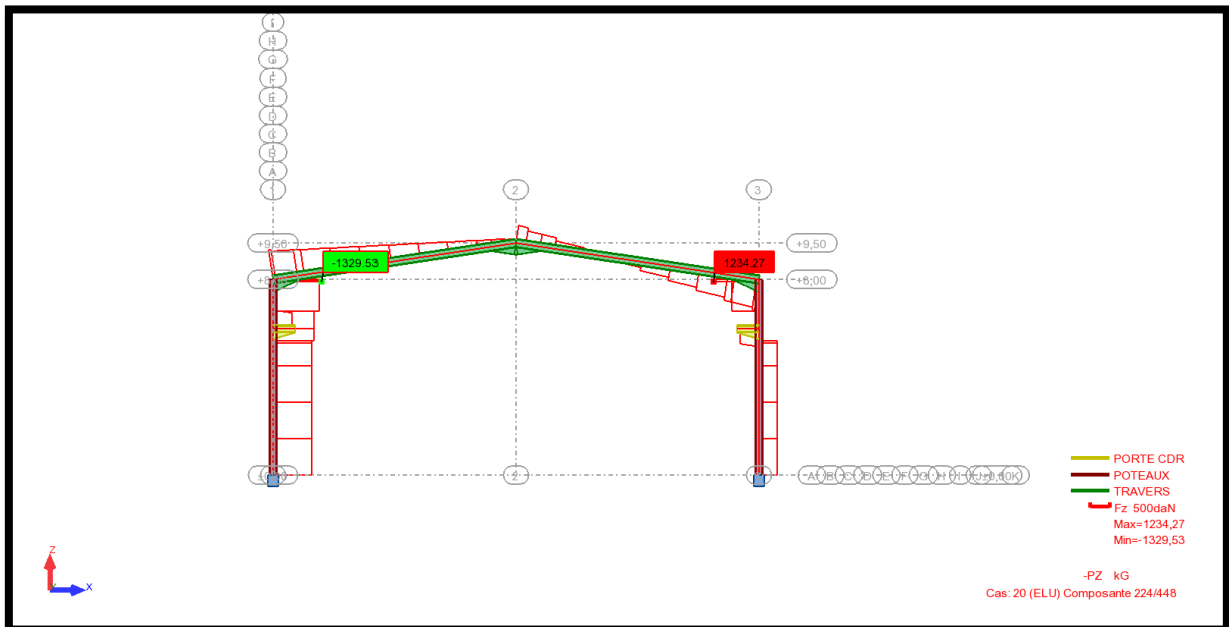


Figure V.30 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

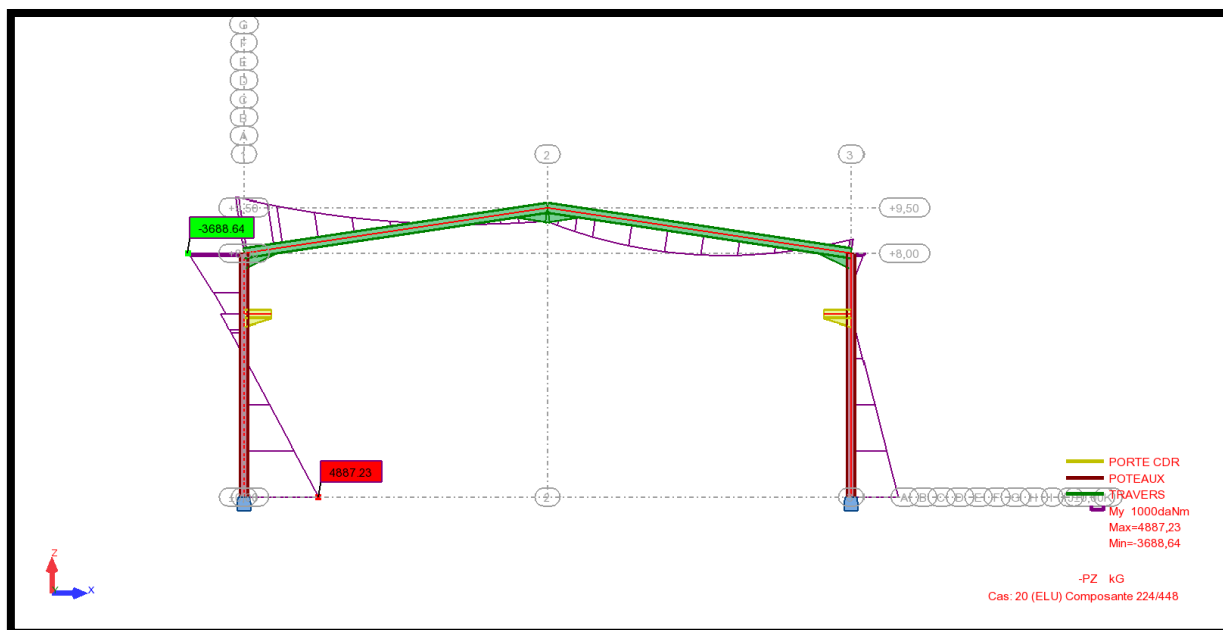


Figure V.31 : Diagramme des moments fléchissent à l'ELU

3. Tableaux des résultats :

3.1. Réactions extrêmes par rapport au Repère global :

	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	MZ [daNm]
MAX	7611,28	4900,16	22164,15	104,84	23433,02	11,99
Noeud	273	1	234	275	234	236
Cas	ELU/292	ELU/279	ELU/340	ELU/11	ELU/338	ELU/13
MIN	-7804,22	-6286,78	-6939,57	-18,25	-24975,91	-11,99
Noeud	236	434	82	10	236	234
Cas	ELU/269	ELU/41	9	ELU/41	ELU/274	ELU/1

Tableau V.20 : Réactions extrêmes par rapport au Repère global.

3.2. Déplacements Extrêmes des nœuds :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	6,7	5,8	8,4	0,101	0,024	0,020
Noeud	22	452	253	56	287	55
Cas	ELU/274	ELU/41	ELU/41	ELU/300	ELU/352	ELU/276
MIN	-3,5	-5,8	-14,9	-0,101	-0,101	-0,020
Noeud	244	451	291	136	57	65
Cas	ELU/338	ELU/41	ELU/352	ELU/348	ELU/7	ELU/300

Tableau V.21 : Déplacements Extrêmes des nœuds.

3.3 Les Efforts extrêmes :

	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	MZ [daNm]
MAX	21591,16	2805,82	13595,88	423,95	33311,86	2826,93
Barre	197	10	235	9	234	10
Noeud	234	14	274	14	276	14
Cas	ELU/340	ELU/276	ELU/328	ELU/300	ELU/352	ELU/276
MIN	-8966,08	-2805,82	-11151,31	-423,95	-36093,02	-2723,19
Barre	10	9	236	10	233	72
Noeud	14	14	276	14	274	93
Cas	ELU/39	ELU/300	ELU/240	ELU/276	ELU/328	ELU/328

Tableau V.22 : Les Efforts extrêmes.

3.4 Les Contraintes extrêmes :

	S max [daN/m ²]	S min [daN/m ²]	S max(My) [daN/m ²]	S max(Mz) [daN/m ²]	S min(My) [daN/m ²]	S min(Mz) [daN/m ²]	Fx/Ax [daN/m ²]
MAX	31022235,16	4487420,31	24399300,53	23044271,36	0,00	0,00	4487420,31
Barre	9	62	233	10	55	53	62
Noeud	14	40	274	14	5	28	40
Cas	ELU/300	ELU/300	ELU/328	ELU/276	ELU/338	ELU/329	ELU/300
MIN	-4413243,59	-28921618,74	-0,00	-0,00	24399300,53	23044271,36	-4413243,59
Barre	124	10	52	118	233	10	124
Noeud	93	14	51	93	274	14	93
Cas	ELU/352	ELU/300	ELU/51	ELU/41	ELU/328	ELU/276	ELU/352

Tableau V.23 : Les Contraintes extrêmes.

3.5 Flèches extrêmes :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,1	13,9	7,8
Barre	267	424	425
Cas	ELU/28	ELU/35	ELU/35
MIN	-0,2	-0,8	-7,8
Barre	46	18	424
Cas	ELU/13	ELU/352	ELU/43

Tableau V.24 : Flèches extrêmes.

4. Vérification et dimensionnement du portique :

4.1 Vérification des traverses :

Tableau V.25 : Vérification des traverses.

Le profilé en IPE 360 n'est pas vérifié.

Les barres 3 4 9 10 65 66 71 72 127A343P36 128A344P36 possèdent des âmes dont l'élançement dépasse la valeur limite donnée dans le point 6.2.6(6). Pour ces sections, le contrôle de la stabilité locale de l'âme en cisaillement doit être effectué, conformément à la norme EN 1993-1-5.

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 1.60 > 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 1.65 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 1.65 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil incorrect !!!

4.2. Dimensionnement des traverses :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 2 TRAVERSES						
132 Traverses_1	IPE 450	S 275	50.33	244.67	0.87	14 ELU /352/

Tableau V.26 : Dimensionnement des traverses.

Nous choisissons le profilé en **IPE 450**.

4.3. Note de calcul :

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 2 TRAVERSES

PIECE: 132 Traverses_132 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 ELU /352/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 10*1.35 + 12*1.35 + 13*1.35

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

h=85.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=55.48 cm ²	Az=77.63 cm ²	Ax=163.26 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=145295.48 cm ⁴	Iz=2513.07 cm ⁴	Ix=93.20 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wely=3381.00 cm ³	Welz=264.53 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 9268.55 daN	My,Ed = -34561.54 daN*m	Mz,Ed = 36.63 daN*m
Vy,Ed = -59.60 daN		
Nc,Rd = 448960.60 daN	My,el,Rd = 92977.62 daN*m	Mz,el,Rd = 7274.69 daN*m
Vy,T,Rd = 87158.36 daN		
Nb,Rd = 448960.60 daN	My,c,Rd = 92977.62 daN*m	Mz,c,Rd = 7274.69 daN*m
Vz,Ed = 14332.02 daN	Vz,T,Rd = 122412.19 daN	
Mb,Rd = 40806.93 daN*m	Tt,Ed = 17.74 daN*m	

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 77418.52 daN*m	Courbe,LT -
d	XLT = 0.42	
Lcr,low=5.06 m	Lam_LT = 1.10	fi,LT = 1.44
		XLT,mod = 0.44

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$$kyy = 1.00$$

$$kzz = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = \mathbf{0.40 < 1.00} \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3*(\text{Tau},z,Ed + \text{Tau},tz,Ed)^2} / (fy/gM0) = \mathbf{0.40 < 1.00} \quad (6.2.1.(5))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = \mathbf{0.00 < 1.00} \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = \mathbf{0.12 < 1.00} \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau},ty,Ed / (fy / (\sqrt{3} * gM0)) = \mathbf{0.03 < 1.00} \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau},tz,Ed / (fy / (\sqrt{3} * gM0)) = \mathbf{0.02 < 1.00} \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_y, Ed / M_b, Rd = 0.85 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N, Ed / (X_y * N, Rk / gM1) + k_{yy} * M_y, Ed / (X_{LT} * M_y, Rk / gM1) + k_{yz} * M_z, Ed / (M_z, Rk / gM1) = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N, Ed / (X_z * N, Rk / gM1) + k_{zy} * M_y, Ed / (X_{LT} * M_y, Rk / gM1) + k_{zz} * M_z, Ed / (M_z, Rk / gM1) = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

4.4. Vérification des poteaux :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 1 POTEAUX						
197 Poteaux_197	POTEAUX	S 275	29.46	74.72	0.95	20 ELU /340/

Tableau V.27 : Vérification des poteaux.

Le profilé **HEA 320** est vérifié.

4.5. Dimensionnement des poteaux :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
197 Poteaux_197	HEA 300	S 275	31.40	74.79	1.12	20 ELU /340/
	HEA 320		29.46	74.72	0.95	
	HEA 340		27.77	75.03	0.84	
197 Poteaux_197	HEB 260	S 275	35.64	85.05	1.20	20 ELU /340/
	HEB 280		33.03	79.04	0.99	
	HEB 300		30.79	73.89	0.79	

Tableau V.28 : Dimensionnement des poteaux.

Pour des raisons de sécurité on adopte le profilé en **HEB 300**.

4.6. La note de calcul :

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 1 POTEAUX

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE HANGAR

PIECE: 202 Poteaux_202 **POINT:** 5 **COORDONNEE:** $x = 0.45 L = 3.60 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: **20 ELU /340/ $1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 10*1.35 + 11*1.35 + 13*1.35$**

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 300

$h=30.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=126.20 \text{ cm}^2$	$A_z=47.43 \text{ cm}^2$	$A_x=149.08 \text{ cm}^2$
$tw=1.1 \text{ cm}$	$I_y=25165.70 \text{ cm}^4$	$I_z=8562.83 \text{ cm}^4$	$I_x=185.77 \text{ cm}^4$
$tf=1.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=1868.67 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=870.14 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 22738.76 \text{ daN}$ $M_{y,Ed} = -5401.45 \text{ daN*m}$ $M_{z,Ed} = 4.69 \text{ daN*m}$
 $V_{y,Ed} = -8.51 \text{ daN}$

$N_{c,Rd} = 409970.00 \text{ daN}$ $M_{y,Ed,max} = -33977.06 \text{ daN*m}$ $M_{z,Ed,max} = 104.35 \text{ daN*m}$
 $V_{y,T,Rd} = 200326.98 \text{ daN}$

$N_{b,Rd} = 258329.46 \text{ daN}$ $M_{y,c,Rd} = 51388.43 \text{ daN*m}$ $M_{z,c,Rd} = 23928.85 \text{ daN*m}$
 $V_{z,Ed} = -7328.09 \text{ daN}$

$M_{N,y,Rd} = 51388.43 \text{ daN*m}$ $M_{N,z,Rd} = 23928.85 \text{ daN*m}$
 $V_{z,T,Rd} = 75296.01 \text{ daN}$

$M_{b,Rd} = 51388.43 \text{ daN*m}$ $T_{t,Ed} = -0.82 \text{ daN*m}$

Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$ $M_{cr} = 372142.80 \text{ daN*m}$ Courbe,LT -
 $X_{LT} = 0.97$

$L_{cr,low}=4.00 \text{ m}$ $Lam_{LT} = 0.37$ $f_{i,LT} = 0.58$ $X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$L_y = 8.00 \text{ m}$ $Lam_y = 0.35$ $L_z = 8.00 \text{ m}$ $Lam_z = 0.85$

