République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson




# Mémoire

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

**Filière : Travaux Publics**

**Spécialité : Routes et Ouvrages**

# Thème

# Étude d'un Hangar en Charpente Métallique équipé de deux Ponts Roulants de capacité de levage de 5 Tonnes implanté à Sétif - SÉTIF

**Présenté par :**

KADRI Omar Zinelabidine

SEBIHI Célia

**Encadré par :**

Mr. TAFRAOUT Salim

Mr. DJIDJILI Faycel

**Promotion 2024/2025**

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

## *Remerciements*

Avant tout, nous exprimons notre profonde gratitude à Dieu, le Tout-Puissant, pour la force, la patience et le courage qu'Il nous a accordés tout au long de ce parcours. Sa guidance et Sa miséricorde ont été notre source constante de motivation pour mener à bien ce travail.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à notre encadrant, **Monsieur Tafraout Salim**, pour son sérieux, sa grande disponibilité et la confiance qu'il nous a accordée tout au long de ce projet. Grâce à ses conseils justes et à sa rigueur, nous avons pu avancer avec clarté et détermination. Sa manière de guider, avec exigence mais toujours dans un esprit positif, a fortement contribué à la réussite de ce travail. Nous avons énormément appris à ses côtés.

Nos remerciements vont également à **Monsieur Djidjili Faycel**, pour sa bienveillance, sa patience et ses recommandations pertinentes, qui ont enrichi considérablement notre réflexion et consolidé notre travail.

Nous remercions également **Monsieur Berroudji Sid Ahmed**, qui a été notre enseignant durant une année. Bien que nous n'ayons pas eu l'occasion d'interagir directement avec lui dans le cadre de ce projet, nous gardons en mémoire son professionnalisme et la qualité de ses cours durant notre formation.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à toute l'équipe de l'entreprise **Mokabli Grands Travaux**, au sein de laquelle nous avons effectué notre stage. Leur accueil, leur encadrement sur le terrain, et la richesse de l'expérience professionnelle vécue à leurs côtés ont contribué de manière significative à notre apprentissage.

Nous souhaitons exprimer une gratitude particulière à nos **chers parents**, pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices constants, et leur soutien indéfectible. Leur présence à nos côtés, dans les moments de doute comme dans les moments de réussite, a été notre pilier. Ce travail est aussi le fruit de leur patience, de leur confiance et de leurs prières.

Avec cette humble expression, nous tenons à remercier toutes les personnes qui nous ont soutenus, accompagnés et encouragés tout au long de notre parcours, que ce soit de près ou de loin. Leur présence, leur bienveillance et leur aide ont été précieuses.

Avec toute notre reconnaissance et notre respect.

# *Dédicaces*

***Je dédie ce travail à ceux qui ont mis de la lumière dans mes nuits d'effort, de la force dans mes moments de doute, et de l'amour dans chacun de mes pas.***

***À mes parents, les piliers de ma vie, pour leur amour inépuisable, leurs sacrifices silencieux, et leur foi en moi, même quand moi je doutais. Ce parcours est né de vos prières, de vos regards fiers, et de vos mains tendues dans l'ombre.***

***À mes petits frères, Reda et Rayane, mes repères un peu fous mais toujours présents. Vos blagues, vos délires, et votre énergie incontrôlable ont souvent été ma meilleure échappatoire. Merci d'avoir été là à votre manière, unique et irremplaçable.***

***À Meryem et Islam, ces âmes rares qu'on ne rencontre qu'une fois dans une vie. Vous avez été ma force tranquille, mon refuge dans le tumulte, la famille que le cœur choisit quand le sang ne suffit plus. Merci de m'avoir portée, aimée, et soutenue avec une tendresse précieuse.***

***À mes tantes chéries, Hakima et Yasmina — l'une partie trop tôt Allah yrhamha , l'autre toujours présente dans ma mémoire — merci de m'avoir offert une base solide en mathématiques, et bien plus encore : une rigueur et une passion qui m'ont accompagnée jusqu'ici.***

***À mes cousines, Sara et Lina, mes tornades préférées. Folles, imprévisibles, mais pleines d'amour. Merci pour vos rires sans fin, vos mots réconfortants et votre folie contagieuse qui rend tout plus léger.***

***Une pensée douce à mes petites cousines Rahef, Jouri et Meryem, mes petits rayons d'innocence et de joie que vos sourires continuent à illuminer nos vies***

***À Omar Zinelabidin, plus qu'un simple binôme : un véritable ami. Merci pour ta présence constante, ta patience, ton écoute, et cette énergie calme qui a rendu ce chemin plus doux. Travailler avec toi a été une chance rare.***

***Et à mes compagnons de route, Hind, Zahia, Meryem, Yasmine, Amine Ouboucho et Talha , ainsi que toute la promo Tunnel. Merci pour les rires partagés, les moments intenses, les regards complices et cette belle aventure qui restera à jamais gravée.***

***Ce mémoire, c'est bien plus qu'un projet : c'est une page de vie écrite à plusieurs cœurs. Merci à vous, du fond du mien.***

# إهداء

بسم الله الرحمن الرحيم (وَمَا تَوْفِيقِي إِلَّا بِاللَّهِ ۚ عَلَيْهِ تَوَكَّلْتُ وَإِلَيْهِ أُنِيبُ)

إلى من لا كلمات تصفهم ولا جمل تنصفهم، الى ضياء الدرب، دفئ الفؤاد والقلب، يا من كنتم السند عند الحاجة والطلب، يا من كنتم للنجاح السبيل والسبب، يا من كنتم الملجأ والراحة من كل الهم والتعب، **أمي وأبي** شكرا لكما حفظكما الله ورعاكما اهدي ثمرة جهدي لكما جزاكما الله خير الجزاء

إلى **أميرة، فاطمة، مريم وعائشة** المؤنسات الغاليات، نعمة دنياي والرفيقات قبل كل رفيق، قرة عيناي والعزيزات فوق كل عزيز شكرا لكم جزاكم الله خير الجزاء

إلى **بوقطاية أسامة، بن عطية صهيب، بورحلة محمد أصيل، محدادي هاشم، بن بوذينة رابح، خليلي محمد الأمين، قروني العمري، مهدي بن نعامة، بن عطية مختار، جنيدي صلاح وكراع سيف** يا من كنتم لي إخوة وخير وأصحاب، شكرا لكم على كل الضحكات وما خلدتموه في ذهني من مواقف وذكريات جزاكم الله خير الجزاء

إلى **بن مشيش محمد ياسين، بن بريمة عبد الرحمن، حباش أيمن وبوزيان أيوب** سندي وأصحابي قوتي في ضعفي وأحبابي شكرا لكم على كل ما شاركتموني إياه في مشواري جزاكم الله خير الجزاء
إلى **رحمون فارس ورزاقي عبد الرؤوف** طيب القدر كان لقاؤكم دمتم لي خير الأصدقاء والسند شكرا لكما لتحفيزي ودعمي شكرا لكما لدفعي وتخفيف همي جزاكم الله خير الجزاء

إلى **أوبوشو، طلحة، خلفون، بن يحيى، بن زناتي، حفصاوي، مسعودي، جاب الله، لونيس، ذهبي وبشيري** شكرا لكم على كل اللحظات التي لا تنسى جزاكم الله خير الجزاء

إلى **الصغير بوبر** مصدر سعادتي وبهجة حياتي أطال الله في عمرك واصلحك لوالديك شكرا لك وجزاك الله خير الجزاء

إلى **أفيدة احمد، خميلي بلال، همكة حسن البصري، بن يحي أمين، سماعيلي ايوب وسلماني العربي** خيرة من سخر الله لي من الرجال شكرا على كل دعمكم وما أثلجتم به صدري من الأقوال جزاكم الله خير الجزاء

إلى تلك التي لولاها لما تسنى لي كتابة هاته الكلمات الى من كانت السند وقت الصعوبات الرفيقة وخيرة الزميلات **سبيحي سيليا** شكرا لك رزقك الله الصحة والعافية جزاك الله خير الجزاء

وأخيرا الى ذلك الذي صمد ووقف مرارا الذي زادته الأيام صبرا وإصرار إلى **نفسي**

**قادري عمر زين العابدين**


بسم الله الرحمن الرحيم

**Résume :**

Le présent Projet de Fin d'Études (PFE) porte sur l'étude et le dimensionnement d'un hangar métallique de grandes dimensions, destiné à être implanté dans la ville de Sétif, Algérie. Avec des dimensions en plan excédant 220 mètres de longueur et 100 mètres de largeur équipé de deux ponts roulants, la structure présente des défis conceptuels et analytiques significatifs. La localisation du projet à Sétif impose la prise en compte de conditions environnementales exigeantes : la zone est classée de moyenne séismicité selon le nouveau règlement parasismique algérien RPA2024, et est soumise à des charges de neige et de vent considérables conformément au règlement RNV2013. L'ossature métallique envisagée combine l'utilisation de profilés conventionnels laminés à chaud et de Profilés Reconstitués Soudés (PRS), afin d'optimiser la réponse structurelle et l'utilisation de la matière face aux portées et charges importantes. L'objectif principal de ce travail est de garantir la stabilité et la résistance de l'ensemble de la structure. Pour ce faire, des modèles numériques de calcul ont été développés et analysés. Le dimensionnement des éléments structuraux et de leurs assemblages a été réalisé en stricte conformité avec les codes algériens en vigueur (RPA2024, RNV2013), ainsi qu'avec les dispositions pertinentes des Eurocodes (EC), assurant ainsi une conception sécuritaire et optimisée. Ce PFE détaille la méthodologie de calcul, l'analyse des sollicitations, le dimensionnement des éléments critiques et les dispositions constructives adoptées.

**Mots-clés :** Hangar métallique, Grandes dimensions, Profilés Reconstitués Soudés (PRS), Pont roulant, RPA2024, Charges de neige et vent, RNV2013, Dimensionnement structural, Eurocodes (EC), Sétif (Algérie)

**Abstract:**

This project focuses on the study and design of a large-span steel warehouse building to be constructed in Sétif, Algeria. With plan dimensions exceeding 220 meters in length and 100 meters in width equipped with two overhead cranes, the structure presents significant conceptual and analytical challenges. Given the location in Sétif, it is essential to consider the demanding environmental conditions: the area is classified as having medium seismicity according to the new Algerian earthquake-resistant regulations RPA2024 and is subject to considerable snow and wind loads as specified in RNV2013. The proposed steel framework utilizes both conventional hot-rolled sections and Welded Built-up Sections (WBS) to optimize the structural response and material usage for large spans and significant loads. The primary objective of this work is to ensure the stability and resistance of the entire structure. To achieve this, numerical calculation models were developed and analyzed. The design of the structural elements and their connections strictly adheres to current Algerian codes (RPA2024, RNV2013) as well as relevant provisions of the Eurocodes (EC), ensuring a safe and optimized design. This study details the calculation methodology, load analysis, design of critical elements, and the construction provisions that were adopted.

**Keywords:** Steel warehouse, Large Span, Welded Built-up Sections (WBS), Overhead crane, RPA2024, Snow and Wind Loads, RNV2013, Structural Design, Eurocodes (EC), Sétif (Algeria)

**الملخص:**

يتناول مشروع نهاية الدراسة، تصميم حظيرة معدنية ذات أبعاد كبيرة، سيتم إنشاؤها في مدينة سطيف بالجزائر. بأبعاد تتجاوز 220 مترًا في الطول و100 مترًا في العرض مجهز برافعتين علويتين، يمثل الهيكل تحديات تصميمية وتحليلية كبيرة. يفرض موقع المشروع في سطيف مراعاة ظروف بيئية قاسية: تُصنف المنطقة كمنطقة ذات نشاط زلزالي متوسط وفقًا للنظام الجزائري المضاد للزلازل الجديد RPA2024، وتتعرض لأحمال ثلوج ورياح معتبرة وفقًا للنظام RNV2013. يجمع الهيكل المعدني المقترح بين استخدام مقاطع تقليدية ومقاطع مركبة ملحومة(PRS) ، بهدف تحسين الاستجابة الإنشائية واستخدام المواد لمواجهة الامتدادات والأحمال الكبيرة. الهدف الرئيسي من هذا العمل هو ضمان استقرار ومقاومة الهيكل بأكمله. لتحقيق ذلك، تم تطوير نماذج حسابية رقمية وتحليلها. تم تصميم العناصر الإنشائية ووصلاتها بالامتثال الصارم للأنظمة الجزائرية السارية المفعولRPA2024، RNV2013، وكذلك للأحكام ذات الصلة من المواصفات الأوروبية(EC) ، مما يضمن تصميمًا آمنًا ومُحسَّنًا. يفصل مشروع نهاية الدراسة هذا منهجية الحساب، وتحليل الحمولات، وتصميم العناصر الحرجة، والترتيبات الإنشائية المعتمدة.

**الكلمات المفتاحية :**حظيرة معدنية، أبعاد كبيرة، مقاطع مركبة ملحومة(PRS) ، رافعة علوية ، النظام الجزائري المضاد للزلازلRPA2024 ، أحمال الثلوج والرياح، النظامRNV2013 ، تصميم إنشائي، المواصفات الأوروبية(EC) ، سطيف (الجزائر).