$L_{cr,y} = 4.00 \text{ m}$ $X_y = 0.94$ $L_{cr,z} = 5.60 \text{ m}$ $X_z = 0.63$

$$Lamy = 30.79$$

$$kyy = 1.00$$

$$Lamz = 73.89$$

$$kyz = 0.69$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section :

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau},ty,Ed/(fy/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau},tz,Ed/(fy/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda},y = 30.79 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00$$

$$\text{Lambda},z = 73.89 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00$$

STABLE

$$My,Ed,\text{max}/Mb,Rd = 0.66 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xy * N,Rk/gM1) + kyy * My,Ed,\text{max}/(XLT * My,Rk/gM1) + kyz * Mz,Ed,\text{max}/(Mz,Rk/gM1) = 0.73 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz * N,Rk/gM1) + kzy * My,Ed,\text{max}/(XLT * My,Rk/gM1) + kzz * Mz,Ed,\text{max}/(Mz,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Conclusions :

D'après les calculs, nous déterminons les profilées des éléments du portique qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications et les dimensionnements:

- Les poteaux en **HEB 300**
- Les traverses en **IPE 450**

CHAPITRE VI :

Calcul des assemblages

VI.1 Introduction :

Les assemblages constituent les dispositifs permettant de réunir et de solidariser les pièces d'une structure. Ils doivent assurer la transition et la répartition des divers efforts et sollicitations entre les pièces assemblées. Les assemblages ne doivent en aucun cas constituer le point faible de la structure. Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage

VI.2 Calcul des assemblages par boulons :

Il existe deux types de boulons

- Les boulons ordinaires : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.
- Les boulons HR : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement (μ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

VI.2.1 Assemblage de rive (Poteau-Traverse) :

- L'assemblage poteau – traverse - Comme montre le schéma ci-après, la liaison poteau traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée sur l'extrémité de la traverse à la semelle du poteau. L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

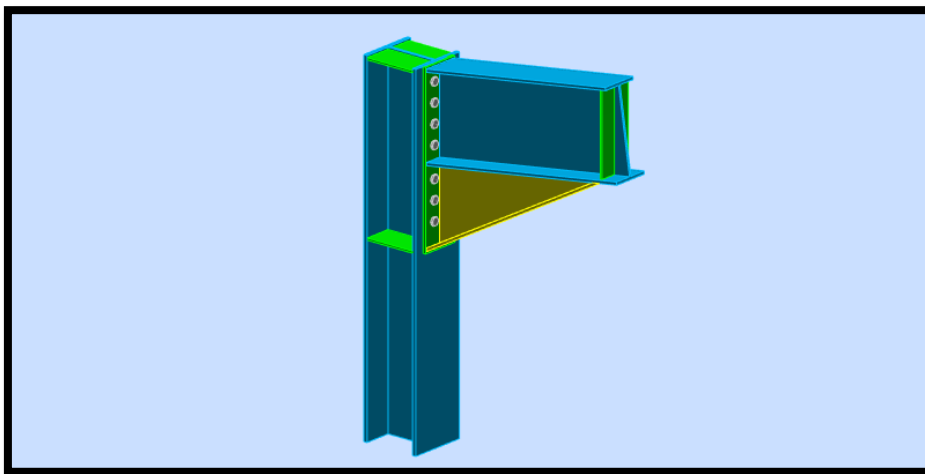


Figure VI.1 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse

Cet assemblage constitué de 7 boulons 8.8 de diamètre de 22mm, La platine a une épaisseur de 15mm.

1. Les composants de l'assemblage

- Poteau HEB300
- Traverse IPE450
- Jarret IPE450
- Platine 880× 200× 15

2. Disposition des boulons :

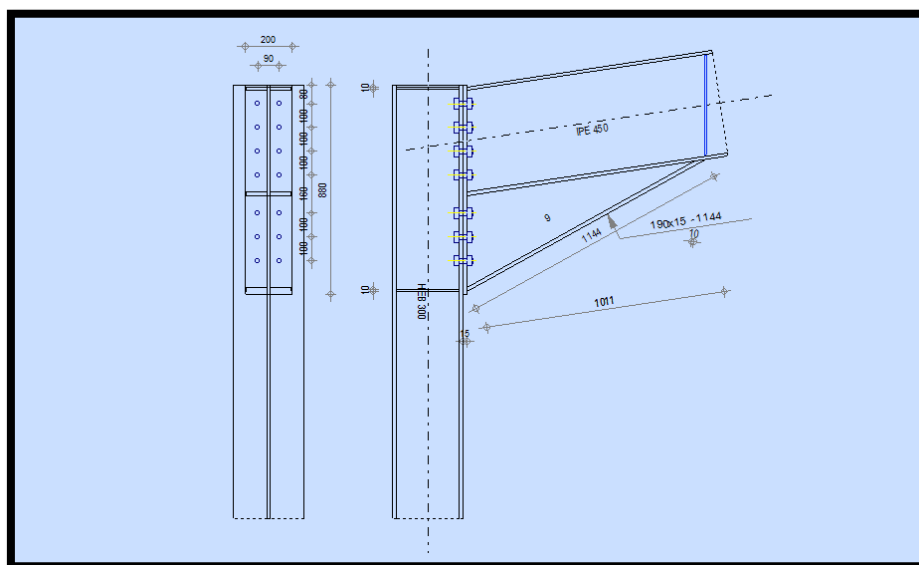




Figure VI.2 : Disposition des boulons de l'assemblage poteau traverse.

Les raidisseurs utilisés sont des raidisseurs de 10mm.

3. La note de calcul :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau EN 1993-1-8:2005/AC:2009	 Ratio 0,67
---	---	---

GENERAL

Assemblage N°: 6

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Assemblage N°: 6

Noeud de la structure: 236

Barres de la structure: 167, 169

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEB 300

Barre N°: 167

$I_{xc} = 25165,70 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

$f_{yc} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 450

Barre N°: 169

$I_{xb} = 33742,90 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

$f_{yb} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 22 \text{ [mm]}$ Diamètre du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$F_{tRd} = 17452,80 \text{ [daN]}$ Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 80 \text{ [mm]}$ Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 90 \text{ [mm]}$

Entraxe $p_i = 100;100;100;160;100;100 \text{ [mm]}$

PLATINE

$h_p = 880$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 200$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 15$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S 275
 $f_{yp} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 190$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{rd} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 405$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1011$ [mm] Longueur de la platine
 $a = 29,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: S 235
 $f_{ybu} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 262$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 275

$f_{ysu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 262$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

$h_{sd} = 262$ [mm] Hauteur du raidisseur

Matériau: S 275

$f_{ysu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 10$ [mm] Soudure âme

$a_f = 10$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 10$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 10$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$g_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$g_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 14: ELU /274/ $1*1,35 + 2*1,35 + 3*1,35 + 4*1,35 + 10*1,35 + 11*1,35 + 12*1,35 + 13*1,35$

$M_{b1,Ed} = 32389,88$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 12215,12$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -7809,13$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = 32389,87$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = 7809,13$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -12373,17$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

$N_{cb,Rd} = 271757,2$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$V_{cb,Rd} = 141171,84$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,09 < 1,00$ **vérifié** (0,09)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$M_{b,pl,Rd} = 46802,80$ [daN*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

$M_{cb,Rd} = 97597,63$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 97597,63$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 115595,40$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

$F_{c,wb,Rd1} = 247803,03$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = 211490,64$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd3} = 95356,25$ [daN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 95356,25$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 32389,88$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 7809,13$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 32389,88$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,00$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 732$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 40362,93$ [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$M_{pl,fc,Rd} = 744,56$ [daN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 206,25$ [daN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 206,25$ [daN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 70011,83$ [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,58 < 1,00$ **vérifié** (0,58)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

$s_{com,Ed} = 14215433,95$ [daN/m²] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wc,Rd1} = 151288,65$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$F_{c,wc,Rd2} = 148385,10$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd} = 148385,10$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$F_{c,wc,Rd1} = 151011,60$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

Flambement:

$$F_{c,wc,Rd2} = 148261,31 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 148261,31 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd2} F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 190712,50 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,04 < 1,00	vérifié		(0,04)
---------------------------------	-------------	---------	--	--------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 17452,80 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 32097,02 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} [\text{Tableau 3.4}]$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

N r	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	782	28515,40	34905,60	32610,27	28515,40	47079,63	34905,60	64194,05
2	682	22126,81	34905,60	32610,27	28153,24	47079,63	34905,60	64194,05
3	582	19238,20	34905,60	32610,27	28153,24	47079,63	34905,60	64194,05
4	482	131,41	34905,60	32610,27	28153,24	47079,63	34905,60	64194,05
5	322	-	34905,60	32610,27	28153,24	47079,63	34905,60	64194,05
6	222	-	34905,60	32610,27	28153,24	47079,63	34905,60	64194,05
7	122	-	34905,60	32610,27	28153,24	47079,63	34905,60	64194,05

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 48627,48 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,67 < 1,00	vérifié	(0,67)
---------------------------------	-------------	---------	--------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$a_v =$	0,60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
---------	------	--	---------------

$b_{Lf} =$	0,93	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
------------	------	--	-------

$F_{v,Rd} =$	13502,31 [daN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
--------------	----------------	--	---------------

$F_{t,Rd,max} =$	17452,80 [daN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
------------------	----------------	--------------------------------------	---------------

$F_{b,Rd,int} =$	28380,00 [daN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
------------------	----------------	---	---------------

$V_{j,Rd} =$	165160,23 [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
--------------	-----------------	--	---------------

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,07 < 1,00	vérifié	(0,07)
---------------------------------	-------------	---------	--------

RESISTANCE DES SOUDURES

$\ddot{O}[s^{\wedge}max^2 + 3*(t^{\wedge}max^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2})$	10346425,87 < 40470588,24	vérifié	(0,26)
---	---------------------------	---------	--------

$\ddot{O}[s^{\wedge}2 + 3*(t^{\wedge}2 + t_{II}^{\wedge}2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2})$	9942967,09 < 40470588,24	vérifié	(0,25)
--	--------------------------	---------	--------

$s^{\wedge} \leq 0.9 * f_u / g_{M2}$	5173212,93 < 30960000,00	vérifié	(0,17)
--------------------------------------	--------------------------	---------	--------

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

$S_{j,ini} = 16314239,15$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
---	-------------

$S_j = 16314239,15$ [daN*m] Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
---	-------------

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 5606089,52$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
--	-----------

$S_{j,pin} = 350380,59$ [daN*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 0,67

VI.2.2 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :

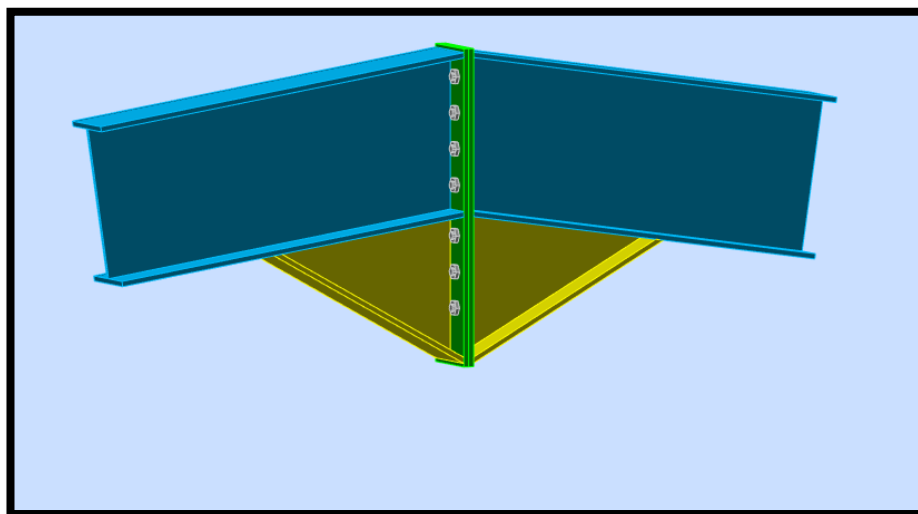


Figure VI.3 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

Cet assemblage constitué de 7 boulons 8.8 de diamètre de 22mm.

1. Les composants de l'assemblage

- Traverse IPE450
- Jarret IPE450
- Platine 880× 200× 15

2. Disposition des boulons :

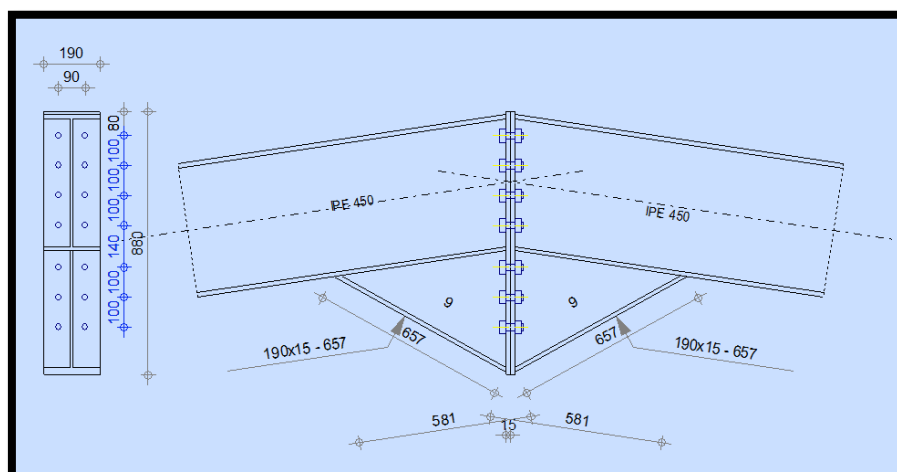




Figure VI.4 : Disposition des boulons de l'assemblage traverse-traverse.