# TABLE DES MATIERES


Chapitre I Description arhitecturale et structurale de l'ouvrage....1
I.1. Présentation du l'ouvrage....1
I.2. Localisation du projet....1
I.3. Règlements utilisés....2
I.4. Données relatives au site....3
I.5. Les matériaux utilisés....3
I.5.1. Acier....3
I.5.1.1. Les propriétés des aciers utilisé....3
I.5.1.2. Les propriétés des éléments d'assemblage....4
I.5.2. Béton....5
I.5.2.1. Classe du béton utilisé....5
I.6. Les logiciels utilisés....5
I.7. Conclusion :....5
Chapitre II Etude climatique....6
II.1. Introduction et but de l'étude climatique....6
II.2. La charge de Neige «S»....6
II.2.1. La charge de Neige sur le sol « $S_k$ »....6
II.2.2. Coefficients de forme des toitures « μ1,μ2 »....6
II.2.3. La charge de Neige sur la toiture....7
II.3. La charge de Vent «W»....8
II.3.1. Hypothèses de calcul....8
II.3.2. Calcul de la pression de pointe « $q_p$ »....9
II.3.3. Calcule des coefficients de pression et la pression de vent....10
II.3.3.1. Coefficients de pression extérieur....10
1) Vent perpendiculaire au pignon (θ = 90 º)....10
2 )Vent perpendiculaire au long pan (θ = 0 º)....13
II.3.3.2. Coefficients de pression intérieur....16
1) 1$^{ére}$ cas « Hangar complètement fermé »....16
2) 2$^{éme}$ cas « Hangar avec ouvertures »....17
Chapitre III Prédimensionnement des éléments secondaires....23
III.1. Introduction....23
III.2. Vérification des Pannes....23
III.2.1. Prédimensionnement des Pannes de L = 6 m « zones courantes »....24

III.2.1.1. Evaluation des charges agissant sur les pannes .....24
III.2.1.2. Projection des charges.....26
III.2.1.3. Combinaisons d'action .....26
III.2.1.4. Schémas statiques et calcul des efforts .....27
III.2.1.5. Vérification des flèches à l'ELS .....28
III.2.1.6. Vérification de la résistance et stabilité à l'ELU .....28
1) Classification de section.....28
2) Vérification de la flexion déviée .....29
3) Vérification d'effort tranchant.....29
4) Vérification de déversement.....30
III.2.2. Prédimensionnement des Pannes de L = 6 m « zones des charges excessives ». ..31
III.2.2.1. Évaluation des charges.....31
III.2.2.2. Projection des charges et combinaisons d'action.....31
III.2.2.3. Calcul des efforts .....32
III.2.2.4. Vérification des flèches à l'ELS : .....32
III.2.2.5. Vérification de la résistance et stabilité à l'ELU .....32
1) Vérification de la flexion déviée .....32
2) Vérification de cisaillement.....32
3) Vérification de déversement.....32
III.3. Vérification des Potelets .....34
III.3.1. Prédimensionnement des Potelets « zones des charges excessives ». .....35
III.3.1.1. Evaluation des charges agissant sur les potelets.....35
III.3.1.2. Vérification de la résistance et stabilité à l'ELU .....36
1) Classification de section.....36
2) Vérification d'effort normal .....37
3) Vérification d'effort tranchant.....37
4) Vérification de flambement.....38
5) Vérification de déversement.....39
III.3.2. Prédimensionnement des Potelets « zone courante ». .....40
III.3.2.1. Évaluation des charges.....40
III.3.2.2. Calcul des efforts .....40
III.3.2.3. Vérification des flèches à l'ELS .....40
III.3.2.4. Vérification de la résistance et stabilité à l'ELU .....41
1) Vérification d'effort normal .....41
2) Vérification d'effort tranchant.....41

3) Vérification de flambement ..... 41
3) Vérification de déversement ..... 42
Chapitre IV Prédimensionnement des éléments structuraux ..... 43
IV.1. Introduction ..... 43
IV.2. Vérification des Portiques ..... 43
IV.3. Conception des portique métalliques ..... 43
IV.4. Prédimensionnement des éléments du portique ..... 45
IV.4.1. Évaluation des charges ..... 45
IV.4.2. Modélisation du portique et calcule des efforts ..... 45
IV.4.3. Vérification des flèches à l'ELS ..... 47
IV.5. Vérification de la section proposée ..... 47
IV.5.1. Classification de section ..... 48
IV.5.2. Caractéristiques géométriques ..... 48
IV.5.3. Vérification des flèches à l'ELS ..... 50
IV.5.4. Vérification de la résistance et stabilité à l'ELU ..... 50
IV.5.4.1. Vérification de traverse à la flexion simple ..... 51
1) Résistance en section ..... 51
2) Vérification d'effort tranchant et interaction ..... 52
3) Vérification de déversement ..... 52
IV.5.4.2. Vérification de poteau à la flexion composé ..... 53
1) Résistance en section ..... 53
2) Vérification d'effort normal ..... 53
3) Vérification d'effort tranchant et interaction M,V ..... 53
4) Vérification de flambement ..... 53
5) Vérification de déversement ..... 54
Chapitre V Etude de poutre de roulement ..... 56
V.1. Introduction ..... 56
V.2. Composantes de pont roulant ..... 56
V.3. Types des ponts roulants ..... 56
V.4. Caractéristiques du pont roulant ..... 58
V.5. Dimensionnement de poutre de roulement ..... 58
V.5.1. Calcul des charges ..... 58
V.5.1.1. Charges Verticales ..... 58
V.5.1.2. Charges Horizontales ..... 60
V.5.1.3. Récap ..... 61

V.5.1.4. Choix du profilé ..... 62
V.5.1.5. Choix de rail de roulement ..... 63
V.5.1.6. Evaluation des charges ..... 63
V.5.1.7. Vérification des flèches à L'ELS « HEA260 » ..... 63
1) Flèche verticale ..... 63
V.5.1.8. Vérification des flèches à L'ELS « HEA280 » ..... 64
1) Flèche Horizontale ..... 64
V.5.1.9. Vérification de la résistance et stabilité à L'ELU « HEA280 » ..... 65
1) Evaluation des charges et efforts internes ..... 65
2) Classification de section ..... 66
2) Vérification de résistance en section ..... 66
3) Vérification d'interaction N et M ..... 66
4) Vérification de l'effort tranchant ..... 67
5) Vérification de flambement ..... 67
6) Vérification de déversement ..... 68
Chapitre VI Etude de plancher et escalier ..... 69
VI.1. Etude de plancher ..... 69
VI.1.1. Introduction ..... 69
VI.1.2. Définition ..... 69
VI.1.3. Disposition des solives ..... 69
VI.1.4. Caractéristique des éléments constructifs ..... 70
VI.1.4.1. Acier ..... 70
VI.1.4.2. Béton ..... 70
VI.1.5. Vérification au stade de montage ..... 71
VI.1.5.1. Évaluation des charges ..... 71
VI.1.5.2. Vérification de flèche à l'ELS ..... 72
VI.1.5.3. Vérification de la résistance et stabilité à l'ELU ..... 72
1) Résistance en section ..... 72
2) Vérification d'effort tranchant ..... 73
3) Vérification de déversement ..... 73
VI.1.6. Vérification au stade final (après durcissement du béton) ..... 73
VI.1.6.1. Position de l'axe neutre par rapport au centre de profilé ..... 74
VI.1.6.2. Inertie de la section mixte ..... 75
VI.1.6.3. Évaluation des charges ..... 75
VI.1.6.4. Vérification de flèche à l'ELS ..... 75

VI.1.6.5. Vérification de la résistance et stabilité à l'ELU ..... 75
1) Résistance en section ..... 75
VI.1.7. Calcul des connecteurs ..... 76
VI.1.7.1. Calcul de l'effort de cisaillement $\boldsymbol{Vl}$ ..... 76
VI.1.7.2. Nombre des connecteurs $\boldsymbol{Nf}$ et espacement des connecteurs S ..... 78
VI.2. Etude d'escalier ..... 79
VI.2.1. Définition ..... 79
VI.2.2. Composantes principales de l'escalier ..... 79
VI.2.3. Caractéristique géométrique de la cage d'escalier ..... 79
VI.2.4. Vérification des cornières du supports ..... 80
VI.2.4.1. Évaluation des charges ..... 80
VI.2.4.2. Vérification à l'ELS ..... 81
VI.2.4.3. Vérification à l'ELU ..... 81
1) Classification de section ..... 81
2) Résistance en section ..... 81
3) Vérification d'effort tranchant ..... 81
VI.2.5. Vérification de limon ..... 82
VI.2.5.1. Calcul de hauteur du limon nécessaire ..... 82
VI.2.5.2. Évaluation des charges ..... 82
Chapitre VII Modélisation et analyse de la structure ..... 88
VII.1. Introduction ..... 88
VII.2. But de l'analyse de la structure ..... 88
VII.3. Recommandation pour les joints ..... 88
VII.4. Profilés optés pour la modélisation ..... 88
VII.5. Modélisation de la structure ..... 89
VII.5.1. Définition de d'unités et matériaux ..... 89
VII.5.2. Définition des normes de conception ..... 90
VII.5.3. Modèle finale de la structure ..... 90
VII.6. Classification de la structure ..... 91
VII.7. Paramètres de calcul des forces sismiques ..... 91
VII.7.1. Coefficient d'importance « I » ..... 91
VII.7.2. Le coefficient d'accélération de zone « A » ..... 91
VII.7.3. Le coefficient de comportement « R » ..... 91
VII.7.4. Facteur de qualité « $Q_F$ » ..... 91
VII.7.4.1. Facteur de qualité dans le sens de long pan ..... 92

VII.7.4.2. Facteur de qualité dans le sens de pignon ..... 92
VII.8. Analyse sismique par bloc ..... 92
VII.8.1. Méthode statique équivalente ..... 93
VII.8.1.1. Estimation de la période fondamentale ..... 94
VII.8.1.2. Paramètres du site ..... 94
VII.8.1.3. Spectre de calcul ..... 95
VII.8.1.4. Estimation de la force sismique à la base ..... 95
VII.8.2. Méthode modale spectrale ..... 95
VII.8.2.1. Spectres de réponse sur Robot ..... 96
VII.8.2.2. Force sismique à la base ..... 96
VII.8.3. Comparaison Vent/Séisme ..... 96
VII.8.4. Vérification des déplacements ..... 97
VII.8.4.1. Vérification des déplacements horizontales ..... 97
VII.8.5. Vérification des éléments résistants ..... 98
VII.8.5.1. Vérification du poteau PRS le plus sollicité ..... 98
1) Classification de la section ..... 98
2) Resistance en section ..... 99
3) Vérification d'effort tranchant et interaction ..... 99
4) Vérification d'effort normal et interaction ..... 99
5) Vérification de flambement ..... 99
6) Vérification de déversement ..... 100
7) Note de calcule par Robot ..... 100
VII.8.5.2. Vérification de la traverse PRS la plus sollicitée ..... 102
1) Resistance en section ..... 102
2) Vérification d'effort tranchant et interaction ..... 102
3) Vérification de déversement ..... 102
4) Note de calcul par ROBOT ..... 103
VII.8.5.3. Vérification de la diagonale de stabilité la plus sollicité ..... 104
1) Resistance à la traction ..... 105
2) Note de calcul par robot ..... 105
VII.9. Dimensionnement des joints entre blocs ..... 106
Chapitre VIII Calcul des assemblages ..... 109
VIII.1. Introduction ..... 109
VIII.2. Types des assemblages ..... 109
VIII.2.1. Selon la méthode d'assemblage ..... 109

VIII.2.1.1. Assemblages par soudures ..... 109
1) Définition ..... 109
2) Types d'assemblages soudé ..... 109
VIII.2.1.2. Assemblages par boulonnage ..... 109
1) Définition ..... 109
2) Types d'assemblages boulonné ..... 109
VIII.2.1.3. Assemblages par rivet ..... 109
VIII.2.1.4. Assemblages mixtes ..... 109
VIII.2.2. Selon la rigidité ..... 110
VIII.2.2.1. Assemblage articulé ..... 110
VIII.2.2.2. Assemblage rigide ..... 110
VIII.2.2.3. Assemblage semi-rigide ..... 110
VIII.3. Types de boulons d'assemblage ..... 110
VIII.3.1. Boulons ordinaires ..... 110
VIII.3.2. Boulons précontraints ..... 110
VIII.4. Assemblage poutre maitresse solive ..... 111
VIII.4.1. Choix et disposition des boulons ..... 111
VIII.4.2. Vérification de la résistance d'assemblage ..... 111
VIII.4.2.1. Effort reprise par boulon ..... 111
VIII.4.2.2. Résistance des boulons au cisaillement ..... 112
VIII.4.2.3. Résistance des pièces à la pression diamétrale ..... 112
VIII.5. Assemblage diagonale de stabilité avec poteau ..... 113
VIII.5.1. Choix et disposition des boulons ..... 113
VIII.5.2. Vérification de la résistance d'assemblage ..... 113
VIII.5.2.1. Résistance des boulons au cisaillement ..... 114
VIII.5.2.2. Résistance des pièces à la pression diamétrale ..... 114
VIII.6. Assemblage Poteau Traverse « PRS » ..... 115
VIII.6.1. Choix et disposition des boulons ..... 115
VIII.6.2. Calcul de la hauteur de la partie comprimée ..... 115
VIII.6.3. Vérification au moment ..... 115
VIII.6.3.1. Effort de calcul de précontrainte ..... 116
VIII.6.3.2. Moment résistant effectif de l'assemblage ..... 116
VIII.6.4. Vérification au glissement ..... 117
VIII.6.4.1. Effort reprise par boulon ..... 117
VIII.6.4.2. Effort résistant par boulons ..... 117

VIII.6.5. Vérification à la résistance de l'âme dans la zone tendue ..... 117
VIII.6.5.1. Effort de cisaillement ..... 117
VIII.6.5.2. Effort résistant de l'âme ..... 117
VIII.6.6. Vérification à la résistance de l'âme dans la zone comprimée ..... 118
VIII.6.6.1. Effort de compression ..... 118
VIII.6.6.2. Effort résistant de l'âme ..... 118
VIII.6.7. Vérification à la résistance de l'âme dans la zone cisaillée ..... 119
VIII.7. Calcul de pieds de poteau articulé ..... 120
VIII.7.1. Caractéristiques des matériaux ..... 120
VIII.7.2. Dimensions et caractéristiques de la plaque d'assise ..... 120
VIII.7.3. Largeur d'appui additionnelle ..... 121
VIII.7.4. Type de plaque d'assise ..... 121
VIII.7.5. Calcul de la section efficace ..... 121
VIII.7.6. Vérification de la résistance à la compression ..... 121
VIII.7.7. Vérification de la résistance de scellement au cisaillement ..... 121
VIII.7.8. Vérification de la résistance de tiges au cisaillement ..... 122
VIII.7.9. Vérification de la résistance de tiges à l'effort de soulèvement ..... 123
VIII.7.10. Vérification des tiges à l'adhérence ..... 123
VIII.7.10.1. Longueur d'ancrage requise ..... 123
VIII.7.10.2. Profondeur d'ancrage ..... 124
Chapitre IX Calcul de fondations ..... 125
IX.1. Introduction ..... 126
IX.2. Dimensionnement de fût de fondation ..... 126
IX.2.1. Dimensions de fût en plan ..... 126
IX.2.2. Hauteur de fût ..... 127
IX.2.3. Ferraillage longitudinale de fût à la traction ..... 127
IX.2.4. Ferraillage transversale du fût ..... 128
IX.3. Dimensionnement de semelle de fondation ..... 128
IX.3.1. Dimensions de semelle en plan ..... 128
IX.3.2. Épaisseur de fondation ..... 129
IX.3.3. Vérification de portance de sol ..... 129
IX.3.4. Vérification au poinçonnement ..... 130
IX.3.5. Ferraillage de la semelle ..... 131
IX.3.5.1. Ferraillage longitudinale ..... 131
IX.3.5.2. Ferraillage transversale ..... 131

Annexe A Vues sur le hangar ..... 134
Annexe B Vérification des assemblages ..... 137

# LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Vue en 3d de le hangar ..... 1
Figure I.2 : Localisation du site ..... 2
Figure I.3 : Localisation du projet ..... 2
Figure I.4 : Loi de comportement d'acier ..... 4
Figure II.1 : Répartition des surfaces sur les parois verticales « θ = 90º » ..... 11
Figure II.2 : Répartition des surfaces sur la toiture « θ =90º » ..... 12
Figure II.3 : Répartition des surfaces sur les parois verticales « θ =0º » ..... 13
Figure II.4 : $Cp$e pour un toiture multiple « θ = 0º » ..... 13
Figure II.5 : Répartition des surfaces sur la toiture « θ =0º » ..... 14
Figure II.6 : $Cp$i =f(h/d , µp) « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 90 » ..... 16
Figure III.1 : Profilé des pannes en I/H. ..... 23
Figure III.2 : Disposition des pannes sur la toiture. ..... 23
Figure III.3 : Charge équivalente pour la charge d'entretien. ..... 24
Figure III.4 : Charge de Neige sur la panne. ..... 25
Figure III.5 : Charge de Vent sur la panne. ..... 25
Figure III.6 : Schéma statique de panne suivant l'axe zz. ..... 27
Figure III.7 : Schéma statique de panne suivant l'axe yy. ..... 27
Figure III.8 : Flexion déviée des pannes. ..... 29
Figure III.9 : Déversement sous l'effet de vent. ..... 30
Figure III.10 : Disposition réelle des pannes. ..... 33
Figure III.11 : Profilé des potelets en I/H. ..... 34
Figure III.12 : Représentation des potelets. ..... 34
Figure III.13 : Charge de vent au potelet. ..... 35
Figure III.14 : Schéma statique de potelets sous W. ..... 36
Figure III.15 : Schéma statique de potelet sous N. ..... 36
Figure III.16 : Disposition réelle des potelets «Échelle 1/10 ». ..... 42
Figure IV.1 : Portiques métalliques. ..... 43
Figure IV.2 : Portiques à profilés conventionnelles. ..... 44
Figure IV.3 : Portiques à profilés reconstitués soudés. ..... 44
Figure IV.4 : Portiques à traverse en treillis. ..... 44
Figure IV.5 : Modélisation des charges permanentes. ..... 45
Figure IV.6 : Modélisation des charges climatiques. ..... 46
Figure IV.7 : Modélisation des charges climatiques. ..... 46
Figure IV.8 : Flèches à l'ELS pour IPE600. ..... 47
Figure IV.9 : Dimensions de PRS proposé. ..... 48
Figure IV.10 : Caractéristique de profilé tiré par Robot. ..... 49
Figure IV.11 : Flèches à l'ELS pour le PRS proposé. ..... 50
Figure IV.12 : Diagramme d'effort normal à l'ELU. ..... 50
Figure IV.13 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELU. ..... 51
Figure IV.14 : Diagramme de moment à l'ELU. ..... 51
Figure V.1 : Composantes de pont roulant. ..... 56
Figure V.2 : pont roulant mono-poutre. ..... 57
Figure V.3 : pont roulant bi-poutre. ..... 57
Figure V.4 : pont roulant suspendu. ..... 58
Figure V.5 : Définition de la masse à lever et du poids propre d'un appareil de levage. ..... 59

Figure V.6 : Position en charge pour obtenir le chargement maximal de la poutre de roulement. ..... 59
Figure V.7 : Position à vide pour obtenir le chargement minimal de la poutre de roulement. 59
Figure V.8 : Charges horizontales induites par le pont roulant. ..... 60
Figure V.9 : Récap des résultats des efforts. ..... 61
Figure V.10 : Position des réactions pour la flèche max verticale. ..... 62
Figure V.11 : Caractéristiques du Rail A55. ..... 63
Figure V.12 : Flèche verticale HEA260. ..... 63
Figure V.13 : Flèche verticale HEA280. ..... 64
Figure V.14 : Position des réactions pour la flèche max horizontale. ..... 65
Figure V.15 : Visualisation du chemin de roulement avec BIMvision. ..... 68
Figure VI.1 : Plancher collaborant. ..... 69
Figure VI.2 : Disposition des solives. ..... 70
Figure VI.3 : Caractéristiques HI-BOND 55.750. ..... 71
Figure VI.4 : Charge équivalente pour la charge de chantier. ..... 72
Figure VI.5 : Section transversale de la poutre mixte. ..... 74
Figure VI.6 : : géométrie de la section mixte. ..... 76
Figure VI.7 : Connecteurs de cisaillement. ..... 77
Figure VI.8 : Composantes de l'escalier. ..... 79
Figure VI.9 : géométrie de l'escalier. ..... 80
Figure VI.10 : Hauteur minimale du limon. ..... 82
Figure VI.11 : Visualisation du plancher et d'escalier avec BIMvision. ..... 87
Figure VII.1 : Unités utilisées dans la modélisation. ..... 89
Figure VII.2 : Matériaux utilisées dans la modélisation. ..... 90
Figure VII.3 : Normes utilisées dans la modélisation. ..... 90
Figure VII.4 : Modèle 3d de la structure sur Robot Structural Analysis. ..... 90
Figure VII.5 : Bloc 1. ..... 92
Figure VII.6 : Bloc 2. ..... 93
Figure VII.7 : Bloc 3. ..... 93
Figure VII.8 : Spectre de réponse Ey. ..... 96
Figure VII.9 : Spectre de réponse Ex. ..... 96
Figure VII.10 : Déplacement horizontale maximale. ..... 97
Figure VII.11 : Déplacement verticale maximale. ..... 98
Figure VIII.1 : Cisaillement boulon ordinaire. ..... 110
Figure VIII.2 : Frottement boulon précontrainte. ..... 110
Figure VIII.3 : Croquis d'assemblage poutre maitresse solive. ..... 112
Figure VIII.4 : : Assemblage diagonale poteau. ..... 113
Figure VIII.5 : Croquis d'assemblage diagonale de stabilité avec poteau. ..... 114
Figure VIII.6 : Assemblage poteau poutre par platine d'about. ..... 115
Figure VIII.7 : Croquis d'assemblage poteau poutre. ..... 116
Figure VIII.8 : Croquis d'assemblage de pied de poteau. ..... 122
Figure IX.1 : : Dimensions de fût en plan. ..... 126
Figure IX.2 : Calcul de la section d'acier nécessaire. ..... 127
Figure IX.3 : Caractéristiques de béton et l'acier de ferraillage. ..... 127
Figure IX.4 : Dimensions de fondation en plan. ..... 129
Figure IX.5 : Rupture par poinçonnement. ..... 130

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : limites élasitique/plastique des aciers en fonction d'épaisseur .....4
Tableau I.2 : Limites élastique/plastique des boulons .....5
Tableau II.1 : Coefficients de forme pour les toitures multiples « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 20 » .....6
Tableau II.2: : Paramètres de calcul du $Cr$ « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 46 » .....9
Tableau II.3 : Valeurs de la pression de point sur les parois verticales et la toiture.....10
Tableau II.4 : : Valeurs de $Cpe$ pour les parois verticales « θ = 90º » .....11
Tableau II.5 : Valeurs de $Cp$e pour les différents angles de versant « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 78 » .....12
Tableau II.6 : Valeurs de $Cp$e pour les versants de toiture « θ = 90º ».....13
Tableau II.7 : Valeurs de $Cpe$ pour les parois verticales « θ = 0º ».....13
Tableau II.8 : Valeurs de $Cp$e pour les différents angles de versant « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 80 » .....15
Tableau II.9 : Valeurs de $Cp$e pour les versants de toiture « θ = 90º ».....15
Tableau II.10 : Valeurs de $Cp$i pour les parois verticales « θ = 90º » .....16
Tableau II.11 : Valeurs de $Cp$i pour les versants de toiture « θ = 90º » .....17
Tableau II.12 : Valeurs de $Cp$i pour les parois verticales « θ = 0º » .....17
Tableau II.13 : Valeurs de $Cp$i pour les versants de toiture « θ = 0º » .....17
Tableau II.14 : Valeurs de $Cp$i pour les parois verticales « Vent pignon avant ».....18
Tableau II.15 : Valeurs de $Cp$i pour les versants de toiture « Vent pignon avant ».....18
Tableau II.16 : Valeurs de $Cp$i pour les parois verticales « Vent pignon arrière » .....18
Tableau II.17 : Valeurs de $Cp$i pour les versants de toiture « Vent pignon arrière » .....18
Tableau II.18 : Valeurs de $Cp$i pour les parois verticales « au long pan gauche » .....19
Tableau II.19 : Valeurs de $Cp$i pour les versants de toiture « au long pan gauche » .....19
Tableau II.20 : Valeurs de $Cp$i pour les parois verticales « au long pan droite » .....19
Tableau II.21 : Valeurs de $Cp$i pour les versants de toiture « au long pan droite » .....20
Tableau II.22 : Valeurs de W pour un vent perpendiculaire au long pan « Hangar fermé » ....20
Tableau II.23 : Valeurs de W pour un vent perpendiculaire au pignon « Hangar fermé » .....20
Tableau II.24 : Valeurs de W pour un vent perpendiculaire au pignon avant « Hangar avec ouvertures » .....21
Tableau II.25 : Valeurs de W pour un vent perpendiculaire au pignon arrière « Hangar avec ouvertures » .....21
Tableau II.26 : Valeurs de W pour un vent perpendiculaire au long pan gauche « Hangar avec ouvertures » .....22
Tableau II.27 : Valeurs de W pour un vent perpendiculaire au long pan droite « Hangar avec ouvertures » .....22
Tableau III.1 : Caractéristiques de IPE 160. .....24
Tableau III.2 : Coefficients de combinaisons DTR BC-2 .44 « CCM97 » page 08. .....26
Tableau III.3 : Combinaisons d'action à l'ELU. .....26
Tableau III.4 : Combinaisons d'action à l'ELS. .....27
Tableau III.5 : Projection des charges. .....31
Tableau III.6 : Combinaisons d'action. .....31
Tableau III.7 : Vérification des flèches. .....32
Tableau III.8 : Vérification de flexion déviée. .....32

Tableau III.9 : Vérification de cisaillement. ....32
Tableau III.10 : Vérification de déversement. ....33
Tableau III.11 : Caractéristiques de IPE 360. ....36
Tableau III.12 : Paramètres du flambement. ....39
Tableau III.13 : Paramètres du déversement. ....40
Tableau III.14 : Caractéristiques de IPE 330. ....40
Tableau III.15 : Vérification des flèches. ....41
Tableau III.16 : Vérification de résistance en section. ....41
Tableau III.17 : Vérification d'effort tranchant. ....41
Tableau III.18 : Paramètres du flambement. ....41
Tableau III.19 : Paramètres du déversement. ....42
Tableau IV.1 : Paramètres du déversement pour la traverse. ....52
Tableau IV.2 : Vérification d'interaction N et M. ....53
Tableau IV.3 : Vérification d'interaction V et M. ....53
Tableau IV.4 : Caractéristique de PRS pour le flambement. ....54
Tableau IV.5 : Paramètres du flambement. ....54
Tableau IV.6 : Paramètres du déversement. ....54
Tableau V.1 : Coefficient de majoration dynamique pour les charges verticales. ....59
Tableau V.2 : Réaction minimales et maximales statiques et dynamiques. ....60
Tableau V.3 : Coefficient de majoration dynamique pour les charges horizontales. ....61
Tableau V.4 : Forces horizontales maximales. ....61
Tableau V.5 : Caractéristiques de HEA 260. ....63
Tableau V.6 : Caractéristiques de HEA 280. ....64
Tableau V.7 : Vérification d'interaction N et M. ....66
Tableau V.8 : Vérification d'interaction V et M. ....67
Tableau V.9 : Caractéristique HEA280 pour le flambement. ....67
Tableau V.10 : Paramètres du flambement. ....67
Tableau V.11 : Caractéristique HEA280 pour le déversement. ....68
Tableau V.12 : Paramètres du déversement. ....68
Tableau VI.1 : Caractéristiques de IPE 270. ....71
Tableau VI.2 : Paramètres du déversement pour la solive. ....73
Tableau VI.3 : Caractéristiques de cornière 40*40*4. ....80
Tableau VII.1 : Profilés opté pour la modélisation. ....88
Tableau VII.2 : Profilés opté pour la modélisation. ....89
Tableau VII.3 : Observation du facteur de qualité. ....91
Tableau VII.4 : Périodes empiriques et fondamentales par bloc. ....94
Tableau VII.5 : Périodes de calcul par bloc. ....94
Tableau VII.6 : Paramètres du site. ....94
Tableau VII.7 : Accélérations des blocs par rapport à l'accélération de pesanteur. ....95
Tableau VII.8 : Masses sismiques par bloc. ....95
Tableau VII.9 : Efforts tranchants statiques à la base. ....95
Tableau VII.10 : Efforts tranchants dynamiques à la base. ....96
Tableau VII.11 : Comparaison Vent/Séisme. ....96
Tableau VII.12 : Vérification des déplacements horizontales maximales par bloc. ....97
Tableau VII.13 : Vérification des déplacements verticales maximales par bloc. ....97
Tableau VII.14 : Caractéristiques du PRS. ....98

Tableau VII.15 : Vérification d'interaction N et M. ..... 99
Tableau VII.16 : Caractéristique de PRS pour le flambement. ..... 99
Tableau VII.17 : Paramètres du flambement. ..... 99
Tableau VII.18 : Paramètres du déversement. ..... 100
Tableau VII.19 : Paramètres du déversement. ..... 103
Tableau VII.20 : Caractéristiques du cornière 120*12. ..... 105
Tableau VII.21 : déplacements horizontaux maximaux dans le plan du long pan. ..... 107
Tableau VIII.1 : Caractéristique du boulon de classe 5.6. ..... 111
Tableau VIII.2 : Caractéristique du boulon de classe 5.6. ..... 113
Tableau VIII.3 : Caractéristiques du cornière 120*12. ..... 113
Tableau VIII.4 : Caractéristique du boulon de classe 10.9. ..... 115

LISTE DES SYMBOLES

H : altitude

$S_k$ : Charge de neige sur le sol

S : Charge de neige

μ : Coefficient de forme

α : Angle

h : hauteur

$q_{réf}$ : Pression de référence de vent

$C_r$ : Coefficient de rugosité

$C_t$ : Coefficient de topographie

$I_v$ : Intensité de la turbulence

$K_t$ : Facteur de terrain

$z_0$ : Paramètre de rugosité

$q_p$ : Pression de pointe du vent

$C_{pe}$ : Coefficient de pression extérieur

$\mu_p$ : Indice de perméabilité

$C_{pi}$ : Coefficient de pression intérieur

W : Charge de vent

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

Ψ : Coefficient d'accompagnement

$f_y$ : Limite élastique d'acier

$f_u$ : Limite plastique d'acier

E : Module de Young

A : Section brute

$A_v$ : Aire de cisaillement

$t_f$ : Epaisseur de la semelle

$t_w$ : Epaisseur de l'âme

$A_w$ : Section de l'âme

$A_{net}$ : Section nette

$A_v$ : Aire de cisaillement

I : Moment d'inertie

i : Rayon de giration

$W_{el}$ : Module de résistance élastique

$W_{pl}$ : Module de résistance plastique

$M_{ed}$ : Moment fléchissant sollicitant de calcul

$V_{ed}$ : Effort tranchant sollicitant de calcul

$N_{ed}$ : Effort normal sollicitant de calcul

$\Upsilon_M$ : Coefficient de sécurité

$M_{rd}$ : Moment fléchissant résistant

$V_{rd}$ : Effort tranchant résistant

$N_{rd}$ : Effort normal résistant

$f_{adm}$ : Flèche admissible

$f_{cal}$ : Flèche calculée

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier

$\lambda$ : Elancement

$\lambda_1$ = Elancement théorique

$\bar{\lambda}$ : Elancement réduite

α : Facteur d'imperfection

$\beta_M$ : Facteur de moment uniforme équivalent

$l_f$ : Longueur de flambement

$Q_{C1}$ : Poids propre du pont roulant

$Q_{C2}$ : Poids propre du chariot

$Q_h$ : Charge nominale à soulever

τe : Limite élastique de cisaillement

$fc_{28}$ : Résistance caractéristique de béton

$E_{cm}$ : Module sécant d'élasticité moyen

n : Coefficient d'équivalence

$z_c$ : Profondeur de l'axe neutre

$P_{Rd}$ : L'effort résistant de connecteur

$N_f$ : Nombre des connecteurs

g : Giron de marche

A : Coefficient d'accélération de zone

I : Coefficient d'importance

R : Coefficient de comportement

$Q_F$ : Facteur de qualité

$\lambda$ : Coefficient de correction

T : Période

S : Coefficient de site

W : Poids de la structure

V : Effort tranchant à la base

$\delta$ : Déplacement

d : Diamètre de boulon

$d_0$ : Diamètre de trou

As : Section filé de boulon

St : Espacement

A, a : Longueur

B, b : Longueur

$\sigma_{sol}$ : La contrainte admissible de sol

Uc : Le périmètre du feuillé moyen

# Introduction générale

L'industrie de la construction, et plus particulièrement celle des bâtiments industriels, évolue constamment pour répondre aux besoins grandissants en termes de fonctionnalité, de rapidité et de durabilité. Parmi les solutions les plus efficaces, la charpente métallique s'impose grâce à sa robustesse, sa modularité et sa facilité d'assemblage. Elle permet de réaliser des structures vastes et adaptées aux diverses contraintes industrielles, notamment pour la production, le stockage ou encore la manutention.