3. La note de calcul :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre EN 1993-1-8:2005/AC:2009	

GENERAL

Assemblage N°: 35
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 360
Barres de la structure: 276, 277

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 450

Barre N°: 276

$I_{xbl} = 33742,90 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

$f_{yb} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 450

Barre N°: 277

$I_{xbr} = 33742,90 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

$f_{yb} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 22$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$F_{tRd} = 17452,80$ [daN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 90$ [mm]

Entraxe $p_i = 100;100;100;140;100;100$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 880$ [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 190$ [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} = 15$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 275

$f_{ypr} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_{rd} = 190$ [mm] Largeur de la platine

$t_{frd} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} = 405$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrd} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_{rd} = 1011$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha_d = 29,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{ybu} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 5$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $g_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $g_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 14: ELU /340/ $1*1,35 + 2*1,35 + 3*1,35 + 4*1,35 + 10*1,35 + 11*1,35 + 13*1,35$

$M_{b1,Ed} = -23278,31$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -1504,07$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -9080,86$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$N_{cb,Rd} = 271757,20$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$V_{cb,Rd} = 141171,84$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$M_{b,pl,Rd} = 46802,8$ [daN*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

$M_{cb,Rd} = 97597,63$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 97597,63$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 115595,40$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$F_{c,wb,Rd1} = 72912,47$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$F_{c,wb,Rd2} = 57189,86$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd3} = 95356,25$ [daN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$$

$F_{c,wb,Rd,low} = 57189,86$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} , F_{c,wb,Rd,low})$$

$N_{j,Rd} = 114379,73$ [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,08 < 1,00$	vérifié	(0,08)
---------------------------------	---------------	----------------	--------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 17452,80$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 32097,02$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$M_{j,Rd} = 54907,62$ [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,42 < 1,00	vérifié	(0,42)
---------------------------------	-------------	---------	--------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$F_{v,Rd} = 13568,66$ [daN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 17452,80$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 28380,00$ [daN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 28380,00$ [daN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd} = 167069,01$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
---------------------------------	-------------	---------	--------

RESISTANCE DES SOUDURES

$\ddot{O}[s_{max}^2 + 3*(t_{max}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2})$	14167476,26 < 40470588,24	vérifié	(0,35)
---	---------------------------	---------	--------

$\ddot{O}[s^2 + 3*(t^2 + t_{II}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2})$	13071785,16 < 40470588,24	vérifié	(0,32)
--	---------------------------	---------	--------

$s \leq 0.9 * f_u / g_{M2}$	7083738,13 < 30960000,00	vérifié	(0,23)
-----------------------------	--------------------------	---------	--------

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$S_{j,ini} = 82638416,57$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_j = 82638416,57$ [daN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 5606089,52$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 350380,59$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,42
--	------------

VI.2.3 Assemblage poutre-poteau (âme) :

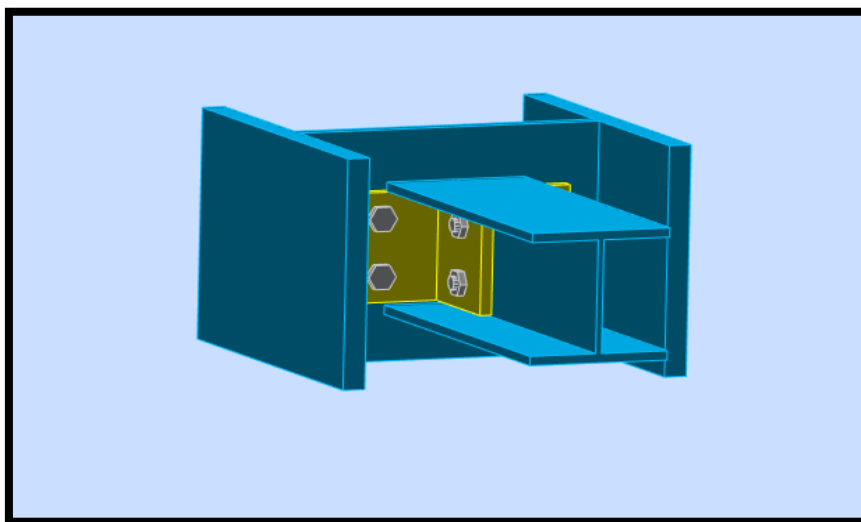


Figure VI.5 : Représentation de l'assemblage poutre-poteau (âme).

Cet assemblage constitué de 8 boulons 4.6 de diamètre de 12mm, avec des cornière CAE 100×10 de 95mm de longueur.

1. Les composants de l'assemblage :

- Poteau HEB 300
- Cornière CAE 100×10
- Poutre HEA 120

2. détails de l'assemblage poutre-poteau (âme) :

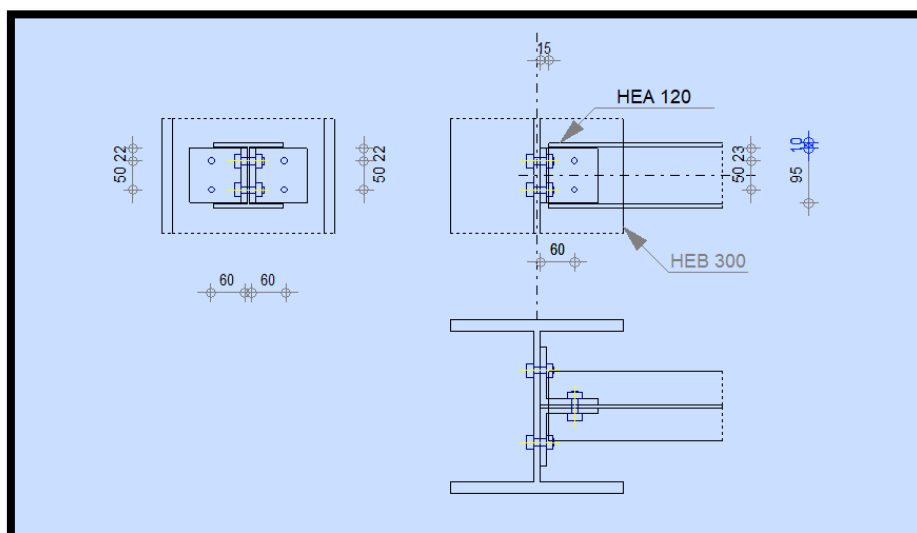
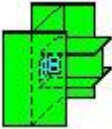



Figure VI.6 : détails sur l'assemblage pied de poteau articulé.

3. La note de calcul :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	
		Ratio 0,23

GENERAL

Assemblage N°: 36

Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)

Noeud de la structure: 4

Barres de la structure: 2, 13

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEB 300

Barre N°: 2

$I_{yc} = 25165,70 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

$f_{yc} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance de calcul

$f_{uc} = 43000000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: HEA 120

Barre N°: 13

$I_{yb} = 606,15 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

$f_{yb} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance de calcul

$f_{ub} = 43000000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10

Matériau: S 275

$f_{yk} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul

$f_{uk} = 43000000,00$ [daN/m²] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe du boulon

$d = 12$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 0,84$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 40000000,00$ [daN/m²] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 23$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_1 = 50$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe du boulon

$d = 12$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 0,84$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

Classe =	4.6	Classe du boulon
$f_{ub} =$	40000000,00 [daN/m ²]	Résistance à la traction
k =	1	Nombre de colonnes des boulons
w =	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	23 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	50 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 14: ELU /279/ $1*1,35 + 2*1,35 + 3*1,35 + 4*1,35 + 9*1,35$

$N_{b,Ed} = 1876,26$ [daN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 29,97$ [daN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 0,00$ [daN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 2171,47$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon

$F_{t,Rd} = 2419,20$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$k_{1x} > 0,0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$a_{bx} > 0,0$ 0,93 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 10560,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

Direction z

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

$$k_{1z} > 0.0 \qquad 2,50 > 0,00 \qquad \text{vérifié}$$

$$a_{bz} > 0.0 \qquad 0,93 > 0,00 \qquad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd1z} = 10560,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} > 0.0 \qquad 2,50 > 0,00 \qquad \text{vérifié}$$

$$a_{bx} > 0.0 \qquad 0,93 > 0,00 \qquad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd2x} = 9600,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

Direction z

$$k_{1z} > 0.0 \qquad 2,50 > 0,00 \qquad \text{vérifié}$$

$$a_{bz} > 0.0 \qquad 0,58 > 0,00 \qquad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd2z} = 5953,85$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 63$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,94$ [daN*m] Moment fléchissant réel

$F_{Vz} = 7,49$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Mx} = 18,73$ [daN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$F_{x,Ed} = 18,73$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 7,49$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 20,17$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 9600,00$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$F_{Rdz} = 5953,85$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \qquad |18,73| < 2171,47 \qquad \text{vérifié} \qquad (0,00)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \qquad |7,49| < 2171,47 \qquad \text{vérifié} \qquad (0,00)$$

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 18,73 < 2171,47$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$20,17 < 2171,47$	vérifié	(0,01)

Traction des boulons

$e = 66$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_{0t} = 0,98$ [daN*m] Moment fléchissant réel

$F_{t,Ed} = 488,69$ [daN] Effort de traction dans le boulon extrême

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$488,69 < 2419,20$	vérifié	(0,20)
--------------------------	--------------------	---------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 20,17$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,15 < 1,00$	vérifié	(0,15)
--	---------------	---------	--------

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 4342,94$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$a_{bx} > 0.0$	$0,93 > 0,00$	vérifié	

$F_{b,Rd1x} = 4800,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

Direction z

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$a_{bz} > 0.0$	$0,82 > 0,00$	vérifié	

$F_{b,Rd1z} = 4233,85$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$a_{bx} > 0.0$	$0,93 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd2x} = 19200,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

Direction z

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$a_{bz} > 0.0$	$0,58 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd2z} = 11907,69$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 66$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_0 = 1,96$ [daN*m] Moment fléchissant réel

$F_{Nx} = 938,13$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{Vz} = 14,98$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Mx} = 39,26$ [daN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x

$F_{Mz} = 0,00$ [daN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z

$F_{x,Ed} = 977,39$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 14,98$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 977,50$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 4800,00$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$F_{Rdz} = 4233,85$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 977,39 < 4800,00$	vérifié	(0,20)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 14,98 < 4233,85$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$977,50 < 4342,94$	vérifié	(0,23)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$V_{\text{effRd}} = 23365,68$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$|0,5 * N_{b,Ed}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |938,13| < 23365,68 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

POUTRE

$V_{\text{effRd}} = 12476,70$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$|N_{b,Ed}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |1876,26| < 12476,70 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$V_{\text{effRd}} = 14176,88$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$|0,5 * V_{b,Ed}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |14,98| < 14176,88 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

POUTRE

$V_{\text{effRd}} = 8272,60$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |29,97| < 8272,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 9,50$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 6,90$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0,9 * (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) \quad 0,65 < 0,80 \quad \text{vérifié}$$

$W_{net} = 11,54$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 317,45$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,98| < 317,45 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$A_v = 9,50$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 6,90$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$V_{pl,Rd} = 15083,28$ [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$A_v = 9,50 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement

$$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |14,98| < 15083,28 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 5,70 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4,40 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) \quad 0,69 < 0,80$$

$M_{c,Rdnet} = 263,38 \text{ [daN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1,96| < 263,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$V_{pl,Rd} = 9049,97 \text{ [daN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |29,97| < 9049,97 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,23

VI.2.4 Assemblage poteau - console :

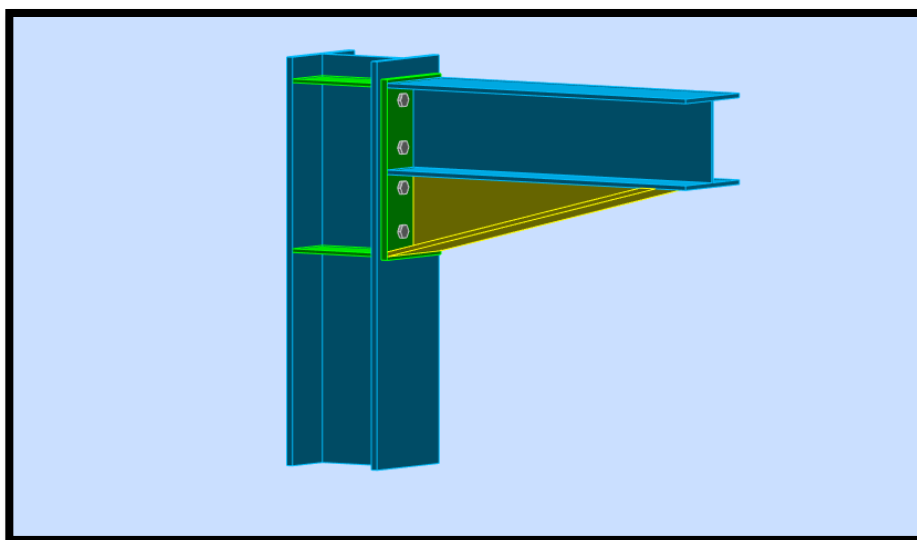


Figure VI.7 : Représentation de l'assemblage poteau - console.

Cet assemblage constitué de 8 tiges boulons 8.8 de diamètre de 20mm, avec une platine de 20mm d'épaisseur.

1. Les composants de l'assemblage :

- Poteau HEB300
- Console HEA 260
- Jarret 225×260×8
- Platine 495×260×20

2. détails d'assemblage poteau – console :

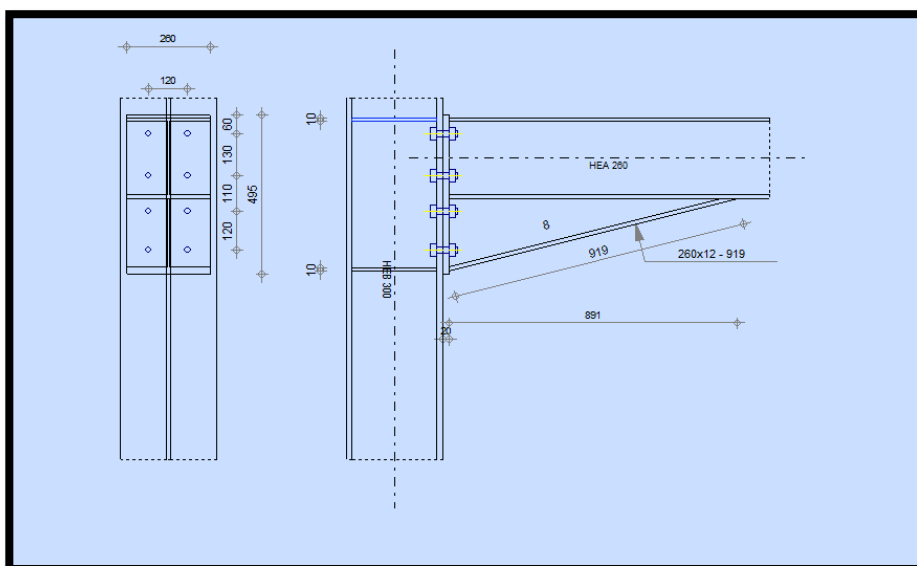




Figure VI.8 : détails sur l'assemblage poteau - console.

La longueur de jarret est 891mm.

3. La note de calcul :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau EN 1993-1-8:2005/AC:2009	
		Ratio 0,23

GENERAL

Assemblage N°: 34
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau
 Noeud de la structure: 282
 Barres de la structure: 203, 207

Assemblage N°: 34

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEB 300

Barre N°: 203

$I_{xc} = 25165,70 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

$f_{yc} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

POUTRE

Profilé: HEA 260

Barre N°: 207

$a = -0,0 \text{ [Deg]}$ Angle d'inclinaison

$h_b = 250 \text{ [mm]}$ Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 260 \text{ [mm]}$ Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 8 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 13 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 24 \text{ [mm]}$ Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 24 \text{ [mm]}$ Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 86,82 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 10455,00 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

$f_{yb} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

$d =$	20 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	14112,00 [daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	60 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	120 [mm]	
Entraxe $p_i =$	130;110;120 [mm]	

PLATINE

$h_p =$	495 [mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	260 [mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 275	
$f_{yp} =$	27500000,00 [daN/m ²]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	260 [mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	13 [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	225 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	891 [mm]	Longueur de la platine
$a =$	14,2 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235	
$f_{ybu} =$	23500000,00 [daN/m ²]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 262$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 275

$f_{ysu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 262$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 275

$f_{ysu} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 10$ [mm] Soudure âme

$a_f = 10$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 10$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 10$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$g_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$g_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 14: ELU /12/ $1*1,35 + 2*1,35 + 11*1,50 + 13*1,50$

$M_{b1,Ed} = 4653,27$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 6057,42$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = 71,54$ [daN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = 7408,78$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = 2298,79$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -10563,08$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur
 $M_{c2,Ed} = 2755,56$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur
 $V_{c2,Ed} = -2370,33$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur
 $N_{c2,Ed} = -4347,61$ [daN] Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 86,82$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd} = 238753,35$ [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$V_{cb,Rd} = 72450,37$ [daN] 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)

$M_{b,pl,Rd} = 25296,07$ [daN*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

$M_{cb,Rd} = 46984,76$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

FLEXION AVEC EFFORT AXIAL AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$M_{Nb,Rd} = 46970,68$ [daN*m] Résistance réduite (effort axial) de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.9.2.(1)]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 46984,76$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 101631,78$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$s_{com,Ed} = 3930683,86$ [daN/m²] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = 168739,32$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$F_{c,wb,Rd2} = 138292,26$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 138292,26$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 4653,27$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 2298,79$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = -2370,33$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$M_{pl,fc,Rd} = 744,56$ [daN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 206,25$ [daN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 206,25$ [daN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 71864,23$ [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,15 < 1,00$ **vérifié** (0,15)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$S_{com,Ed} = 3770308,93 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \begin{array}{l} \text{Contrainte de compression maximale} \\ \text{dans l'âme} \end{array} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 152161,91 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$F_{c,wc,Rd2} = 148766,76 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd} = 148766,76 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = 14112,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 36960,21 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} [\text{Tableau 3.4}]$$

$$N_{j,Rd} = 112896,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 14112,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 36960,21 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} [\text{Tableau 3.4}]$$

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = 19457,82 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = 12040,27 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = 3948,41 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

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	419	28224,00	28224,00	54869,47	28224,00	58233,25	28224,00	73920,42

$$\ddot{O}[S^{\wedge}_{\max}{}^2 + 3*(t^{\wedge}_{\max}{}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2}) \quad 2565588,97 < 40470588,24 \text{ vérifié} \quad (0,06)$$

$$S^{\wedge} \leq 0.9*f_u/g_{M2} \quad 1282794,49 < 30960000,00 \text{ vérifié} \quad (0,04)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4 [mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14 [mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20 [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	64 [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

$S_{j,ini} = 6394686,69$ [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_j = 6394686,69$ [daN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 19516000,00$ [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 1219750,00$ [daN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE		

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,23

VI.2.5 Assemblage au gousset :

Nous avons deux types d'assemblage au gousset, un pour les cornières à une seule barre et l'autre pour les cornières à deux barres.

VI.2.5.1 Assemblages au gousset – barre simple :

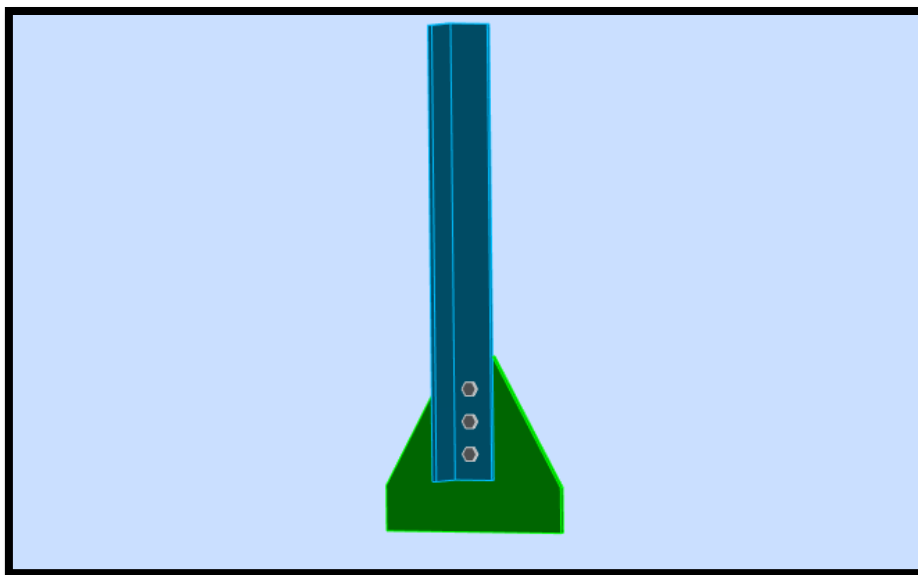


Figure VI.9 : Représentation de l'assemblage au gousset barre simple.

Cet assemblage constitué de 3 boulons 4.6 de diamètre de 12mm, avec un gousset de 8 mm d'épaisseur.

1. Les composants de l'assemblage :

- Cornière CAE 70×7
- Gousset 300×270×8

2. détails d'assemblage :

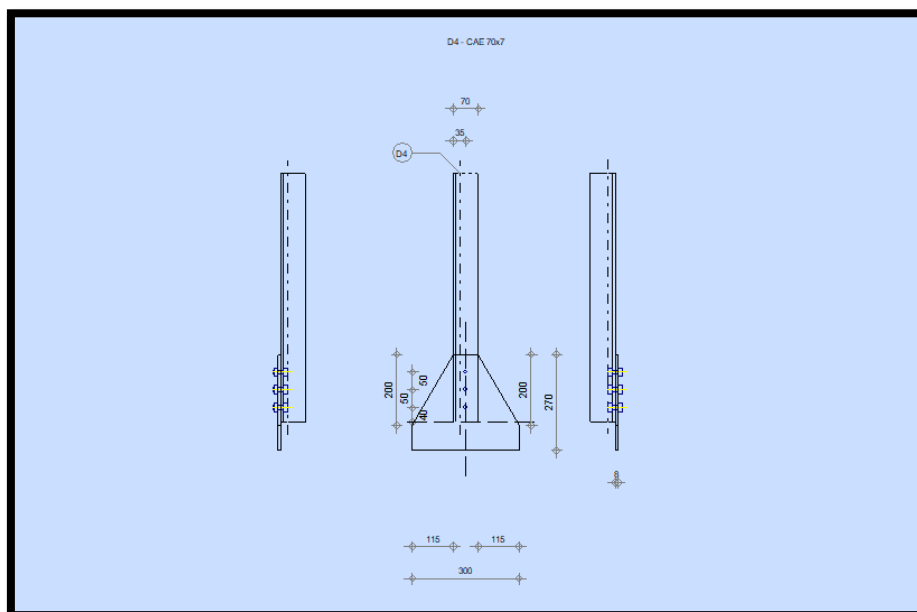
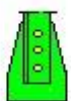



Figure VI.10 : détails sur l'assemblage au gousset barre simple.

La note de calcul :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 Calcul de l'assemblage au gousset EN 1993-1-8:2005/AC:2009	
		Ratio 0,51

GENERAL

Assemblage N°: 37
 Nom de l'assemblage : Gousset - barre simple

GEOMETRIE

BARRES

BARRE 4

PROFILE:	CAE 70x7		
h	70		mm
b _f	70		mm
t _w	7		mm
t _f	7		mm
r	9		mm
A	9,40		cm ²
MATERIAU:	S 235		
f _y	23500000,00		daN/m ²
f _u	36000000,00		daN/m ²
ANGLE	a	90,0	Deg

BOULONS

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe du boulon
 d = 12 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 13 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 0,84 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 1,13 [cm²] Aire de la section du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe du boulon

$f_{yb} = 24000000,00$ [daN/m²] Limite de plasticité

$f_{ub} = 40000000,00$ [daN/m²] Résistance du boulon à la traction

n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 50;50 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 35$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 0$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

SOUDURES

Soudures d'angle du gousset

b = 10 [mm] Bord b

GOUSSET

$l_p = 300$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 270$ [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 8$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 115$ [mm] Grugeage

$v_1 = 200$ [mm] Grugeage

$h_2 = 115$ [mm] Grugeage

$v_2 = 200$ [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 (150;108)

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

$e_v = 80$ [mm Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres]

$e_H = 13$ [mm Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres]

Matériau: S 275

$f_y = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b4,Ed} = 3021,00$ [daN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 2171,47$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$a_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$a_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 6048,00$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

Direction z

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

$a_{bz} > 0.0$	$0,90 > 0,00$	vérifié
----------------	---------------	---------

$F_{b,Rd1z} = 5427,69$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
----------------	---------------	---------

$a_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
----------------	---------------	---------

$F_{b,Rd2x} = 8256,00$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

Direction z

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
----------------	---------------	---------

$a_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
----------------	---------------	---------

$F_{b,Rd2z} = 8256,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 15$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 46,18$ [daN*m] Moment fléchissant réel

$F_{NSd} = 1007,00$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{MSd} = 461,82$ [daN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$F_{x,Ed} = 1007,00$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 461,82$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 1107,85$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 6048,00$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$F_{Rdz} = 5427,69$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 1007,00 < 6048,00$	vérifié	(0,17)
---------------------------	-----------------------	---------	--------

$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 461,82 < 5427,69$	vérifié	(0,09)
---------------------------	----------------------	---------	--------

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$1107,85 < 2171,47$	vérifié	(0,51)
-----------------------	---------------------	---------	--------

$e = 15$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 14858,81$ [daN] Résistance de calcul de la section nette

$N_{pl,Rd} = 19881,00$ [daN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$|N_{b4,Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|3021,00| < 14858,81$ **vérifié** (0,20)

$|N_{b4,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|3021,00| < 19881,00$ **vérifié** (0,15)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,99$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 7,52$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 13082,52$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$|N_{b4,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|3021,00| < 13082,52$ **vérifié** (0,23)

ATTACHE GOUSSET

VERIFICATION DES SOUDURES D'ANGLE

$M_0 = 22,66$ [daN*m] Moment fléchissant réel

$A_w = 30,00$ [cm²] Aire de la section de la soudure

$s = 654550,00$ [daN/m²] Contrainte normale dans la soudure

$s^\wedge = 462836,74$ [daN/m²] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$|s^\wedge| \leq 0,9 \cdot f_u / g_{M2}$ $|462836,74| < 30960000,00$ **vérifié** (0,01)

$t^\wedge = 462836,74$ [daN/m²] Contrainte tangentielle perpendiculaire $t^\wedge = s^\wedge$

$b_w = 0,85$ Coefficient de corrélation [Tableau 4.1]

$\ddot{O}[s^2 + 3 \cdot t^2] \leq f_u / (b_w \cdot g_{M2})$ $925673,49 < 40470588,24$ **vérifié** (0,02)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,51

VI.2.5.2 Assemblages au gousset – deux barres :

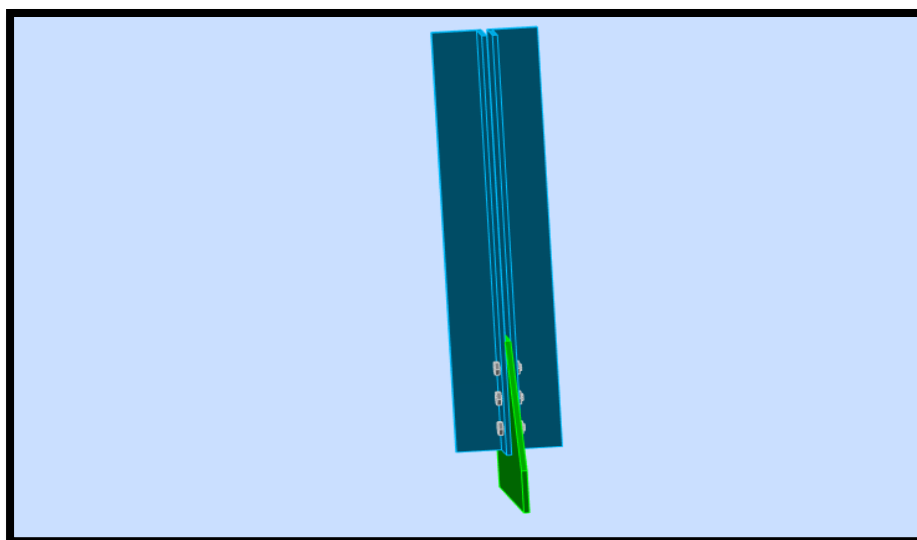


Figure VI.11 : Représentation de l'assemblage au gousset – deux barres.

Cet assemblage constitué de 3 boulons 4.6 de diamètre de 12mm, avec un gousset de 8 mm d'épaisseur.