Notre projet porte sur la conception et le calcul d'un hangar industriel métallique de grande taille, aux dimensions principales de 222 mètres en longueur et 102 mètres largeur, composé trois blocs distincts de hauteurs respectives de 14,6 m, 12,55 m et 16,1 m. Ce bâtiment a été conçu pour accueillir des activités industrielles nécessitant de grands volumes, ainsi qu'un espace de stockage optimisé. Un élément technique majeur intégré à cette structure est la présence de deux ponts roulants d'une capacité unitaire de 5 tonnes, indispensables pour la manutention et le déplacement des charges lourdes à l'intérieur du hangar.

La charpente du hangar est composée à la fois de profils laminés à chaud et de profils reconstitués soudés (PRS). L'ossature principale de la structure repose sur un système de portiques métalliques espacés régulièrement, renforcés par un système de contreventement mixte, comprenant des paliers triangulés mixtes et des portiques contreventés, assurant une stabilité optimale face aux efforts horizontaux tels que le vent ou les sollicitations sismiques. Ce système garantit la résistance globale de l'ouvrage ainsi que la flexibilité nécessaire pour intégrer les contraintes spécifiques des ponts roulants, notamment les charges dynamiques qu'ils génèrent.

Les fondations ont été dimensionnées avec un système de semelles superficielles associées à des fûts en béton armé, offrant une base solide et durable, capable de supporter à la fois le poids de la charpente métallique et les efforts concentrés liés au passage et à la charge des ponts roulants. Le choix de l'acier comme matériau principal garantit une excellente performance mécanique, tout en permettant un allègement des fondations grâce à sa légèreté relative.

La conception et le calcul de ce hangar respectent strictement les normes et réglementations en vigueur en Algérie, notamment :

Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024)

Code de Calcul des Structures Métalliques (CCM97)

Eurocodes 3 et 4

Règlement Neige et Vent 2013 – DTR BC2.47 / RNVA 2013

Ces références normatives garantissent une prise en compte rigoureuse des sollicitations climatiques, notamment celles liées à la neige et au vent, afin d'assurer la sécurité et la pérennité de la structure.

Pour garantir la précision des calculs et la qualité du projet, des logiciels avancés ont été utilisés, notamment Robot Structural Analysis et des logiciels BIM, permettant une

modélisation fine de la structure et une optimisation des différentes phases de conception, tout en facilitant la coordination entre les différents éléments, y compris les ponts roulants.

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la formation d'ingénieur en travaux publics à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, département Matériaux et Structures. Il illustre la maîtrise technique nécessaire à la réalisation d'un ouvrage industriel complexe, intégrant à la fois les aspects structurels, normatifs et fonctionnels liés aux équipements industriels.

Le mémoire est organisé en plusieurs chapitres qui abordent successivement la présentation détaillée du projet, l'analyse et le prédimensionnement des charges, le calcul des éléments structurels, les études parasismiques et climatiques, ainsi que le dimensionnement des fondations. Chaque étape met en avant la rigueur méthodologique adoptée pour garantir un ouvrage fiable, sûr et durable, capable de répondre aux exigences industrielles actuelles.

Enfin, à travers ce mémoire, nous allons approfondir notre compréhension en termes de défis et de considérations qui sont liées à l'étude structurale de conception et de calcul de ce type de projet. Pour ce faire, notre travail sera organisé selon les chapitres suivants :

Chapitre I : Description structurelle et architecturale de l'ouvrage

Ce chapitre présente une description complète de l'ouvrage, tant sur le plan architectural que structurel. On y détaille la géométrie générale, la configuration des trois blocs du hangar ainsi que les matériaux utilisés, notamment les profils reconstitués soudés (PRS) et les profils laminés à chaud. L'implantation du projet est également traitée, en lien avec les exigences fonctionnelles des activités industrielles prévues.

Chapitre II : Étude climatique

Nous analysons dans ce chapitre les effets du climat sur la structure, en particulier les charges de vent et de neige, conformément au RNVA 2013. L'objectif est de déterminer les pressions climatiques s'exerçant sur les différentes façades du hangar afin d'intégrer ces sollicitations dans les phases de dimensionnement.

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments secondaires

Ce chapitre aborde le prédimensionnement des éléments secondaires de la charpente métallique, tels que les pannes, lisses et potelets, en tenant compte des sollicitations transmises par la couverture et les façades. Ces éléments jouent un rôle essentiel dans la stabilité locale et la transmission des charges vers les éléments principaux.

Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments principaux

Nous nous intéressons ici aux portiques métalliques, éléments porteurs principaux de la structure. Le prédimensionnement porte notamment sur les poteaux, poutres et traverses, en veillant à leur capacité à résister aux charges verticales, horizontales et dynamiques, y compris celles générées par les ponts roulants.

Chapitre V : Étude de la poutre de roulement

Ce chapitre détaille le dimensionnement des poutres de roulement, supports essentiels aux deux ponts roulants de 5 tonnes chacun. L'étude suit les prescriptions de l'Eurocode 3, en

prenant en compte les charges mobiles, dynamiques et les sollicitations concentrées liées aux cycles d'exploitation des équipements industriels.

**Chapitre VI : Étude du plancher et de l'escalier**

Nous traitons ici le **dimensionnement du plancher collaborant**, prévu pour accueillir le personnel technique, ainsi que le **calcul de l'escalier d'accès**. Les efforts verticaux, les critères de confort et les réglementations de sécurité sont pris en compte pour garantir la fonctionnalité de ces éléments.

**Chapitre VII : Analyse et vérification de la structure**

La structure globale est modélisée sous **Robot Structural Analysis**, avec vérification des déplacements, réactions aux appuis, stabilité globale et résistance aux actions sismiques (RPA 2024) et climatiques. Le système de **contreventement mixte** (paliers triangulés et portiques contreventés) est également validé dans ce chapitre.

**Chapitre VIII : Calcul des assemblages**

Dans le chapitre VIII, après avoir calculé et vérifié les éléments structuraux, nous avons étudié manuellement différents types d'assemblages, en détaillant les méthodes de calcul ainsi que les critères de conception à respecter.

**Chapitre IX : Calcul des fondations**

Ce dernier chapitre est consacré au **dimensionnement des fondations superficielles**, composées de **semelles isolées et fûts en béton armé**. Les charges verticales et horizontales transmises par la structure sont prises en compte pour assurer une stabilité optimale, tout en respectant les contraintes géotechniques du site.

# CHAPITRE I
# DESCRIPTION ARHITECTURALE ET STRUCTURALE DE L'OUVRAGE

## I.1. Présentation du l'ouvrage

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un hangar en charpente métallique composé de profilés conventionnelles et profilés en PRS. Le hangar est implanté dans la zone industrielle de la ville de Sétif.

L'ouvrage est principalement destiné pour un usage industriel et de stockage, il est composé de trois blocs dont un seul bloc est équipé de deux pont roulant d'une capacité de 5 tonnes.

### Géométrie du projet

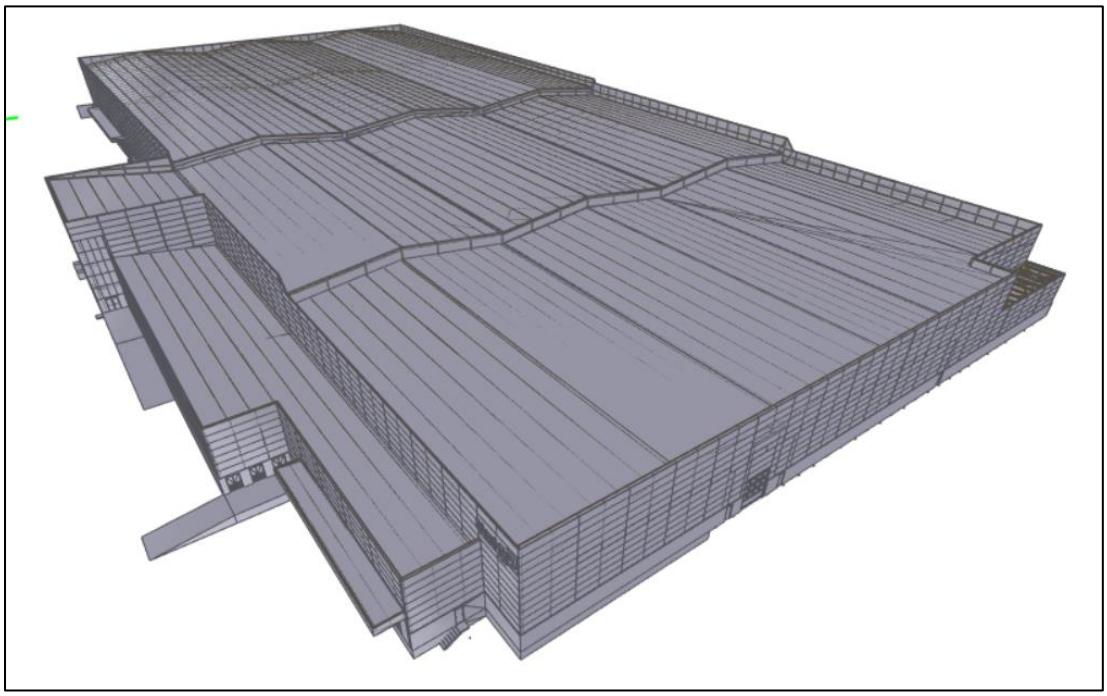


***Figure I.1 : Vue en 3d de le hangar***

Sur le plan architecturale notre ouvrage est composé de 3 blocs de forme rectangulaire dans le plan avec un mezzanine, où les caractéristiques géométriques du hangar sont les suivantes :

- La profondeur totale du hangar : 222 m
- La largeur totale du hangar : 102 m
- La surface totale du hangar : 22644 $m^2$
- La hauteur au faitage de $1^{ere}$ bloc : 16.1 m
- La hauteur au faitage de $2^{eme}$ bloc : 14.6 m
- La hauteur au faitage de $3^{eme}$ bloc : 12.55 m
- Entraxe des portiques : 6 m
- La pente du versant : 12 %
- Hauteur **moyenne** de l'acrotère : 2.5 m

Une mezzanine pour usage administratif a été prévue sur une partie de l'un des blocs.

## I.2. Localisation du projet

Notre projet est implanté dans la zone industrielle de la ville de Sétif, au voisinage de l'autoroute A2. Les images suivantes présentent des vues satellitaires montrant la localisation exacte de l'ouvrage :




*Figure I.2 : Localisation du site*




*Figure I.3 : Localisation du projet*

Les coordonnées de la structure de notre projet sont : 36º09'16.5''N 5º24'28.4''E avec une altitude de 1014m par rapport au niveau de la mer

## I.3. Règlements utilisés

L'étude et le calcul de la structure de notre projet de fin d'études a été faite conformément aux normes en vigueur en Algérie, notamment :

- Règlement neige et vent (D.T.R C2-47 RNVA2013)
- Le règlement de conception et de calcul des structures en CM (DTR C2.44 - CCM97)
- Le règlement parasismique Algérien (DTR C2.48 - RPA2024)
- Le règlement Algérien des charges permanentes et surcharges d'exploitation (D.T.R - B.C. 2.2)
- Le règlement de conception et de calcul des structures en BA (DTR C2.41 - CBA 93)

Ainsi que d'autres normes internationales, à savoir :

- L'Eurocode 3 calcul des structures en acier (EC3)
- L'Eurocode 2 calcule des structures en béton (EC2)

## I.4. Données relatives au site

Selon les règlements Algérienne la classification de notre projet par rapport aux conditions environnementales est définie comme suite :

- Zone de Vent : Zone II (Selon DTR C2-47 RNVA 2013 Tableau A.2 page 101)
- Catégories de terrain : Catégorie III (Selon DTR C2-47 RNVA 2013 Tableau 2.4 page 46)
- Zone de Neige : Zone A (Selon DTR C2-47 RNVA 2013 Annexe 1 page 32)
- Zone Sismique : Zone IV (Selon RPA-2024 ANNEXE A page 179)
- Topographie de site : site plat
- Catégorie de sol : Sol de catégorie S3

## I.5. Les matériaux utilisés

Pour notre projet, les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés se résument en ce qui suit :

### I.5.1. Acier

L'acier est l'un des piliers des matériaux de construction les plus utilisés dans la conception des structures. Il est composé de fer et de carbone, il se distingue de la fonte par un pourcentage de carbone qui ne dépasse pas les 2 %, il est généralement couramment utilisé dans la conception des éléments structuraux des en raison de sa résistance et sa ductilité. Des matériaux tels que le chrome et le silicium peuvent être ajoutés pour améliorer ses propriétés.