1. Les composants de l'assemblage :

- 2 Cornière CAE 70×7
- Gousset 300×270×8

2. détails d'assemblage :

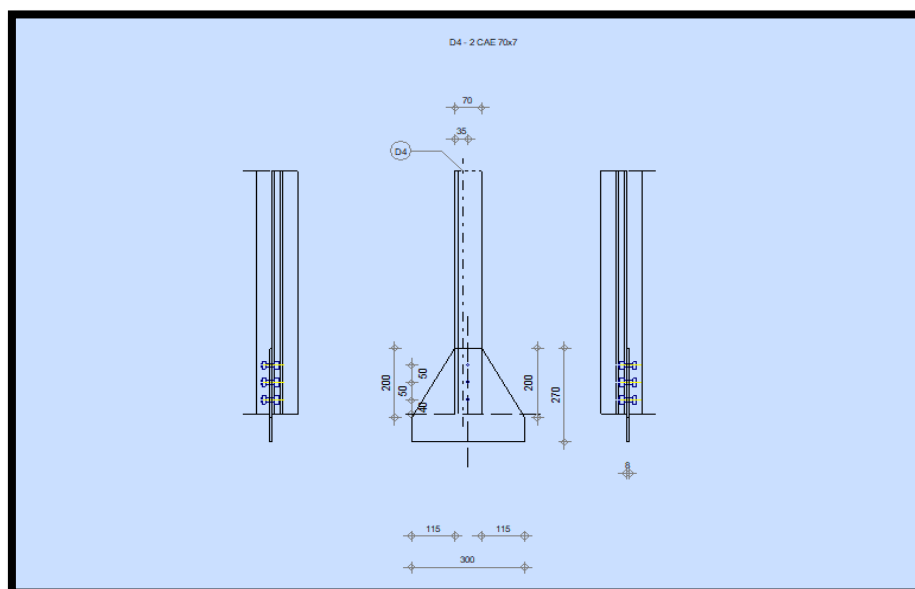


Figure VI.12 : détails sur l'assemblage au gousset - deux barres

3. La note de calcul :

GENERAL

Assemblage N°: 38

Nom de l'assemblage : Gousset - barre simple

GEOMETRIE



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,12

BARRES

BARRE 4

PROFILE:	2 CAE 70x7		
	h	70	mm
	b _f	70	mm
	t _w	7	mm
	t _f	7	mm
	r	9	mm
	A	18,79	cm ²
MATERIAU:	S 275		
	f _y	27500000,00	daN/m ²
	f _u	43000000,00	daN/m ²
ANGLE	a	90,0	Deg

BOULONS

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

- Classe = 4.6 Classe du boulon
- d = 12 [mm] Diamètre du boulon
- d₀ = 13 [mm] Diamètre du trou de boulon
- A_s = 0,84 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
- A_v = 1,13 [cm²] Aire de la section du boulon
- f_{yb} = 24000000,00 [daN/m²] Limite de plasticité
- f_{ub} = 40000000,00 [daN/m²] Résistance du boulon à la traction
- n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 50;50 [mm]

e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

e₂ = 35 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

e_c = 0 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

SOUDURES

Soudures d'angle du gousset

b = 10 [mm] Bord b

GOUSSET

$l_p = 300$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 270$ [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 8$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 115$ [mm] Grugeage

$v_1 = 200$ [mm] Grugeage

$h_2 = 115$ [mm] Grugeage

$v_2 = 200$ [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 (150;108)

$e_v = 80$ [mm Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des
=] barres

$e_H = 13$ [mm Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes
= 5] des barres

Matériau: S 275

$f_y = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b4,Ed} = 1440,00$ [daN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ 4342,9 [daN Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement] $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$

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**

$a_{bx} = 0,9$ Coefficient dépendant de l'espacement des 3 boulons $a_{bx} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ 0,93 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1x}$ 13440, [da Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou] $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$a_{bz} = 0,90$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ 0,90 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1z}$ 12966,1 [daN Résistance d'un boulon en pression diamétrale] $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2 / d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$a_{bx} = 0,9$ Coefficient dépendant de l'espacement des 3 boulons $a_{bx} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ 0,93 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd2x}$ 7680, [da Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou] $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

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**

$a_{bz} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 7680,0$ [daN Résistance d'un boulon en pression
= 0] diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_M$ 2

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 15$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 22,01$ [daN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b4,Ed} * e$

$F_{NSd} = 480,0$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$

$F_{MSd} = 220,1$ [daN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 * x_{max} / S_{x_i}^2$

$F_{x,Ed} = 480,0$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 220,1$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 528,0$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 7680,00$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 7680,0$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|480,00| < 7680,00$ **vérifié** (0,06)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|220,13| < 7680,00$ **vérifié** (0,03)

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$ $528,07 < 4342,94$ **vérifié** (0,12)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 17741,56$ [daN] Résistance de calcul de la section nette

$N_{pl,Rd} = 23257,35$ [daN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$|0.5 \cdot N_{b4,Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad |720,00| < 17741,56 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

$$|0.5 \cdot N_{b4,Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |720,00| < 23257,35 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 15378,94$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$|0.5 \cdot N_{b4,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |720,00| < 15378,94 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

ATTACHE GOUSSET

VERIFICATION DES SOUDURES D'ANGLE

$e = 15$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$M_0 = 10,80$ [daN * m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot \sin(a) \cdot e$

$A_w = 30,00$ [cm²] Aire de la section de la soudure $A_w = a \cdot l$

$s = 31200$ [daN / m²] Contrainte normale dans la soudure $s = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot \sin(a) / A_w + M_0 / W_{yw}$

$s^\wedge = 22061$ [daN / m²] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure $s^\wedge = s / \sqrt{2}$

$$|s^\wedge| \leq 0.9 \cdot f_u / g_{M2} \quad |220617,32| < 30960000,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$t^\wedge = 220617,32$ [daN/m²] Contrainte tangentielle perpendiculaire $t^\wedge = s^\wedge$

$b_w = 0,85$ Coefficient de corrélation [Tableau 4.1]

$$\sqrt{s^\wedge^2 + 3 \cdot t^\wedge^2} \leq f_u / (b_w \cdot g_{M2}) \quad 441234,63 < 40470588,24 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,12

VI.2.6 Assemblage des pieds de poteaux encastré :

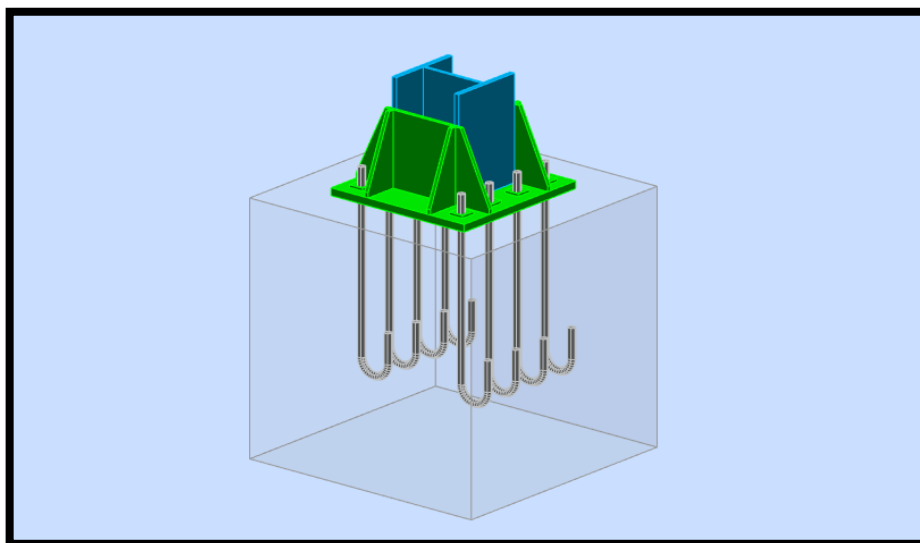


Figure VI.13 : Représentation de l'assemblage pied poteau encastré.

Cet assemblage constitué de 8 tiges d'ancrage 8.8 de diamètre de 30mm, avec un raidisseur de forme trapézoïdale a une épaisseur de 15mm et un platine de 30mm d'épaisseur.

1. Les composants de l'assemblage :

- Poteau HEB300
- Plaque d'assise 600×600×30
- Raidisseur de forme trapézoïdale 600×300×600×1

2. détails d'assemblage :

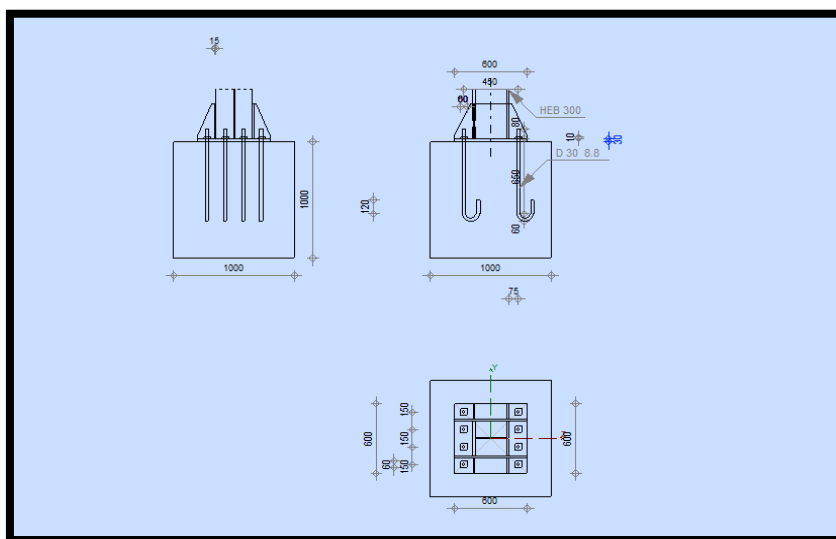




Figure VI.14 : détails sur l'assemblage pied de poteau encastré.

3. La note de calcul :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017</p> <p>Calcul du Pied de Poteau encastré</p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	
		<p>Ratio 0,73</p>

GENERAL

Assemblage N°: 26

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 276

Barres de la structure: 203

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEB 300

Barre N°: 203

$I_{yc} = 25165,70 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

$f_{yc} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

$f_{uc} = 43000000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 600 \text{ [mm]}$ Longueur

$b_{pd} = 600 \text{ [mm]}$ Largeur

$t_{pd} = 30 \text{ [mm]}$ Epaisseur

Matériau: S 275

$f_{ypd} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

$f_{upd} = 43000000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 55000000,00$ [daN/m²] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 80000000,00$ [daN/m²] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 30$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 5,61$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 7,07$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 450$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 150 ; 150$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 80$ [mm]

$L_2 = 650$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

$L_4 = 120$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s = 600$ [mm] Longueur

$w_s = 600$ [mm] Largeur

$h_s = 300$ [mm] Hauteur

$t_s = 15$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

$l_s = 600$ [mm] Longueur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$g_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1000$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1000$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 1000$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe User

$f_{ck} = 39750000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 1200000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 10$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas 14: ELU /274/ $1*1,35 + 2*1,35 + 3*1,35 + 4*1,35 + 10*1,35 + 11*1,35 + 12*1,35 + 13*1,35$

$N_{j,Ed} = -21153,78$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 2,25$ [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -3409,16$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 22477,99$ [daN*m] Moment fléchissant

$$N_{j,Ed} = -21153,78 \text{ [daN] Effort axial}$$

$$M_{j,Ed,z} = 8,69 \text{ [daN*m] Moment fléchissant}$$

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$$f_{cd} = 26500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Résistance de calcul à la compression} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.6.(1)]}$$

$$f_j = 29444444,44 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise} \quad \text{[6.2.5.(7)]}$$

$$A_{c1} = 1574,33 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de calcul maximale de la répartition de la charge} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$F_{rd,u} = 1390959,45 \text{ [daN]} \text{ Résistance du béton à l'appui rigide} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$f_{jd} = 52988528,57 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Résistance de calcul du matériau du joint} \quad \text{[6.2.5.(7)]}$$

$$F_{c,Rd,n} = 6318479,33 \text{ [daN]} \text{ Résistance du béton à la compression} \quad \text{[6.2.8.2.(1)]}$$

$$F_{c,Rd,y} = 2296201,87 \text{ [daN]} \text{ Résistance du béton à la flexion } M_y \quad \text{[6.2.8.3.(1)]}$$

$$F_{c,Rd,z} = 2148825,64 \text{ [daN]} \text{ Résistance du béton à la flexion } M_z \quad \text{[6.2.8.3.(1)]}$$

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$$M_{c,Rd,y} = 157380,30 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 467659,56 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$M_{c,Rd,z} = 150339,48 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = 415136,66 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = 6318479,33 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad \text{[6.2.8.2.(1)]}$$

$$F_{c,Rd,y} = 467659,56 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad \text{[6.2.8.3]}$$

$$F_{c,Rd,z} = 415136,66 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad \text{[6.2.8.3]}$$

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{t,Rd,s1} = 27466,56$ [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,s2} = 25712,50$ [daN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = 25712,50$ [daN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 39750000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$f_{ctd} = 756866,80$ [daN/m²] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$f_{bd} = 1702950,31$ [daN/m²] Adhérence de calcul admissible EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$F_{t,Rd,p} = 104324,54$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$N_{Rk,c}^0 = 37118,63$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$F_{t,Rd,c} = 17184,55$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$N_{Rk,c}^0 = 247799,18$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp} = 26005,96$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 17184,55$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$M_{pl,1,Rd} = 2156,31$ [daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 2156,31$ [daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 135433,47$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

$$F_{T,2,Rd} = 68269,14 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 68738,21 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = 68269,14 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [6.2.4]$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$M_{pl,1,Rd} = 2156,31 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 2156,31 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = 135433,47 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 49682,71 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 34369,11 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = 34369,11 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [6.2.4]$$

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = 68269,14 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,z} = 34369,11 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

$$e_y = 1063 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 168 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 225 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 31899,02 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,70 < 1,00	vérifié	(0,70)
---	-------------	---------	--------

$$e_z = 0 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,z} = 181 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,z} = 225 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 340,27 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)
---	-------------	---------	--------

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,73 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,73)$$

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 60468,75 \text{ [daN]} \quad \begin{array}{l} \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la} \\ \text{plaque d'assise} \end{array} \quad [6.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 60468,75 \text{ [daN]} \quad \begin{array}{l} \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la} \\ \text{plaque d'assise} \end{array} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$f_{ub} = 80000000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = 12440,71 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 37118,63 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 34369,11 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y}^0 = 189741,75 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 52706,04 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z}^0 = 189741,75 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 52706,04 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$N_{c,Ed} = 21153,78 \text{ [daN]} \quad \text{Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = 6346,14 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 105871,79 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 105871,79 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$$M_1 = 1804,00 \text{ [daN*m]} \text{ Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 24053,30 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 70 \text{ [mm]} \text{ Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 11610,00 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$s_d = 621532,21 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$s_g = 4039959,35 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$t = 5345176,98 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$s_z = 9278957,55 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(s_g, t / (0.58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,34 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$$M_1 = 743,16 \text{ [daN*m]} \text{ Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 11009,81 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 70 \text{ [mm]} \text{ Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 11610,00 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du raidisseur}$$