#### I.5.1.1. Les propriétés des aciers utilisé

Les caractéristique physiques et mécaniques et les nuance des aciers utilisé pour ce projet sont les suivants :

- Acier S235 : $f_y = 235$ MPa ; $f_u = 360$ MPa
- Acier S275 : $f_y = 275$ MPa ; $f_u = 430$ MPa } Les éléments principaux et les profilés
- Acier S355 : $f_y = 355$ MPa ; $f_u = 490$ MPa
- Acier S235 : $f_y = 275$ MPa ; $f_u = 430$ MPa Pour les éléments plats
- Module de Young : $E = 2.1 \times 10^5$ MPa
- Masse volumique : $\rho = 7.85$ t/m$^3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ ºC$^{-1}$

Le diagramme contraintes déformations, les nuances d'acier et leurs limites élastiques et plastiques en fonction de l'épaisseur sont donnés dans les figures ci-dessous :

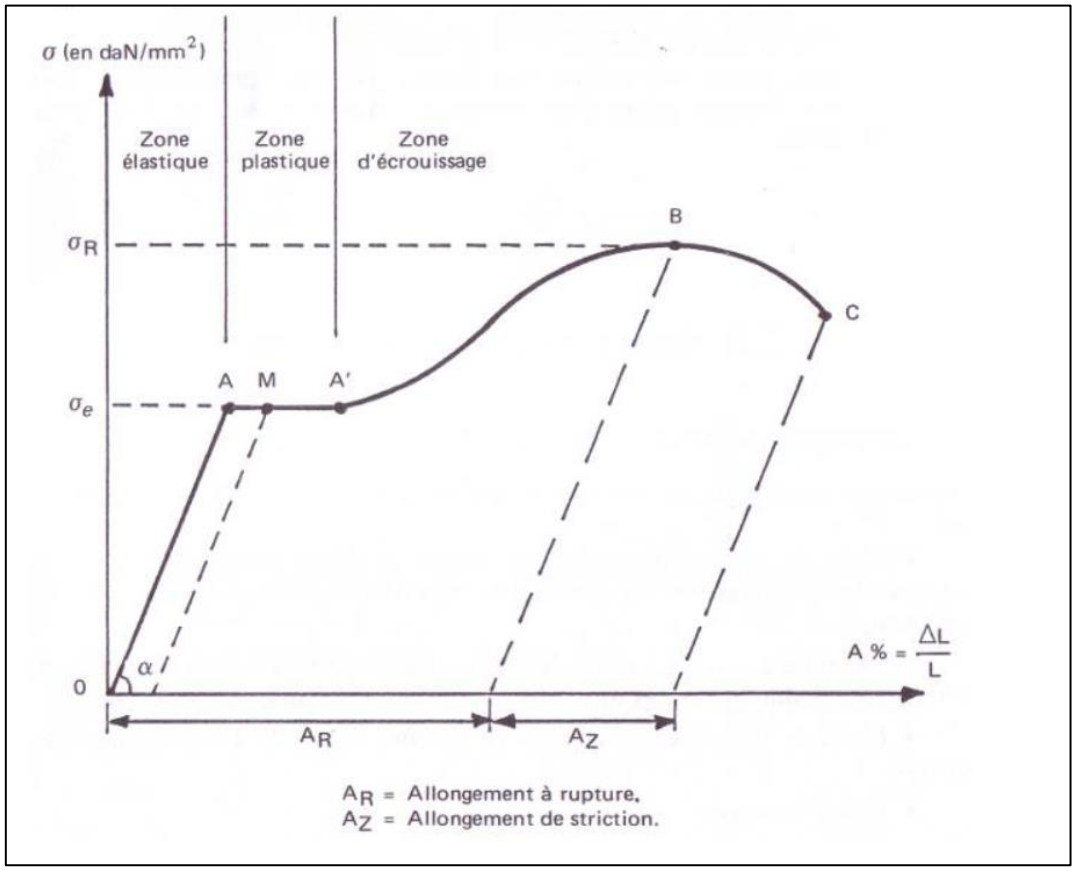



***Figure I.4 : Loi de comportement d'acier***

***Tableau I.1 : limites élastique/plastique des aciers en fonction d'épaisseur***

| **Nuance d'acier** | **Epaisseur t en mm** | | | |
|---|---|---|---|---|
| | t≤ 40 mm | | 40 mm < t ≤ 100 mm | |
| | $f_y$(N/mm²) | $f_u$(N/mm²) | $f_y$(N/mm²) | $f_u$(N/mm²) |
| EN 10025<br>Fe 360<br>Fe 430<br>Fe 510 | <br>235<br>275<br>510 | <br>360<br>430<br>510 | <br>215<br>255<br>335 | <br>340<br>410<br>490 |
| pr EN 10113<br>Fe E 275<br>Fe E 355 | <br>275<br>355 | <br>390<br>490 | <br>255<br>335 | <br>370<br>470 |

### I.5.1.2. Les propriétés des éléments d'assemblage

Deux types d'assemblages sont généralement utilisés dans la construction des ouvrages en charpente métallique, il s'agite des assemblages avec soudures ou des assemblages avec des boulons. Les caractéristiques de ces deux types de connexions sont présentées comme suit :

- Boulons d'attaches précontraints de classe HR 8.8 et 10.9
- Boulons d'attache ordinaires de classe 4.6 à 10.9

- Tiges d'ancrage de classe 4.6 ou plus
- Soudures de même qualité que les aciers des profilés

Les caractéristiques des boulons d'assemblage sont résumées dans le tableau ci-dessous

***Tableau I.2 : Limites élastique/plastique des boulons***

| Classe | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{yb}(N/mm^2)$ | 240 | 320 | 300 | 400 | 480 | 640 | 900 |
| $f_{ub}(N/mm^2)$ | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 800 | 1000 |

### I.5.2. Béton

Tel que l'acier, le béton est également l'un des matériaux de construction les plus utilisés. Il est composé principalement de ciment, d'eau, de sable et de granulats, il se distingue par sa grande résistance à la compression. Grâce à sa durabilité, il est employé dans une large gamme des constructions, allant des bâtiments à différents usages aux ouvrages d'art. Des adjuvants tels que les plastifiants et les retardateurs peuvent être ajoutés pour améliorer ses propriétés, notamment son ouvrabilité, sa résistance et sa durabilité.

#### I.5.2.1. Classe du béton utilisé

La classe du béton concerne sa résistance à la compression après élaboration des tests d'écrasement à 28 jours.

Pour notre projet, nous utilisons un béton de classe 30/37 pour les fondations et un béton de classe 20/25 pour les plancher

## I.6. Les logiciels utilisés

Les logiciels utilisés dans le cadre de notre projet de fin d'études sont :

- **BIM Vision** : C'est un logiciel de visualisation spécialisé dans la lecture des fichiers BIM en format IFC-3D.
- **Robot Structural Analysis** : C'est un logiciel en éléments finis spécialisé dans la modélisation, l'analyse et le calcul des structures.
- **Robot Structural Analysis :** Utilisé pour le calcul et la vérification des assemblages

## I.7. Conclusion :

La conception et le calcul de la structure de notre projet de fin d'étude s'articule sur des critères essentiels tels que l'optimisation économique, la faisabilité technique et la sécurité structurale. L'objectif est d'obtenir une structure stable et résistante aux diverses charges (permanentes, exploitations, environnementales etc…), tout en assurant un environnement de travail sécurisé. Ce projet constitue une occasion précieuse d'appliquer nos connaissances et notre savoir dans le domaine de la construction métallique pour une réalisation concrète.

# CHAPITRE II
# ETUDE CLIMATIQUE

## II.1. Introduction et but de l'étude climatique

L'évaluation des charges climatiques relative à notre projet se repose principalement sur les critères du règlement Algérien Neige & Vent (DTR C2-4.7 RNVA 2013), où les détails d'estimation des charges de la Neige et du Vent sera exposée en ce qui suit.

## II.2. La charge de Neige «S»

En fonction de la localisation et l'altitude de site par rapport au niveau de mer ainsi que la géométrie de l'ouvrage, la valeur de la charge de la neige en [KN/m$^2$] est définie dans le règlement par la formule ci-dessous :

$$S = \mu.S_k \text{ en } [KN/m^2] \ldots\ldots^{(1)}$$

Avec:

**S** : La charge de Neige en [KN/m$^2$]

**μ** : Coefficient de forme de la charge de neige.

**$S_k$** : charge de neige sur le sol « dépend de la zone de neige et l'altitude de site »

### II.2.1. La charge de Neige sur le sol « $S_k$ »

Notre projet est implanté dans la zone industrielle de la ville de Sétif, classée par le RNV2013 comme une zone de neige « A », son altitude par rapport au niveau de la mer est de 1014 m. Le calcul de la charge de la neige sur le sol se fait en utilisant la formule ci-dessous :

$$S_k = \frac{0.07H + 15}{100} \ldots\ldots^{(2)}$$

Avec :

H : l'altitude du site en [m]

$$S_k = \frac{0.07*1014 + 15}{100} = 0.8598 \text{ KN/m}^2$$

### II.2.2. Coefficients de forme des toitures « μ1,μ2 »

Pour les toitures à versants multiples les coefficients de forme des toitures sont donnés par le tableau ci-dessous :

***Tableau II.1 : Coefficients de forme pour les toitures multiples « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 20 »***

| ( α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en ° ) | $0° \leq \alpha \leq 30°$ | $30° < \alpha < 60°$ | $\alpha \geq 60°$ |
|---|---|---|---|
| coefficient $\mu_1$ | 0.8 | $0.8.\left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$ | 0.0 |
| coefficient $\mu_2$ | $0.8+0.8\left(\frac{\alpha}{30}\right)$ | 1.6 | - |

(1) DTR C2-47 RNVA 2013 paragraphe 3.1.1 page 12
(2) DTR C2-47 RNVA 2013 paragraphe 4 page 15

Notre hangar est à une toiture multiple, avec une pente par rapport à l'horizontal $\alpha = 6.84^{o}$ pour l'ensemble des versants :

$\mu_1 = 0.8$

$\overline{\alpha} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = 6.84^{o}$

$\mu_2 = 0.8 + 0.8(\frac{6.48}{30}) = 0.9824$

Alors :

$S_1 = S_K * \mu_1 = 0.68784\ KN/m^2$

$S_2 = S_K * \mu_2 = 0.84467\ KN/m^2$

Le hangar est équipé par un acrotère de h = 2.5 m de hauteur qui va créer une zone d'accumulation de neige, le règlement DTR C2-47 RNVA 2013 recommande d'utiliser la formule suivante pour calculer la charge de neige au voisinage des obstacles appliquée sur une longueur « ls » :

$\mu_3 = \frac{2h}{S_k}$ avec $0.8 \leq \mu_3 \leq 2.0$ ……(3)

h = hauteur de l'obstacle (2.5m)

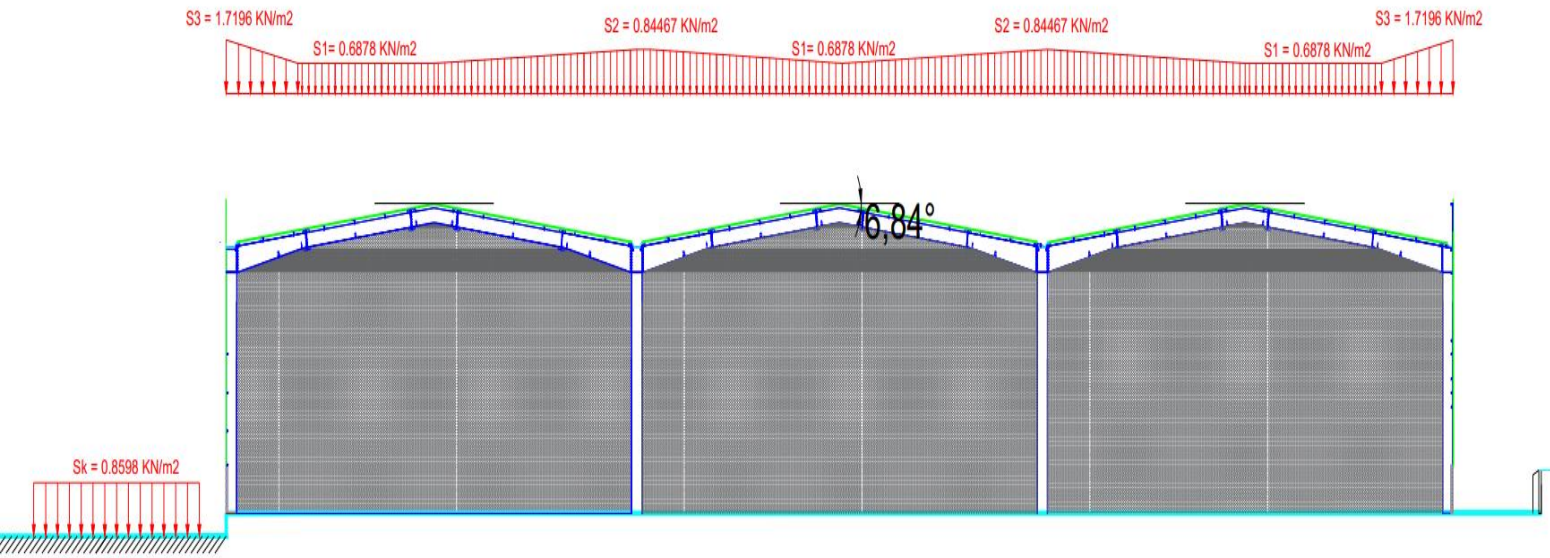
$S_k$ = charge de neige sur lo sol

ls = 2h avec $5 \leq ls \leq 15m$ ……(4)

Donc : $\mu_3 = \frac{2*2.5}{0.8598} = 5.185$ ➔ $\mu_3 = 2.0$

Alors : $S_3 = S_K * \mu_3 = 1.7196\ KN/m^2$ ; appliquée sur une longueur ls = 2*2.5 = 5m

### II.2.3. La charge de Neige sur la toiture



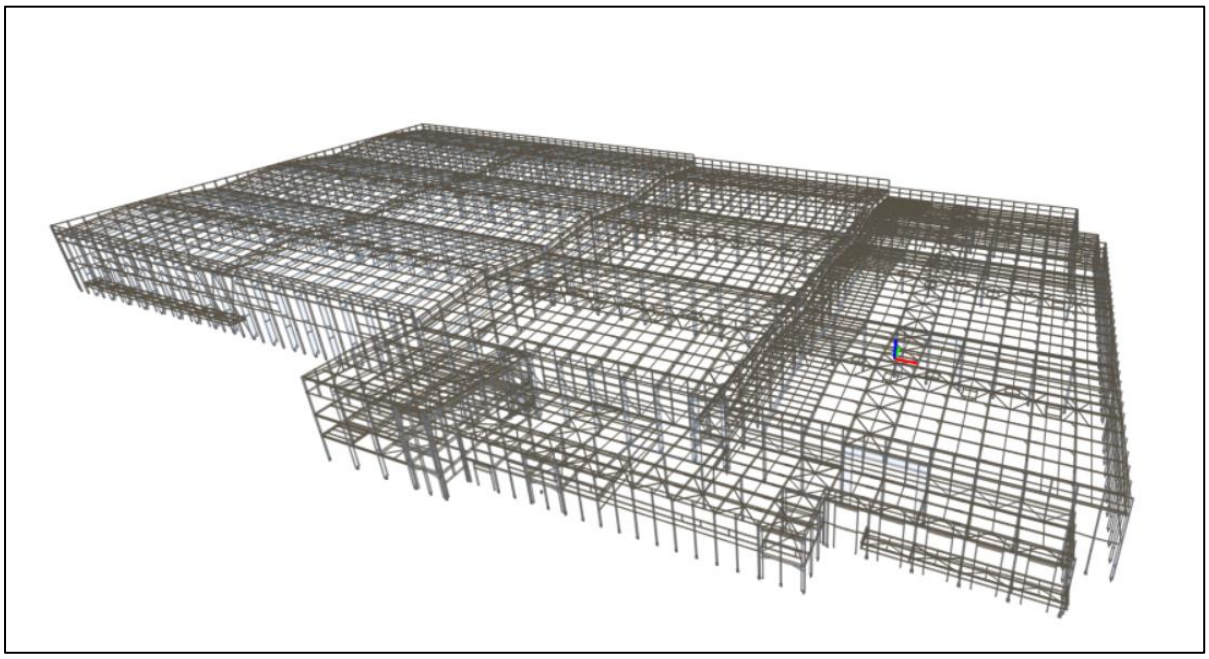

(3) DTR C2-47 RNVA 2013 paragraphe 6.5.2 page 24
(4) DTR C2-47 RNVA 2013 paragraphe 6.5.2 page 24

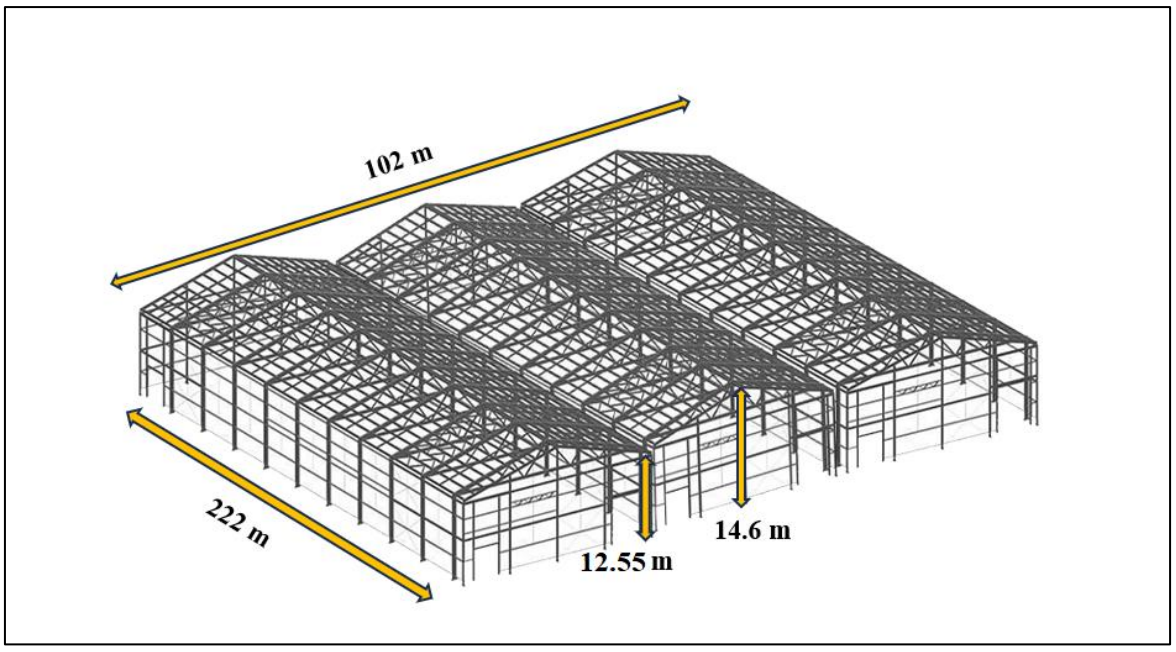
## II.3. La charge de Vent «W»

La charge du vent est l'une des charges qui doivent être étudiées avec soin lors de la conception des structures. Son estimation dépend principalement de site du projet et de ses dimensions en plan et en élévation. Ainsi, une analyse rigoureuse permet d'adapter la structure aux conditions climatiques locales.

### II.3.1. Hypothèses de calcul

Notre projet est composé de trois hauteurs différentes, pour la suite de nos calculs, nous avons considéré une hauteur moyenne équivalente pour l'ensemble de la structure avec une hauteur de 14.6 m pour les parois verticales et 14.6 m pour la toiture.





### II.3.2. Calcul de la pression de pointe « $q_p$ »

Pour calculer la pression de pointe du vent agissant sur les faces de la structure, le règlement DTR C2-4.7 RNVA 2013 propose la formule suivante :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad \ldots\ldots^{(5)}$$

$q_{réf}$ est la pression de référence, déterminée en fonction de la zone de vent. Étant donné que notre site se situe à la commune de Sétif, il appartient donc à **la zone II**, où la pression de référence est :

$$q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$$

$C_e(z_e)$ est le coefficient d'exposition au vent, Sa valeur est déterminée à l'aide de la formule suivante:

$$C_e(z_e) = C_t^2(z_e).C_r^2(z_e).[1 + 7I_v(z_e)] \quad \ldots\ldots^{(6)}$$

$C_t$ est le coefficient de topographie, pour un site plat on prend « $C_t = 1$ »

$C_r$ est le coefficient de rugosité, $C_r = \begin{cases} K_T.\ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) & \text{pour } z_{min} \le z_e \le 200m \\ K_T.\ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z_e \le z_{min} \end{cases}$ $\quad \ldots\ldots^{(7)}$

$K_T$ est facteur de terrain, $z_0$ est le paramètre de rugosité, $z_{min}$ est la hauteur minimale

***Tableau II.2: : Paramètres de calcul du $Cr$ « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 46 »***

| Catégories de terrain | $K_T$ | $z_0$ (m) | $z_{min}$ (m) | $\varepsilon$ |
|---|---|---|---|---|
| **0** Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer | 0.156 | 0.003 | 1 | 0,38 |
| **I** Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles. | 0.170 | 0,01 | 1 | 0,44 |
| **II** Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur. | 0,190 | 0,05 | 2 | 0,52 |
| **III** Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes). | 0,215 | 0,3 | 5 | 0,61 |
| **IV** Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m. | 0,234 | 1 | 10 | 0,67 |

Pour un terrain de **Catégorie III** est $K_T = 0.215$ et $z_0 = 0.3$m avec un $z_{min} = 5$ m

$I_v$ est l'intensité de la turbulence, $I_v = \begin{cases} I_v(z_e) = \dfrac{1}{C_t(z_e).\ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} & \text{pour } z_e > z_{min} \\ I_v(z_e) = \dfrac{1}{C_t(z_e).\ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z_e \le z_{min} \end{cases}$ $\quad \ldots\ldots^{(8)}$

(5) DTR C2-47 RNVA 2013 page 43 paragraphe 2.3.1 (2.1)
(6) DTR C2-47 RNVA 2013 page 44 paragraphe 2.4.2 (2.2)
(7) DTR C2-47 RNVA 2013 page 46 paragraphe 2.4.4 (2.3)
(8) DTR C2-47 RNVA 2013 page 50 paragraphe 2.4.6 (2.5)

- Pour les parois verticales $z_e$ + acrotère= 14.6 m
- Pour la toiture $z_e$= 14.6 m

➔ $C_r(z_e) = K_T.\ln(\frac{Z_e}{Z_0})$ = 0.835 pour les parois verticales « acrotère compris »

$C_r(z_e) = K_T.\ln(\frac{Z_e}{Z_0})$ = 0.835 pour la toiture

➔ $I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e).\ln(\frac{Z_e}{Z_0})}$ = 0.257 pour les parois verticales « acrotère compris »

$I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e).\ln(\frac{Z_e}{Z_0})}$ = 0.257 pour la toiture

Alors :

$C_e(z_e) = C_t^2(z_e).C_r^2(z_e).[1 + 7I_v(z_e)]$

$C_e(z_e) = C_t^2(14.6).C_r^2(14.6).[1 + 7I_v(14.6)] = 1.952$

Donc la pression de pointe du vent $q_p(z_e)$ :

$$q_p(14.6) = 849.12 \text{ N/m}^2 = 84.912 \text{ daN/m}^2$$

***Tableau II.3 : Valeurs de la pression de point sur les parois verticales et la toiture***

| Surface | Hauteur (m) | La pression de pointe (daN/m²) |
|---|---|---|
| **Parois verticales + Acrotère** | 12.55 + 2.05 | $q_p(14.6)$ = 84.912 |
| **Toiture** | 14.6 | $q_p(14.6)$ = 84.912 |

### II.3.3. Calcule des coefficients de pression et la pression de vent

Le calcul de la pression du vent appliquée sur une partie des parois verticaux ou de la toiture nécessite le calcul du coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ et du coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ en fonction de la direction du vent, supposée perpendiculaire au pignon (θ = 90º) ou au long pan (θ = 0 º). Le calcul de la pression dépend également des ouvertures et pour cela nous considérerons les deux cas extrêmes.

#### II.3.3.1. Coefficients de pression extérieur

**1) Vent perpendiculaire au pignon (θ = 90 º)**

**a) Pour les parois verticales :**

Selon le règlement DTR C2-47 RNVA 2013 page 73 paragraphe 5.1.2 la répartition des surfaces sur les parois verticales est comme suite :

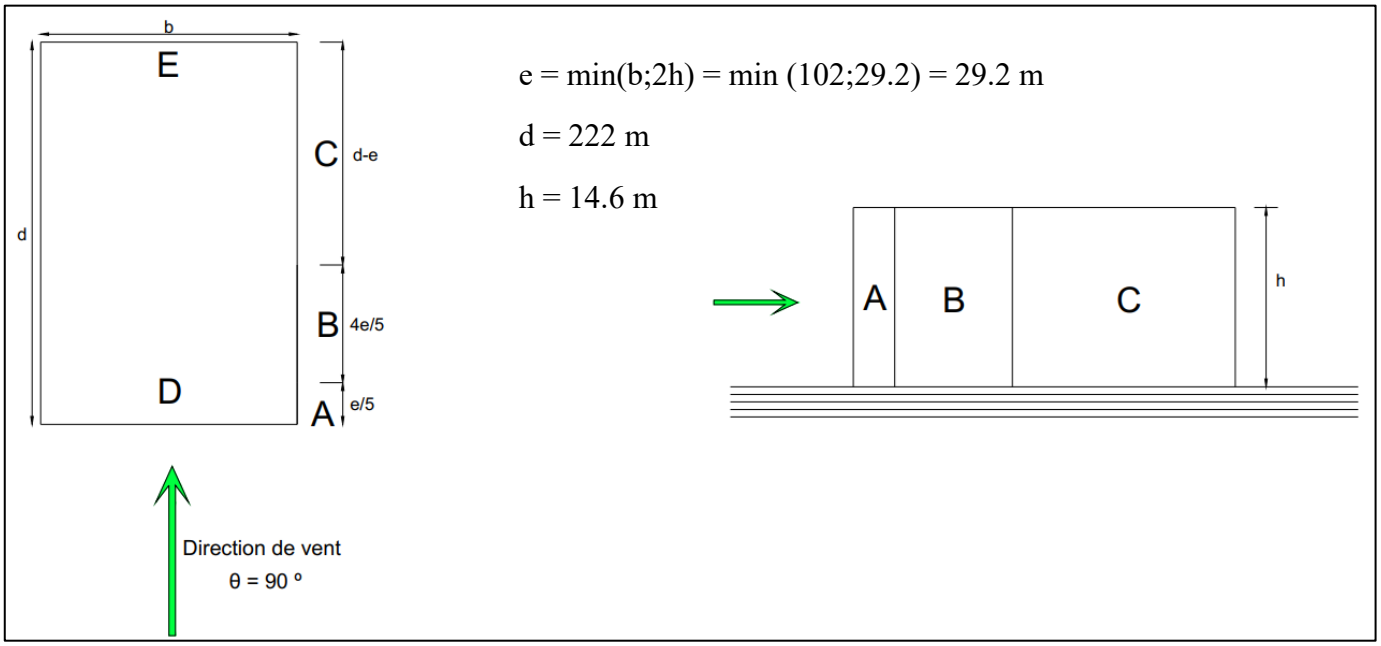



*Figure II.1 : Répartition des surfaces sur les parois verticales « θ = 90° »*

➢ **Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$ :**

(9)
$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe1} & \text{si : } S \leq 1\ m^2 \\ C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}).\log(S) & \text{si: } 1\ m^2 < S < 10\ m^2 \\ C_{pe} = C_{pe10} & \text{si : } S \geq 10\ m^2 \end{cases}$$

*Tableau II.4 : : Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales « θ = 90° »*

| | D | E | A | B | C |
|---|---|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 1489.2 | 1489.2 | 85.264 | 341.056 | 2814.88 |
| $C_{pe}$ | 0.8 | -0.3 | -1 | -0.8 | -0.5 |

**b) Pour la toiture**

Pour les toitures multiples et lorsque le vent est perpendiculaire au pignon (parallèle aux génératrices de toiture) le règlement propose de traiter la toiture comme une toiture a un versant « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 83 paragraphe 5.1.8.1»

(9) DTR C2-47 RNVA 2013 page 73 paragraphe 5.1.1.1 (5.1)

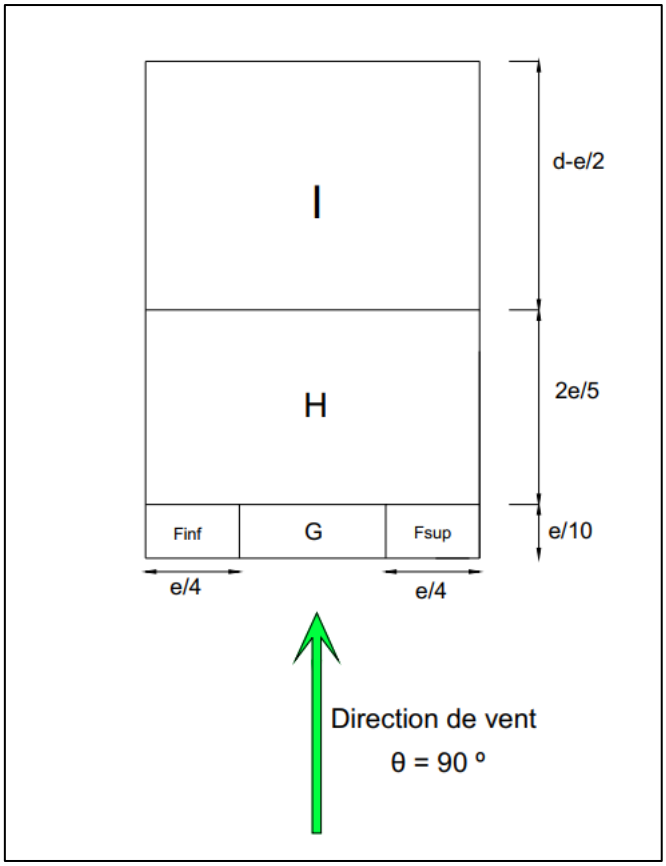



*Figure II.2 : Répartition des surfaces sur la toiture « θ =90° »*

e = min(b;2h) = min (17;29.2) = 17 m

d= 222 m

h = 14.6 m

- **Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$**

L'angle de versant de toiture α= 6.84° elle est entre 5°et 15° alors en va faire une interpolation entre les valeurs de ces derniers

*Tableau II.5 : Valeurs de $C_{pe}$ pour les différents angles de versant « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 78 »*

| Angle de Pente | Zones pour vent de direction θ = 90° | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $F_{sup}$ | | $F_{inf}$ | | G | | H | | I | |
| α | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| 5° | -2.1 | -2.6 | -2.1 | -2.4 | -1,8 | -2,0 | -0,6 | -1,2 | -0,5 | |
| 15° | -2.4 | -2.9 | -1.6 | -2.4 | -1,9 | -2,5 | -0,8 | -1,2 | -0,7 | -1,2 |
| 30° | -2.1 | -2.9 | -1.3 | -2.0 | -1,5 | -2,0 | -1,0 | -1,3 | -0,8 | -1,2 |
| 45° | -1.5 | -2.4 | -1.3 | -2.0 | -1,4 | -2,0 | -1,0 | -1,3 | -0,9 | -1,2 |
| 60° | -1,2 | -2.0 | -1.2 | -2.0 | -1,2 | -2,0 | -1,0 | -1,3 | -0,7 | -1,2 |
| 75° | -1,2 | -2.0 | -1.2 | -2.0 | -1,2 | -2,0 | -1,0 | -1,3 | -0,5 | |