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

$M_1 =$	743,16 [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$s_d =$	256042,03 [daN/m ²]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$s_g =$	1664273,17 [daN/m ²]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$t =$	2446623,80 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$s_z =$	4245404,77 [daN/m ²]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max (s_g, t / (0.58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		0,15 < 1,00	vérifié (0,15)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$s^\wedge =$	2288176,05 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t^\wedge =$	2288176,05 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{yII} =$	94,68 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$t_{zII} =$	-116592,19 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$b_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$s^\wedge / (0.9 * f_u / g_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		0,07 < 1,00	vérifié (0,07)
$\ddot{O}(s^\wedge^2 + 3.0 (t_{yII}^2 + t^\wedge^2)) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,11 < 1,00	vérifié (0,11)
$\ddot{O}(s^\wedge^2 + 3.0 (t_{zII}^2 + t^\wedge^2)) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,09 < 1,00	vérifié (0,09)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$s^\wedge =$	0,00 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t^\wedge =$	0,00 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{II} =$	4077706,34 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$s_z =$	0,00 [daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$b_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (s^\wedge, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,17 < 1,00	vérifié (0,17)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$s^{\wedge} =$	1751649,59 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t^{\wedge} =$	1751649,59 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{II} =$	1834967,85 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$s_z =$	4730161,32 [daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$b_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \sqrt{3}, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,12 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$s^{\wedge} =$	5669416,33 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t^{\wedge} =$	5669416,33 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{II} =$	5127735,39 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$s_z =$	14403129,42 [daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$b_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \sqrt{3}, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,36 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,36)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$s^{\wedge} =$	2883373,80 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t^{\wedge} =$	2883373,80 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{II} =$	2230459,72 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$s_z =$	6941197,99 [daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$b_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \sqrt{3}, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,17 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$S_{j,ini,y} = 8154097,21 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [\text{Tableau 6.12}]$$

$$S_{j,rig,y} = 19817988,75 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y} \text{ SEMI-RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$S_{j,ini,z} = 212318195,96$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 6743228,63$ [daN*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:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,73

VI.2.7 Assemblage des pieds de poteaux articulé :

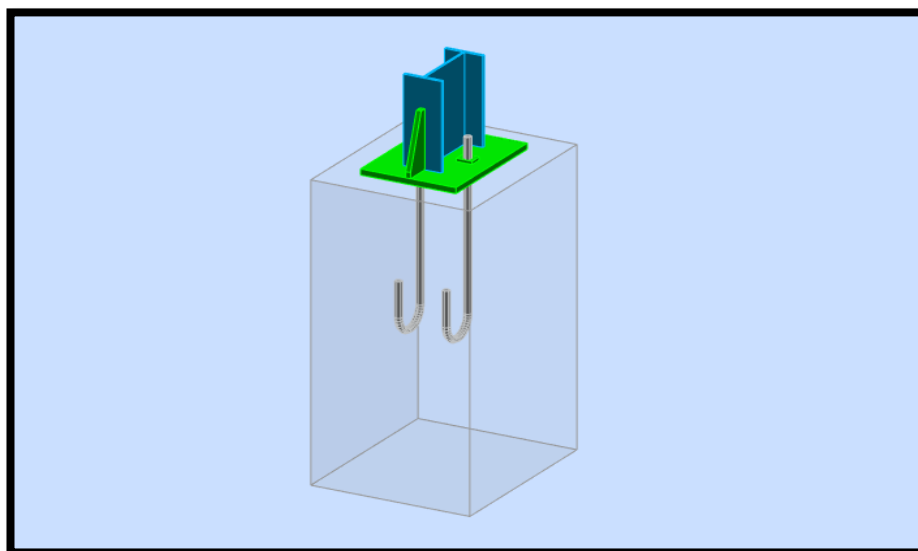


Figure VI.15 : Représentation de l'assemblage pied poteau articulé.

Cet assemblage constitué de 2 tiges d'ancrage 8.8 de diamètre de 22mm, avec un raidisseur de forme trapézoïdale a une épaisseur de 15mm et un platine de 20mm d'épaisseur.

1. Les composants de l'assemblage :

- Poteau IPE 140
- Platine 400×300×20
- Raidisseur 400×200×15

2. détails d'assemblage :

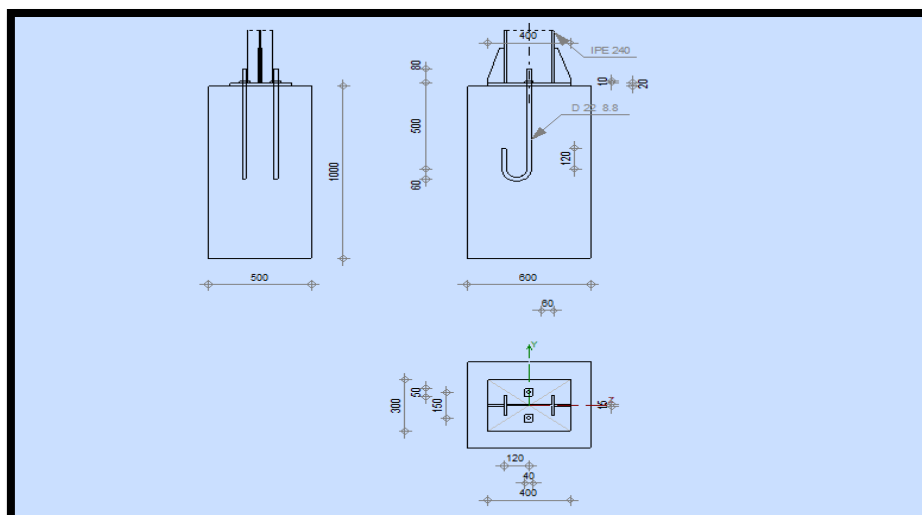




Figure VI.16 : détails sur l'assemblage pied de poteau articulé.

3. La note de calcul :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017	
	Calcul du Pied de Poteau articulé Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	

GENERAL

Assemblage N°: 27
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé
 Noeud de la structure: 520
 Barres de la structure: 478

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 240
 Barre N°: 478
 $I_{yc} = 3891,63 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275

$f_{yc} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

$f_{uc} = 43000000,00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 400$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 300$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 20$ [mm] Epaisseur

Matériau: S 275

$f_{ypd} = 27500000,00$ [daN/m²] Résistance

$f_{upd} = 43000000,00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 55000000,00$ [daN/m²] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 80000000,00$ [daN/m²] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 22$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 3,03$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,80$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n = 2$ Nombre de rangées des boulons

$e_v = 150$ [mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 80$ [mm]

$L_2 = 500$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

$L_4 =$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 40$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 50$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s = 400$ [mm] Longueur

$h_s = 200$ [mm] Hauteur

$t_s = 15$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$g_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 600$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 500$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 1000$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe User

$f_{ck} = 39750000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 1200000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 4$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 14: ELU /43/ $1*1,00 + 2*1,00 + 9*1,50$

$N_{j,Ed} = 727,63$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 1,02$ [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -6292,12$ [daN] Effort tranchant

RESULTATS

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{t,Rd,s1} = 14834,88$ [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,s2} = 13887,50$ [daN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = 13887,50$ [daN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$F_{t,Rd,p} = 58849,74$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$N_{Rk,c}^0 = 30262,85$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$F_{t,Rd,c} = 10216,05$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$N_{Rk,c}^0 = 167180,20$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp} = 14512,17$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 10216,05$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$F_{T,1,Rd} = 27233,88$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 17386,76$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 20432,09$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd} = 17386,76$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

$F_{t,wc,Rd} = 22373,38$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 17386,76$ [daN] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$F_{1,vb,Rd,z} = 37840,00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 6690,34$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 22066,66$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$F_{v,Rd,cp} = 20432,09$ [daN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$F_{v,Rd,c,y} = 32277,32$ [daN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$F_{v,Rd,c,z} = 23928,16$ [daN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$N_{c,Ed} = 0,00$ [daN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = 0,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = 13380,67 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = 13380,67 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,47 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,47)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,47 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,47)$$

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$$\max (s_g, t / (0.58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$$s^{\wedge} / (0.9 * f_u / g_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$\ddot{O}(s^{\wedge^2} + 3.0 (t_{zII}^2 + t^{\wedge^2})) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$\ddot{O}(s^{\wedge^2} + 3.0 (t_{zII}^2 + t^{\wedge^2})) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,47

VI.3 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous sommes arrivés à la conclusion qu'un assemblage correct assure la transmission des efforts entre les éléments de la structure.

CHAPITRE VII :

Calcul des fondations

VII.1 Introduction :

Les fondations représentent la partie de l'ouvrage en contact avec le sol d'assise. Ces dernières doivent pouvoir lui transmettre tous les efforts de la superstructure sans dépassement des paramètres indiqués sur le rapport géotechnique en particulier la contrainte admissible.

Les fondations doivent aussi résister à l'agressivité du sol, au gel et aux venues d'eau, d'où la nécessité de leurs conception en béton armé avec fissuration préjudiciable.

Dans notre projet, nous avons deux types de fondation :

- Fondation pour les poteaux de rive
- Fondation pour les potelets

VII.2 Fondation des poteaux :

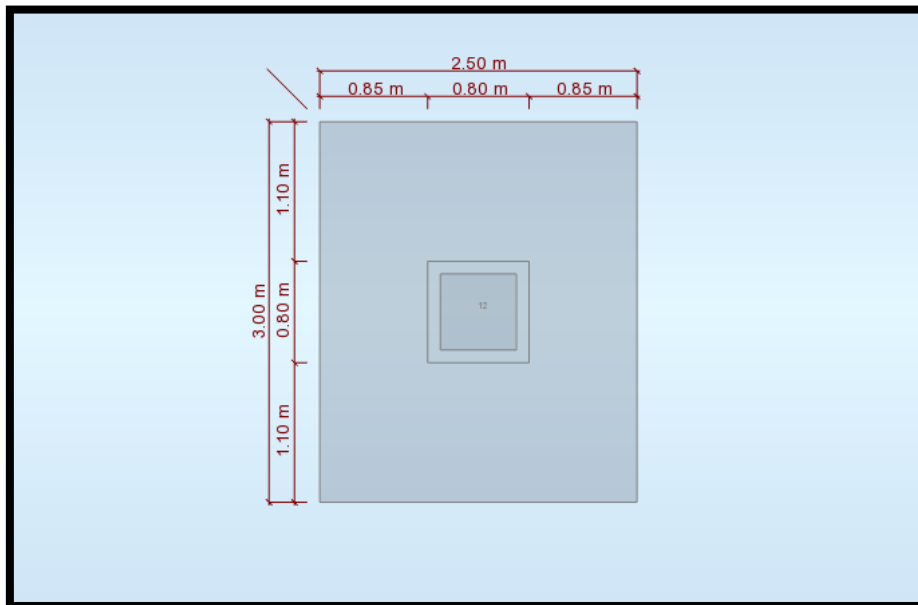


Figure VII.1 : détails de la fondation des poteaux.

2.1 La note de calcul :

1 Semelle isolée : Semelle12

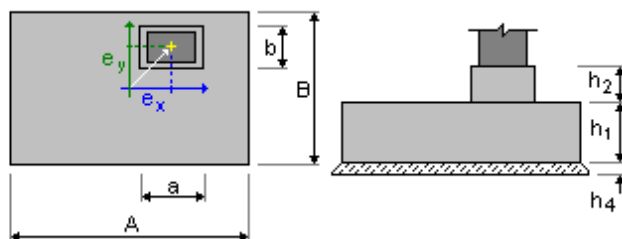
Nombre : 1

1.1 Données de base

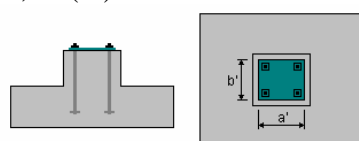
1.1.1 Principes

- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91 mod. 99
- Forme de la semelle : libre

1.1.2 Géométrie:



A	= 3,00 (m)	a	= 0,80 (m)
B	= 2,50 (m)	b	= 0,80 (m)
h1	= 0,60 (m)	e _x	= 0,00 (m)
h2	= 1,40 (m)	e _y	= 0,00 (m)
h4	= 0,10 (m)		



a'	= 60,0 (cm)
b'	= 60,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)
c2	= 3,0 (cm)

1.1.3 Matériaux

Béton : C25/30 ;

- Résistance caractéristique = 2500000,00 daN/m²
- Poids volumique = 2501,36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 400 résistance caractéristique = 40000000,00 daN/m²
- Armature transversale : type HA 400 résistance caractéristique = 40000000,00 daN/m²
- Armature additionnelle : type HA 400 résistance caractéristique = 40000000,00 daN/m²

1.1.4 Chargements:

Charges sur la semelle :

Cas	Nature	Groupe	N (daN)	F _x (daN)	F _y (daN)	M _x (daN*m)	M _y (daN*m)
PP	permanente	12	3525,35	805,02	105,29	5,67	2414,07
PERM2	permanente	12	1641,85	347,58	-21,69	2,34	1054,56
PERM21	d'exploitation	12	4139,11	2524,61	-368,18	16,28	7622,75
PERM211	neige	12	745,04	454,43	-66,27	2,93	1372,09
PERM2111	vent	12	-3433,06	867,95	717,88	-25,66	-6673,08
PERM21111	vent	12	1753,40	243,48	788,97	-14,53	-21,76
PERM211111	vent	12	-5757,42	-3122,46	-120,73	-17,70	-10135,51
PERM2111111	vent	12	-569,30	-3745,92	-49,80	-6,56	-3481,13
PERM21111111	vent	12	-6226,00	-2398,91	-246,26	-9,81	-6943,96
PERM211111111	vent	12	-1037,88	-3022,37	-175,32	1,33	-289,59
PERM3	d'exploitation	12	-47,30	-3,17	-3,82	0,34	-6,27
PERM31	d'exploitation	12	-22,68	-1,65	-7,78	1,21	-7,50
PERM311	d'exploitation	12	540,10	1,63	242,35	-16,63	4,57

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur :

- Capacité de charge
- Glissement
- Renversement
- Soulèvement

1.2.2 Sol :

Contraintes dans le sol:

$$q_{ELU} = 30000.00 \text{ (daN/m}^2\text{)} \quad q_{ELS} = 20000.00 \text{ (daN/m}^2\text{)}$$

Niveau du sol:	N_1	= 0,00 (m)
Niveau maximum de la semelle:	N_a	= 0,00 (m)
Niveau du fond de fouille:	N_f	= 0,00 (m)