*Tableau II.6 : Valeurs de $C_{pe}$ pour les versants de toiture « θ = 90° »*

| | $F_{sup}$ | $F_{inf}$ | G | H | I |
|---|---|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 7.225 | 7.225 | 14.657 | 116.43 | 3655.518 |
| **$C_{pe}$** | -2.226 | -2.0633 | -1.8184 | -0.6368 | -0.5368 |

**2 )Vent perpendiculaire au long pan (θ = 0 °)**

**a) Pour les parois verticales**

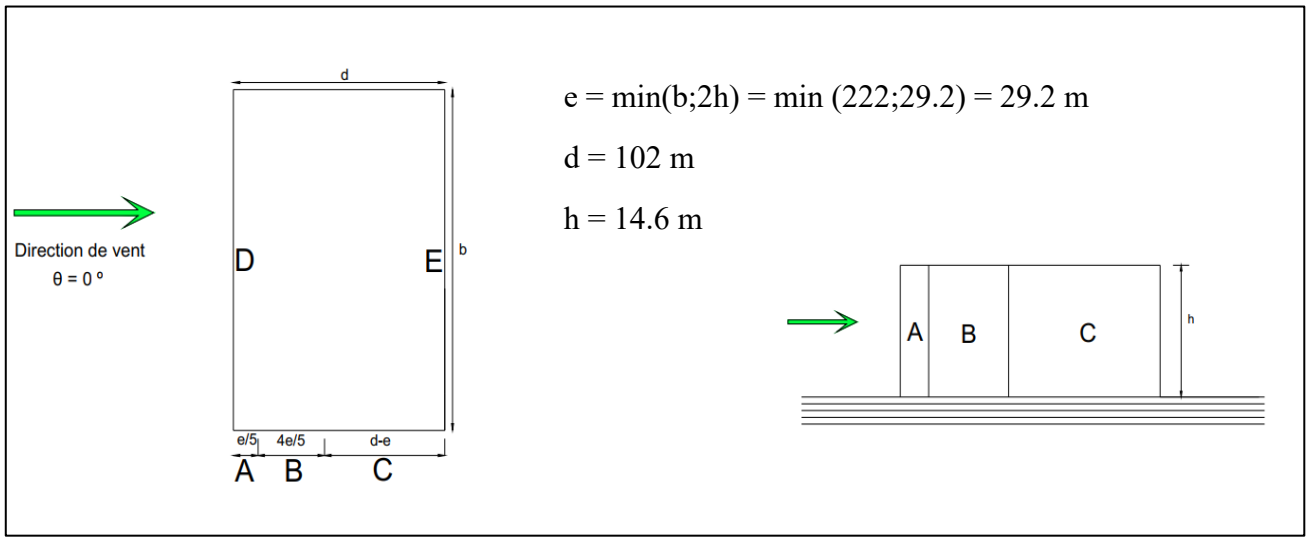



*Figure II.3 : Répartition des surfaces sur les parois verticales « θ =0° »*

➢ **Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$**

*Tableau II.7 : Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales « θ = 0° »*

| | D | E | A | B | C |
|---|---|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 3241.2 | 3241.2 | 85.264 | 341.056 | 1062.88 |
| **$C_{pe}$** | 0.8 | -0.3 | -1 | -0.8 | -0.5 |

**b) Pour la toiture**

Pour les toitures multiples et lorsque le vent est perpendiculaire au long pan (perpendiculaire aux génératrices de toiture) le règlement propose la distribution suivante « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 83 paragraphe 5.1.8.2» :

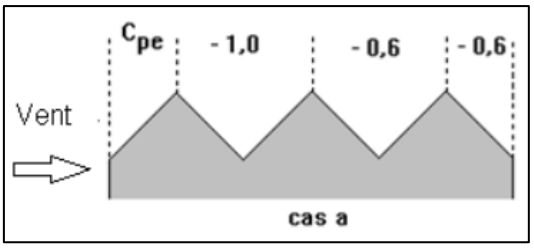
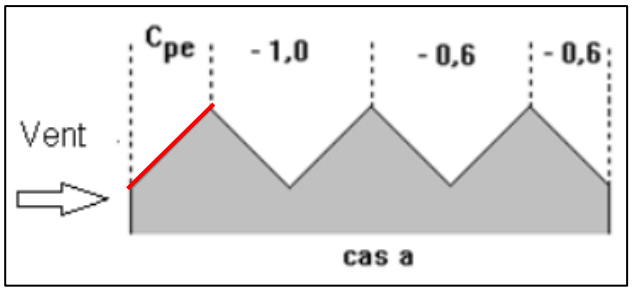



*Figure II.4 : $C_{pe}$ pour un toiture multiple « θ = 0° »*

➢ **Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$**

- Versant au vent :



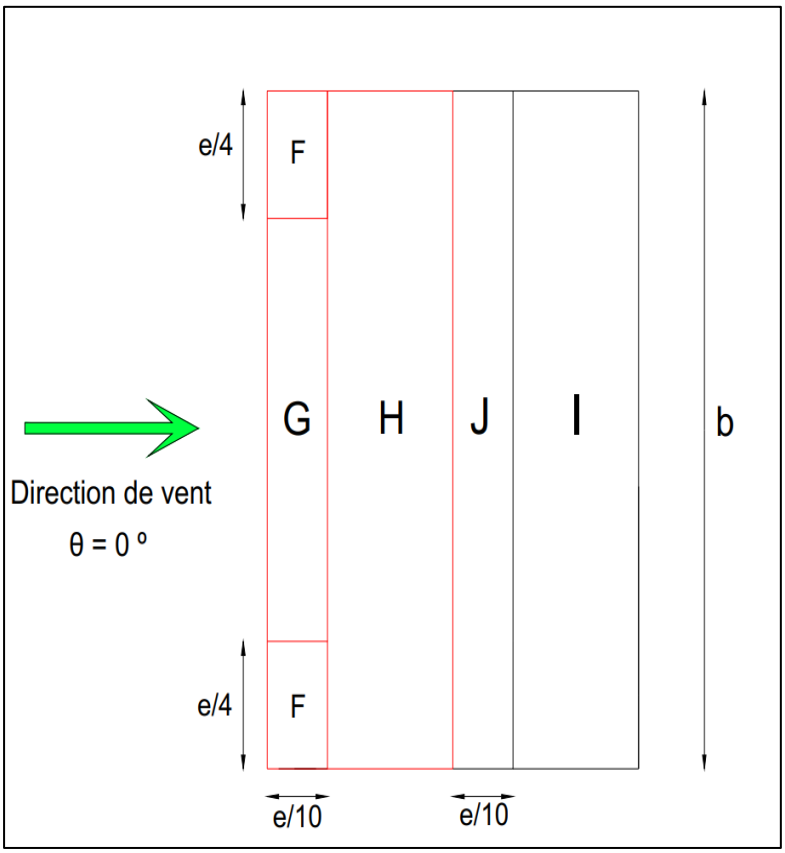




***Figure II.5 : Répartition des surfaces sur la toiture « θ =0° »***

e = min(b;2h) = min (222;29.2) = 29.2 m

d= 17/cos(6.84) = 17.122 m

h = 14.6 m

➢ **Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$**

L'angle de versant de toiture α= -6.84° elle est entre -5°et -15° alors en va faire une interpolation entre les valeurs de ces derniers

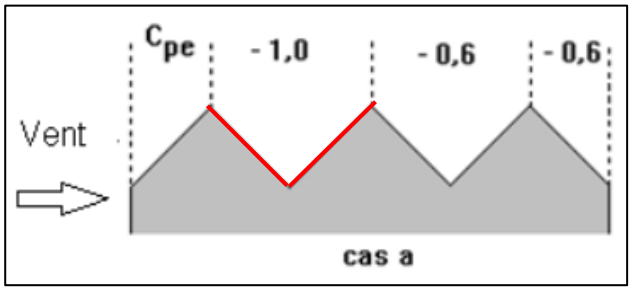
*Tableau II.8 : Valeurs de Cpe pour les différents angles de versant « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 80 »*

| Angle de pente | Zones pour vent de direction θ = 0° | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | F | | G | | H | | I | | J | |
| α | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| - 45° | -0,6 | | -0,6 | | -0,8 | | -0,7 | | -1,0 | -1,5 |
| - 30° | -1,1 | -2,0 | -0,8 | -1,5 | -0,8 | | -0,6 | | -0,8 | -1,4 |
| - 15° | -2,5 | -2,8 | -1,3 | -2,0 | -0,9 | -1,2 | -0,5 | | -0,7 | -1,2 |
| - 5° | -2,3 | -2,5 | -1,2 | -2,0 | -0,8 | -1,2 | +0,2 | | +0,2 | |
| | | | | | | | -0,6 | | -0,6 | |
| 5° | -1,7 | -2,5 | -1,2 | -2,0 | -0,6 | -1,2 | -0,6 | | +0,2 | |
| | +0.0 | | +0.0 | | +0.0 | | | | -0,6 | |
| 15° | -0,9 | -2,0 | -0,8 | -1,5 | -0,3 | | -0,4 | | -1,0 | -1,5 |
| | + 0,2 | | + 0,2 | | + 0,2 | | +0.0 | | 0.0 | 0.0 |
| 30° | -0,5 | -1,5 | -0,5 | -1,5 | -0,2 | | -0,4 | | -0,5 | |
| | 0,7 | | 0,7 | | 0,4 | | 0,0 | | 0,0 | |
| 45° | 0,0 | | 0,0 | | 0,0 | | -0,2 | | -0,3 | |
| | +0,7 | | +0,7 | | +0,6 | | 0,0 | | 0,0 | |
| 60° | +0,7 | | +0,7 | | +0,7 | | -0,2 | | -0,3 | |
| 75° | +0,8 | | +0,8 | | +0,8 | | -0,2 | | -0,3 | |

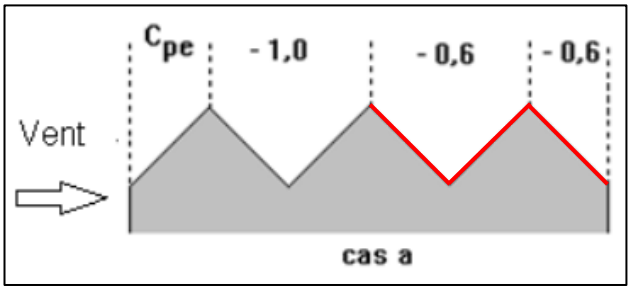
*Tableau II.9 : Valeurs de Cpe pour les versants de toiture « θ = 90° »*

| | F | G | H |
|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 21.316 | 605.608 | 3152.8136 |
| $C_{pe}$ | -2.3368 | -1.2184 | -0.8184 |

- 2 Versants avec $C_{pe}$ = -1.0 :




- 3 Versants avec $C_{pe}$ = -0.6 :



### II.3.3.2. Coefficients de pression intérieur

**Remarque importante :** Selon RNVA2013, une face d'un bâtiment est considérée comme dominante lorsque l'aire des ouvertures dans ladite face est au moins égale à deux fois l'aire des ouvertures et des fuites d'air dans les autres faces du bâtiment[10] .

Notre structure ne comporte pas de face dominante, donc le calcul de $C_{pi}$ dépend de l'indice de perméabilité $\mu_p$

**N.B : Le rapport h/d :**

Pour **θ = 90 º :** h/d = 14.6/222 = 0.066

Pour **θ = 0 º :** h/d = 14.6/108 = 0.135

➔ Dans notre cas le rapport est toujours ≤ 0.25

**1) 1ére cas « Hangar complètement fermé »**

Pour un hangar complétement ferme le règlement DTR C2-4.7 RNVA 2013 donne l'indice de perméabilité $\mu_p = 0$, Donc $C_{pi} = 0.35$[11]

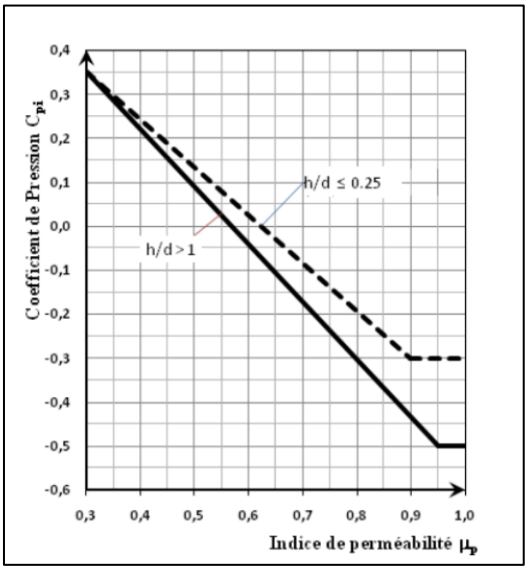



*Figure II.6 : Cpi =f(h/d , μp) « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 90 »*

**a) Vent perpendiculaire au pignon (θ = 90 º) :**

- **Coefficient de pression intérieur $C_{pi}$**

*Tableau II.10 : Valeurs de Cpi pour les parois verticales « θ = 90º »*

| | D | E | A | B | C |
|---|---|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 1489.2 | 1489.2 | 85.264 | 341.056 | 2814.88 |
| $C_{pi}$ | 0.35 | | | | |

[10] DTR C2-47 RNVA 2013 page 89 paragraphe 5.2.1.4
[11] DTR C2-47 RNVA 2013 page 89-90 paragraphe 5.2.2.2

*Tableau II.11 : Valeurs de $C_{pi}$ pour les versants de toiture « θ = 90° »*

| | $F_{sup}$ | $F_{inf}$ | G | H | I |
|---|---|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 7.225 | 7.225 | 14.657 | 116.43 | 3655.518 |
| $C_{pi}$ | 0.35 | | | | |

**b) Vent perpendiculaire au long pan (θ = 0 °)**

- **Coefficient de pression intérieur $C_{pi}$**

*Tableau II.12 : Valeurs de $C_{pi}$ pour les parois verticales « θ = 0° »*

| | D | E | A | B | C |
|---|---|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 3241.2 | 3241.2 | 85.264 | 341.056 | 1062.88 |
| $C_{pi}$ | 0.35 | | | | |

*Tableau II.13 : Valeurs de $C_{pi}$ pour les versants de toiture « θ = 0° »*

| | Versant au vent | 2 versants de $C_{pe}$ = -1.0 | 3 versants de $C_{pe}$ = -0.6 |
|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 3801.0536 | 7602.1072 | 11403.1608 |
| $C_{pi}$ | 0.35 | | |