Argiles et limons fermes

• Niveau du sol:	0.00 (m)
• Poids volumique:	2039.43 (kG/m ³)
• Poids volumique unitaire:	2692.05 (kG/m ³)
• Angle de frottement interne:	30.0 (Deg)
• Cohésion:	2000.00 (daN/m ²)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme

Résultats de calculs: au niveau du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $G_r = 43799,92 \text{ (daN)}$

Charge dimensionnante:

$$N_r = 60271,16 \text{ (daN)} \quad M_x = -1681,26 \text{ (daN}\cdot\text{m)} \quad M_y = 28513,12 \text{ (daN}\cdot\text{m)}$$

Dimensions équivalentes de la fondation:

$$B' = 1 \quad L' = 1$$

Épaisseur du niveau: $D_{min} = 2,00 \text{ (m)}$

Méthode de calculs de la contrainte de rupture: pressiométrique de contrainte (ELS), (DTU 13.12, 3.22)

$$q_{ELS} = 20000.00 \text{ (daN/m}^2\text{)}$$

$$q_u = 60000.00 \text{ (daN/m}^2\text{)}$$

Butée de calcul du sol:

$$q_{lim} = q_u / \gamma_f = 30000.00 \text{ (daN/m}^2\text{)}$$

$$\gamma_f = 2,00$$

Contrainte dans le sol: $q_{ref} = 12132.68 \text{ (daN/m}^2\text{)}$

Coefficient de sécurité: $q_{lim} / q_{ref} = 2.473 > 1$

Soulèvement

Soulèvement ELU

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 32444,39$ (daN)

Charge dimensionnante:

Nr = 27178,24 (daN) $M_x = 268,37$ (daN*m) $M_y = -23734,34$ (daN*m)

Surface de contact $s = 62,66$ (%) $s_{lim} = 10,00$ (%)

Soulèvement ELS

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 32444,39$ (daN)

Charge dimensionnante:

Nr = 38718,61 (daN) $M_x = -390,66$ (daN*m) $M_y = 8042,79$ (daN*m)

Surface de contact $s = 100,00$ (%) $s_{lim} = 100,00$ (%)

Glissement

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 32444,39$ (daN)

Charge dimensionnante:

Nr = 27178,24 (daN) $M_x = 268,37$ (daN*m) $M_y = -23734,34$ (daN*m)

Dimensions équivalentes de la fondation:

$A_ = 3,00$ (m) ; $B_ = 2,50$ (m)

Surface du glissement: $4,70$ (m²)

Cohésion: $C = 2000,00$ (daN/m²)

Coefficient de frottement fondation - sol: $tg(\alpha) = 0,58$

Valeur de la force de glissement $F = 4475,01$ (daN)

Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:

- su niveau du sol: $F(stab) = 22988,74$ (daN)

Stabilité au glissement: $5.137 > 1.5$

Renversement

Autour de l'axe OX

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 32444,39$ (daN)

Charge dimensionnante:

Nr = 26334,80 (daN) $M_x = 734,46$ (daN*m) $M_y = -15384,78$ (daN*m)

Moment stabilisateur: $M_{stab} = 40563,58$ (daN*m)

Moment de renversement: $M_{renv} = 8379,54$ (daN*m)

Stabilité au renversement: $4.841 > 1.5$

Autour de l'axe OY

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 32444,39$ (daN)

Charge dimensionnante:

Nr = 27178,24 (daN) $M_x = 268,37$ (daN*m) $M_y = -23734,34$ (daN*m)

Moment stabilisateur: $M_{stab} = 48666,58$ (daN*m)

Moment de renversement: $M_{renv} = 31633,55$ (daN*m)

Stabilité au renversement: $1.538 > 1.5$

1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.1 Principes

- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif
- Prise en compte de la condition de non-fragilité : oui

1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

Cisaillement

Charge dimensionnante:

Nr = 48915,62 (daN)	Mx = -1681,26 (daN*m)	My = 28513,12 (daN*m)
Longueur du périmètre critique:	2,50 (m)	
Effort tranchant:	11504,15 (daN)	
Hauteur efficace de la section	heff = 0,54 (m)	
Surface de cisaillement:	A = 1,35 (m ²)	
Contrainte de cisaillement:	8521,59 (daN/m ²)	
Contrainte de cisaillement admissible:	116666,67 (daN/m ²)	
Coefficient de sécurité:	13.69 > 1	

1.3.3 Ferrailage théorique

Semelle isolée :

Aciers inférieurs :

ELU :

$$My = 14564,95 \text{ (daN*m)} \quad A_{sx} = 5,94 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

ELU :

$$Mx = 3918,42 \text{ (daN*m)} \quad A_{sy} = 5,94 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_s \text{ min} = 5,40 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Aciers supérieurs :

$$A'_{sx} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A'_{sy} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_s \text{ min} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Espacement réglementaire maximal $e_{\max} = 0,25 \text{ (m)}$

Fût :

Armature longitudinale

$$A = 17,52 \text{ (cm}^2) \quad A_{\min.} = 12,80 \text{ (cm}^2)$$

$$A = 2 * (Asx + Asy)$$

$$Asx = 7,35 \text{ (cm}^2) \quad Asy = 1,41 \text{ (cm}^2)$$

1.3.4 Ferrailage réel

2.3.1 Semelle isolée :

Aciers inférieurs :

En X :

$$14 \text{ HA } 400 \text{ } 12 \quad l = 2,90 \text{ (m)}$$

En Y :

$$16 \text{ HA } 400 \text{ } 12 \quad l = 2,40 \text{ (m)}$$

Aciers supérieurs :

2.3.2 Fût

Armature longitudinale

En X :

2 HA 400 12 $l = 4,66$ (m)

En Y :

7 HA 400 12 $l = 4,71$ (m)

Armature transversale

8 HA 400 8 $l = 3,12$ (m)

VII.3 Fondation des potelets :

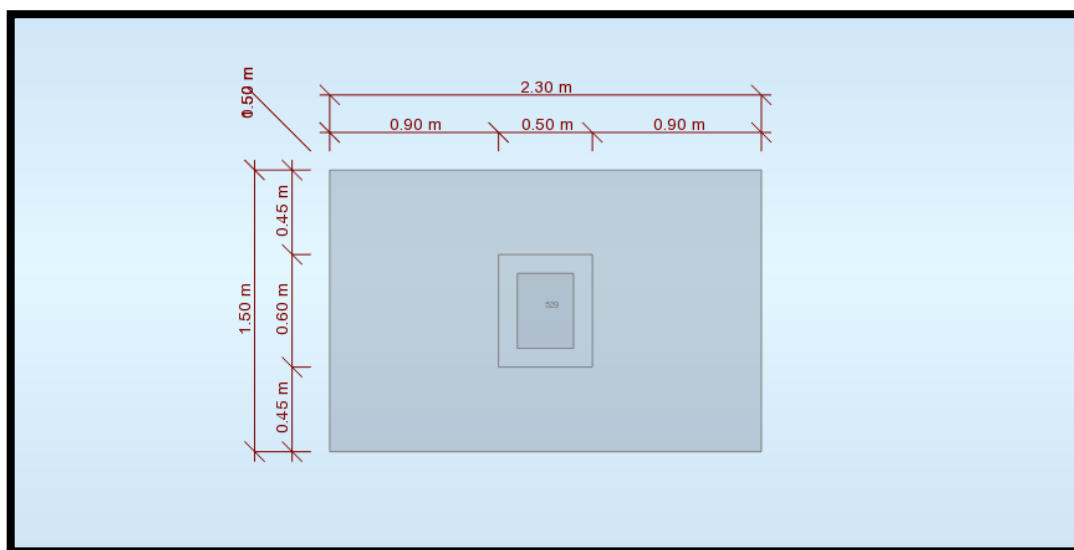


Figure VII.2 : détails de la fondation des potelets.

3.1. La note de calcul :

1 Semelle isolée: Semelle529

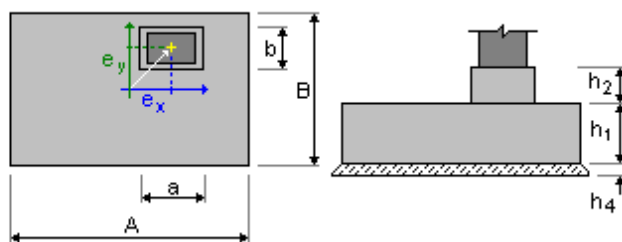
Nombre: 1

1.1 Données de base

1.1.1 Principes

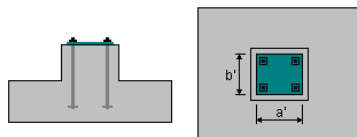
- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91 mod. 99
- Forme de la semelle : libre

1.1.2 Géométrie:



A = 1,50 (m) a = 0,60 (m)
 B = 2,30 (m) b = 0,50 (m)

h1	= 0,50 (m)	e _x	= 0,00 (m)
h2	= 1,50 (m)	e _y	= 0,00 (m)
h4	= 0,10 (m)		



a'	= 40,0 (cm)	c2	= 3,0 (cm)
b'	= 30,0 (cm)		
c1	= 5,0 (cm)		

1.1.3 Matériaux

Béton : C25/30 ;

- résistance caractéristique = 25000000,00 daN/m²
- Poids volumique = 2501,36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 400résistance caractéristique = 40000000,00 daN/m²
- Armature transversale : type HA 400résistance caractéristique = 40000000,00 daN/m²
- Armature additionnelle : type HA 400résistance caractéristique = 40000000,00 daN/m²

1.1.4 Chargements:

Charges sur la semelle :

Cas	Nature	Groupe	N (daN)	F _x (daN)	F _y (daN)	M _x (daN*m)	M _y (daN*m)
PP	permanente	529	1580,60	0,17	5,93	0,00	0,00
PERM2	permanente	529	1119,52	0,08	4,78	-0,00	0,00
PERM21	d'exploitation	529	2300,05	0,56	0,01	0,00	-0,00
PERM211	neige	529	414,01	0,10	0,00	0,00	0,00
PERM2111	vent	529	-2261,68	-0,56	-0,01	0,00	-0,00
PERM21111	vent	529	-364,13	0,04	1975,46	0,00	-0,00
PERM211111	vent	529	-1708,42	-0,81	-2464,92	-0,00	0,00
PERM2111111	vent	529	190,06	-0,22	-489,44	-0,00	0,00
PERM21111111	vent	529	-2568,12	-0,85	-2464,91	0,00	0,00
PERM211111111	vent	529	-669,64	-0,25	-489,44	-0,00	-0,00
PERM3	d'exploitation	529	-0,10	-0,00	0,00	0,00	-0,00
PERM31	d'exploitation	529	1,19	-0,01	0,00	0,00	-0,00
PERM311	d'exploitation	529	-5,09	-0,00	0,00	-0,00	0,00

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur :

- Capacité de charge
- Glissement
- Renversement
- Soulèvement

1.2.2 Sol:

Contraintes dans le sol:

q_{ELU} = 30000,00 (daN/m²)

q_{ELS} = 20000,00 (daN/m²)

Niveau du sol:	N ₁	= 0,00 (m)
Niveau maximum de la semelle:	N _a	= 0,00 (m)
Niveau du fond de fouille:	N _f	= 0,00 (m)

Argiles et limons fermes

- Niveau du sol: 0,00 (m)
- Poids volumique: 2039,43 (kG/m³)
- Poids volumique unitaire: 2692,05 (kG/m³)
- Angle de frottement interne: 30,0 (Deg)
- Cohésion: 2000,00 (daN/m²)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme

Résultats de calculs: au niveau du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 19960,12 (daN)

Charge dimensionnante:

Nr = 26827,17 (daN) Mx = -4770,32 (daN*m) My = 2,51 (daN*m)

Dimensions équivalentes de la fondation:

B' = 1 L' = 1

Épaisseur du niveau: Dmin = 2,00 (m)

Méthode de calculs de la contrainte de rupture: pressiométrique de contrainte (ELS), (DTU 13.12, 3.22)

q ELS = 20000,00 (daN/m²)

qu = 60000,00 (daN/m²)

Butée de calcul du sol:

qlim = qu / yf = 30000,00 (daN/m²)

yf = 2,00

Contrainte dans le sol:

qref = 9580,97 (daN/m²)

Coefficient de sécurité:

qlim / qref = 3,131 > 1

Soulèvement

Soulèvement ELU

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 14785,28 (daN)

Charge dimensionnante:

Nr = 12857,60 (daN) Mx = 8852,27 (daN*m) My = -2,56 (daN*m)

Surface de contact s = 60,20 (%) s_{lim} = 10,00 (%)

Soulèvement ELS

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 14785,28 (daN)

Charge dimensionnante:

Nr = 17895,49 (daN) Mx = -21,43 (daN*m) My = 0,69 (daN*m)

Surface de contact s = 100,00 (%) s_{lim} = 100,00 (%)

1.3.3 Ferrailage théorique

Semelle isolée :

Aciers inférieurs :

ELU :

$$M_y = 770,99 \text{ (daN}\cdot\text{m)} \quad A_{sx} = 4,84 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

ELU :

$$M_x = 4123,36 \text{ (daN}\cdot\text{m)} \quad A_{sy} = 4,84 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_s \text{ min} = 4,40 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Aciers supérieurs :

$$A'_{sx} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A'_{sy} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_s \text{ min} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$\text{Espacement réglementaire maximal} \quad e_{\text{max}} = 0,25 \text{ (m)}$$

Fût :

$$\text{Armature longitudinale} \quad A = 9,48 \text{ (cm}^2) \quad A_{\text{min.}} = 8,80 \text{ (cm}^2)$$

$$A = 2 * (A_{sx} + A_{sy})$$

$$A_{sx} = 0,29 \text{ (cm}^2) \quad A_{sy} = 4,45 \text{ (cm}^2)$$

1.3.4 Ferrailage réel

2.3.1 Semelle isolée :

Aciers inférieurs :

En X :

$$11 \text{ HA } 400 \text{ } 12 \quad l = 1,40 \text{ (m)}$$

En Y :

$$7 \text{ HA } 400 \text{ } 12 \quad l = 2,20 \text{ (m)}$$

Aciers supérieurs :

2.3.2 Fût

Armature longitudinale

En X :

$$4 \text{ HA } 400 \text{ } 12 \quad l = 4,36 \text{ (m)}$$

En Y :

$$2 \text{ HA } 400 \text{ } 12 \quad l = 4,51 \text{ (m)}$$

Armature transversale

$$8 \text{ HA } 400 \text{ } 8 \quad l = 2,12 \text{ (m)}$$

Conclusion générale

Le projet de fin d'études est une étape importante du cycle de formation, et c'est la meilleure option pour les étudiants qui répondent à la valeur des connaissances théoriques acquises au fil des années et de cultiver l'esprit de recherche, et permet également de mettre ces connaissances en pratique, notamment par l'étude de cas réels de structures métalliques.

La complexité des travaux de recherche nous a permis d'avoir une approche globale de la conception et du dimensionnement des structures métalliques (composants de pont roulant, assemblages et fondations) et de connaître les différentes normes et réglementations régissant le domaine. Telles que l'Eurocode3, CCM97, RNV99, RPA99.

L'utilisation du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS dans nos études nous permet d'effectuer des calculs tridimensionnels et dynamiques dans le but de faciliter les calculs et de mieux se rapprocher de la réalité.

Par ailleurs cette étude nous a conduits à certaines conclusions :

- Les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques.
- La vérification du cadre de l'instabilité est une étape primordiale et nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve, pour ce la tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques.
- Le poids léger de la structure permet d'économiser sur les fondations et cela en utilisons des fondations superficielle types semelle isolées, ce qui signifie que de grandes structures peuvent être construites sur des sols à faible capacité portante. De construire des ouvrages importants sur des sols ayant une faible capacité portante.

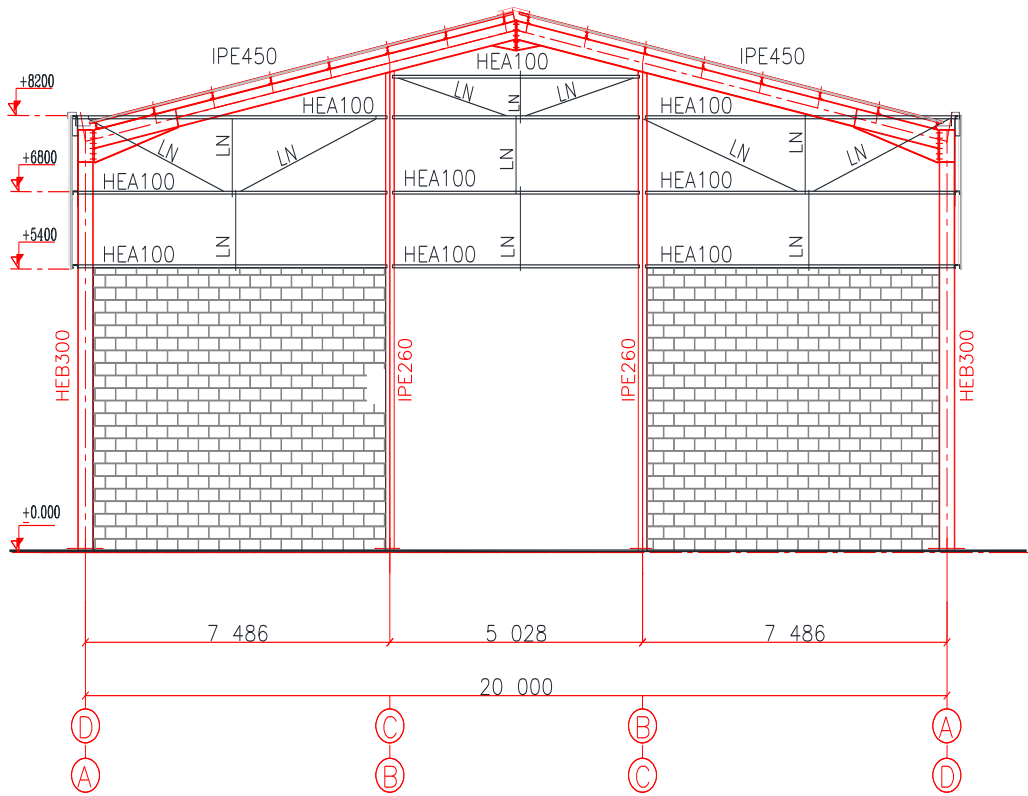
En fin de compte, notre objectif ultime dans cette recherche est d'obtenir un travail de résistance et d'assurer la sécurité de la vie humaine et des biens, et nous espérons que ce travail soutiendra nos futurs étudiants intéressés par cette approche.

Référence bibliographique

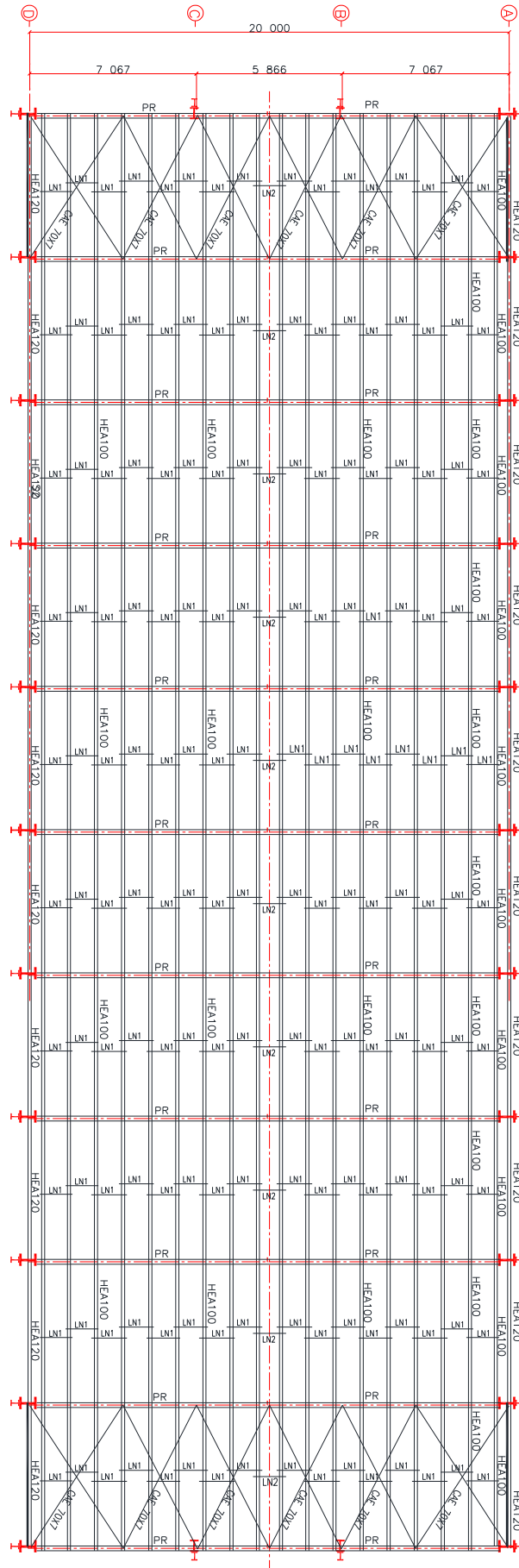
- ❖ Conception des structures de bâtiments, livre de **Yvon LESCOUARCH** ingénieur ECP, master of science (stanford), docteur-ingénieur, et professeur à l'ENPC.
- ❖ Charges permanentes et charges d'exploitation « **D.T.R-B.C-2.2** ».
- ❖ Le Règlement Algérien Neige et Vent version 2013 « **D.T.R C 2-4.7**» (pour l'étude climatique).
- ❖ Règle de calcul des structures en acier « **EC3. ENV 1993-1-1** ».
- ❖ Cours de modélisation des structures élaboré par **DR LAFIFI Brahim**.
- ❖ Règles parasismiques algériennes « RPA99 / version 2003, D.T.R.-B.C-2.48 ».
- ❖ Règles de calcul des fondations « DTU 13.12 ».
- ❖ Règlement béton armé BAEL 91 modifié 99
- **Logiciels :**
 - Robot structural analysis 2017.
 - Autocade 2019

ANNEXE

PIGNON AXE:1 et 11



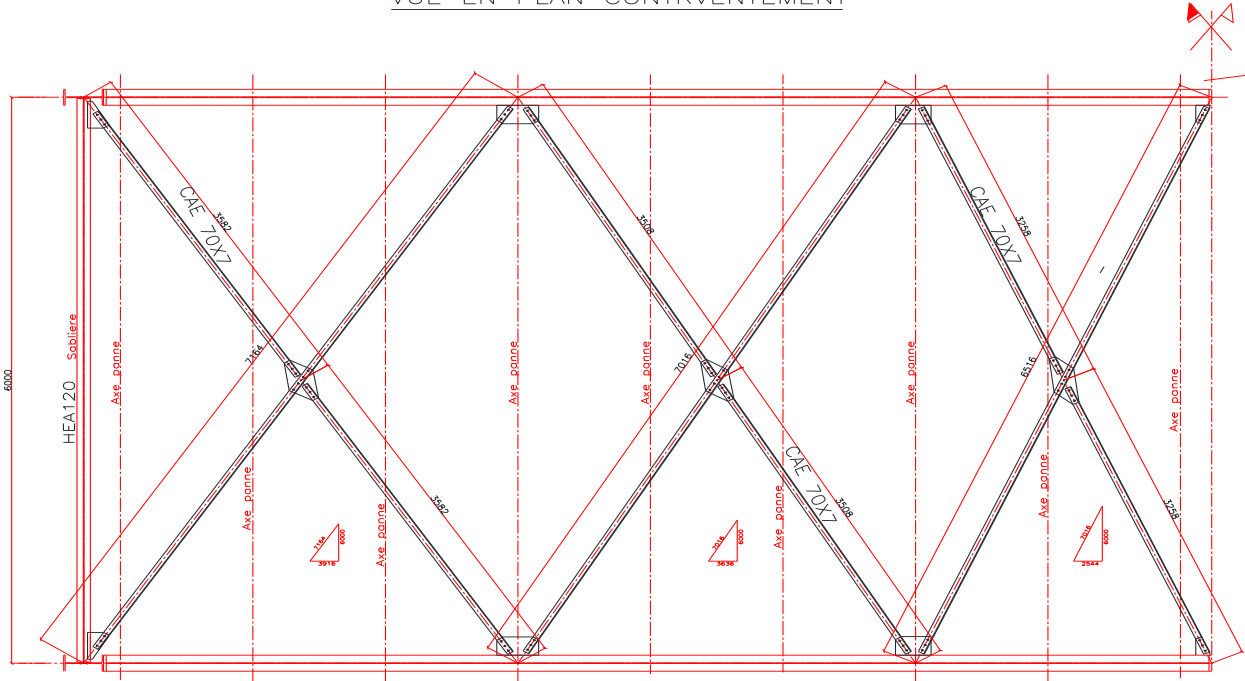
ANNEXE



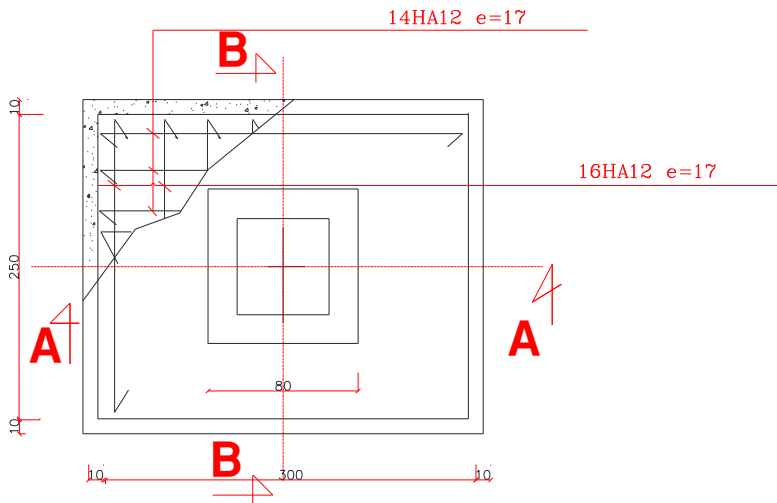
VUE EN PLAN

ANNEXE

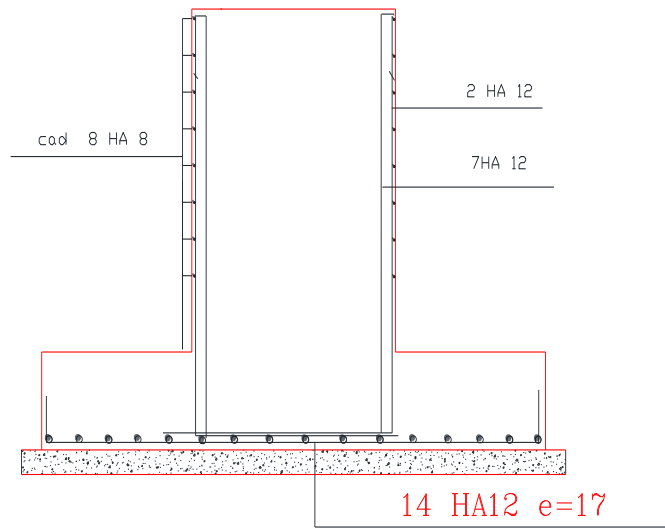
VUE EN PLAN CONTRVEMENT



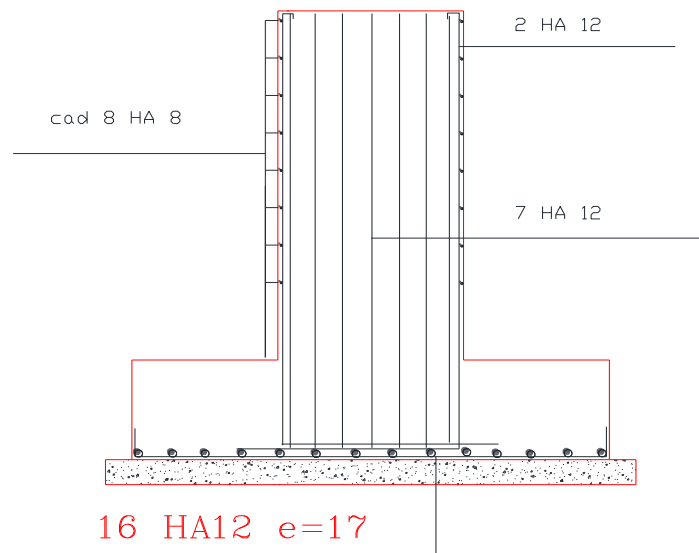
Semelles 12 semblables



ANNEXE



COUPE A-A



COUPE B-B

ANNEXE