**2) 2éme cas « Hangar avec ouvertures »**

**L'ensemble des ouvertures**

- Pignon avant : 1 porte (4.5*4) + 2 portes (0.9*2.2) = 21.96 $m^2$
- Long pan gauche : 6 portes (0.9*2.2) + 1 porte (2.4*1.4) + 1 porte (4.5*4) + 2 portes (2.2*1.5) + 2 fenêtres (2*1) = 43.84 $m^2$
- Pignon arrière : 1 porte (4*4.5) + 3 portes (0.9*2.2) = 23.94 $m^2$
- Long pan droite : 6 portes (3*3.5) + 2 portes (0.9*2.2) = 66.96 $m^2$
- ∑ des ouvertures = 156.7 $m^2$

**a) Vent perpendiculaire au pignon (avant) :**

- L'indice de perméabilité «$\mu_p$» = $\frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$ ……(12)

(12) DTR C2-47 RNVA 2013 page 89 paragraphe 5.2.2.2

Donc : $\mu_p = \frac{23.94+66.69+43.48}{156.7} = 0.86$

En utilisant l'abaque [*Figure II.6 : $C_{pi}$ =f(h/d , $\mu_p$) « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 90 »*]

➔ $C_{pi}$ = -0.26

*Tableau II.14 : Valeurs de $C_{pi}$ pour les parois verticales « Vent pignon avant »*

| | D | E | A | B | C |
|---|---|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 1489.2 | 1489.2 | 85.264 | 341.056 | 2814.88 |
| $C_{pi}$ | -0.26 | | | | |

*Tableau II.15 : Valeurs de $C_{pi}$ pour les versants de toiture « Vent pignon avant »*

| | $F_{sup}$ | $F_{inf}$ | G | H | I |
|---|---|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 7.225 | 7.225 | 14.657 | 116.43 | 3655.518 |
| $C_{pi}$ | -0.26 | | | | |

**b) Vent perpendiculaire au pignon (arrière)**

- L'indice de perméabilité «$\mu_p$» = $\frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$

Donc : $\mu_p = \frac{21.96+66.69+43.84}{156.7} = 0.847$

En utilisant l'abaque [*Figure II.6 : $C_{pi}$ =f(h/d , $\mu_p$) « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 90 »*]

➔ $C_{pi}$ = -0.248

*Tableau II.16 : Valeurs de $C_{pi}$ pour les parois verticales « Vent pignon arrière »*

| | D | E | A | B | C |
|---|---|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 1489.2 | 1489.2 | 85.264 | 341.056 | 2814.88 |
| $C_{pi}$ | -0.248 | | | | |

*Tableau II.17 : Valeurs de $C_{pi}$ pour les versants de toiture « Vent pignon arrière »*

| | $F_{sup}$ | $F_{inf}$ | G | H | I |
|---|---|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 7.225 | 7.225 | 14.657 | 116.43 | 3655.518 |
| $C_{pi}$ | -0.248 | | | | |

### c) Vent perpendiculaire au long pan (gauche)

- L'indice de perméabilité «$\mu_p$» = $\frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$

Donc : $\mu_p = \frac{21.96+66.69+23.94}{156.7} = 0.7185$

En utilisant l'abaque [***Figure II.6 : $C_{pi}$ =f(h/d , $\mu_p$) « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 90 »***]

➔ $C_{pi}$ = -0.1

***Tableau II.18 : Valeurs de $C_{pi}$ pour les parois verticales « au long pan gauche »***

| | D | E | A | B | C |
|---|---|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 3241.2 | 3241.2 | 85.264 | 341.056 | 1062.88 |
| $C_{pi}$ | -0.1 | | | | |

***Tableau II.19 : Valeurs de $C_{pi}$ pour les versants de toiture « au long pan gauche »***

| | Versant au vent | 2 versants de $C_{pe}$ = -1.0 | 3 versants de $C_{pe}$ = -0.6 |
|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 3801.0536 | 7602.1072 | 11403.1608 |
| $C_{pi}$ | -0.1 | | |

### d) Vent perpendiculaire au long pan (droite)

- L'indice de perméabilité «$\mu_p$» = $\frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$

Donc : $\mu_p = \frac{21.96+43.84+23.94}{156.7} = 0.5727$

En utilisant l'abaque [***Figure II.6 : $C_{pi}$ =f(h/d , $\mu_p$) « DTR C2-4.7 RNVA 2013 page 90 »***]

➔ $C_{pi}$ = 0.05

***Tableau II.20 : Valeurs de $C_{pi}$ pour les parois verticales « au long pan droite »***

| | D | E | A | B | C |
|---|---|---|---|---|---|
| **Surface ($m^2$)** | 3241.2 | 3241.2 | 85.264 | 341.056 | 1062.88 |
| $C_{pi}$ | 0.05 | | | | |

*Tableau II.21 : Valeurs de $C_{pi}$ pour les versants de toiture « au long pan droite »*

| | Versant au vent | 2 versants de $C_{pe}$ = -1.0 | 3 versants de $C_{pe}$ = -0.6 |
|---|---|---|---|
| **Surface (m²)** | 3801.0536 | 7602.1072 | 11403.1608 |
| $C_{pi}$ | 0.05 | | |

La pression du vent agissant sur les différentes parties de la structure $\mathbf{W(z_j) = q_p\,(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]}$ supposée fermée, est récapitulée dans les tableaux suivants

*Tableau II.22 : Valeurs de W pour un vent perpendiculaire au long pan « Hangar fermé »*

| Partie | Surface | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | W($z_j$) (daN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **Parois Verticales** | D | 0.8 | 0.35 | 38.210 |
| | E | -0.3 | | -55.193 |
| | A | -1 | | -114.631 |
| | B | -0.8 | | -97.649 |
| | C | -0.5 | | -72.175 |
| **Toiture** | F | -2.3368 | 0.35 | -228.142 |
| | G | -1.2184 | | -133.176 |
| | H | -0.8184 | | -99.211 |
| | Versant total | -1 | | -114.631 |
| | Versant total | -0.6 | | -80.666 |

*Tableau II.23 : Valeurs de W pour un vent perpendiculaire au pignon « Hangar fermé »*

| Partie | Surface | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | W($z_j$) (daN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **Parois Verticales** | D | 0.8 | 0.35 | 38.210 |
| | E | -0.3 | | -55.193 |
| | A | -1 | | -114.631 |
| | B | -0.8 | | -97.649 |
| | C | -0.5 | | -72.175 |
| **Toiture** | $F_{sup}$ | -2.226 | 0.35 | -218.733 |
| | $F_{inf}$ | -2.0633 | | -204.918 |
| | G | -1.8184 | | -184.123 |
| | H | -0.6368 | | -83.791 |
| | I | -0.5368 | | -75.3 |

La pression du vent agissant sur les différentes parties de la structure $\mathbf{W(z_j) = q_p\,(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]}$ avec ouvertures, est récapitulée dans les tableaux suivants :

***Tableau II.24 : Valeurs de W pour un vent perpendiculaire au pignon avant « Hangar avec ouvertures »***

| Partie | Surface | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | W($z_j$) (daN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **Parois Verticales** | D | 0.8 | -0.26 | 90.007 |
| | E | -0.3 | | -3.396 |
| | A | -1 | | -62.835 |
| | B | -0.8 | | -45.852 |
| | C | -0.5 | | -20.379 |
| **Toiture** | $F_{sup}$ | -2.226 | -0.26 | -166.937 |
| | $F_{inf}$ | -2.0633 | | -153.122 |
| | G | -1.8184 | | -132.327 |
| | H | -0.6368 | | -31.995 |
| | I | -0.5368 | | -23.504 |

***Tableau II.25 : Valeurs de W pour un vent perpendiculaire au pignon arrière « Hangar avec ouvertures »***

| Partie | Surface | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | W($z_j$) (daN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **Parois Verticales** | D | 0.8 | -0.248 | 88.988 |
| | E | -0.3 | | -4.415 |
| | A | -1 | | -63.854 |
| | B | -0.8 | | -46.871 |
| | C | -0.5 | | -21.398 |
| **Toiture** | $F_{sup}$ | -2.226 | -0.248 | -167.956 |
| | $F_{inf}$ | -2.0633 | | -154.141 |
| | G | -1.8184 | | -133.346 |
| | H | -0.6368 | | -33.014 |
| | I | -0.5368 | | -24.522 |

*Tableau II.26 : Valeurs de W pour un vent perpendiculaire au long pan gauche « Hangar avec ouvertures »*

| Partie | Surface | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | W($z_j$) (daN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **Parois Verticales** | D | 0.8 | -0.1 | 76.421 |
| | E | -0.3 | | -16.982 |
| | A | -1 | | -76.421 |
| | B | -0.8 | | -59.438 |
| | C | -0.5 | | -33.965 |
| **Toiture** | F | -2.3368 | -0.1 | -189.931 |
| | G | -1.2184 | | -94.965 |
| | H | -0.8184 | | -61 |
| | Versant total | -1 | | -76.421 |
| | Versant total | -0.6 | | -42.456 |

*Tableau II.27 : Valeurs de W pour un vent perpendiculaire au long pan droite « Hangar avec ouvertures »*

| Partie | Surface | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | W($z_j$) (daN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **Parois Verticales** | D | 0.8 | 0.05 | 63.684 |
| | E | -0.3 | | -29.719 |
| | A | -1 | | -89.158 |
| | B | -0.8 | | -72.175 |
| | C | -0.5 | | -46.702 |
| **Toiture** | F | -2.3368 | 0.05 | -202.668 |
| | G | -1.2184 | | -107.702 |
| | H | -0.8184 | | -73.737 |
| | Versant total | -1 | | -89.158 |
| | Versant total | -0.6 | | -55.193 |

# CHAPITRE III
# PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

## III.1. Introduction

Dans les hangars à ossature métallique, les éléments secondaires tels que les pannes, les lisses et les potelets assurent des fonctions essentielles en répartissant les charges de manière homogène et en renforçant la rigidité de l'ensemble. Ce chapitre examine en détail les principes de calcul et de vérification de ces éléments, en tenant compte des différentes charges appliquées et des exigences normatives à respecter pour assurer leur bon dimensionnement.

## III.2. Vérification des Pannes

Les pannes sont des poutres essentielles dans la structure des hangars en charpente métallique, assurant le soutien de la couverture et la transmission des charges aux éléments porteurs. Disposées parallèlement à la ligne de faîtage, elles sont fixées aux fermes ou aux traverses à l'aide de supports en équerre appelés échantignoles. Conçues pour supporter leur propre poids ainsi que les charges permanentes, d'exploitation et climatiques (neige, vent, surcharges d'entretien), elles travaillent principalement en flexion déviée. Selon la portée et les contraintes du projet, elles peuvent être réalisées en profilés formés à chaud (I ou U), en profilés formés à froid (Z, U, Σ) ou encore en treillis pour les grandes portées.

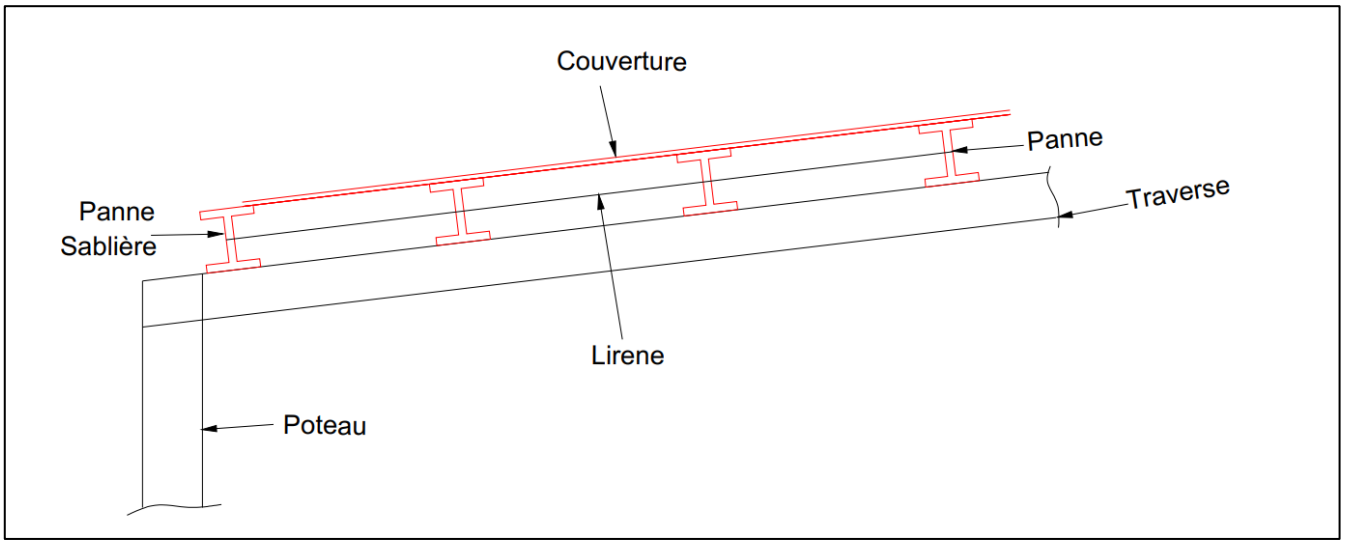



*Figure III.2 : Disposition des pannes sur la toiture.*

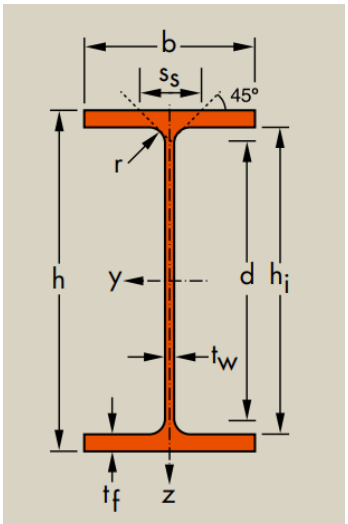



*Figure III.1 : Profilé des pannes en I/H.*

### III.2.1. Prédimensionnement des Pannes de L = 6 m « zones courantes »

Le prédimensionnement des pannes repose sur la méthodologie de calcul suivante :

- Détermination de la combinaison la plus défavorable à l'ELU et à l'ELS
- Choix d'un profilé initial
- Vérification des flèches à l'ELS
- Vérification des instabilités à l'ELU (flexion déviée, effort tranchant et interaction, déversement)

#### III.2.1.1. Evaluation des charges agissant sur les pannes

➢ L'espacement entre les pannes = 1.5 m

**a) La charge permanente « G »**

- Couverture : 0.15 KN/m$^2$
- Accessoires de pose : 0.03 KN/m$^2$

} $G_{ccp}$ (KN/m$^2$)

$G = G_{panne} + 1.5 * G_{ccp}$

- Pour une première itération, nous proposons de considérer le profilé **IPE160 de classe S275**, où les caractéristiques de profilé sont résumées dans le tableau ci-dessous

***Tableau III.1 : Caractéristiques de IPE 160.***

| $G_{panne}$ (kg/ml) | h (mm) | b (mm) | d (mm) | $t_w$ (mm) | $t_f$ (mm) | A (cm$^2$) | $I_y$ (cm$^4$) | $I_z$ (cm$^4$) | $i_y$ (cm) | $i_z$ (cm) | $W_{pl,y}$ (cm$^3$) | $W_{pl,z}$ (cm$^3$) | $A_{vz}$ (cm$^2$) | $A_{vy}$ (cm$^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 15.8 | 160 | 82 | 127.2 | 5.0 | 7.4 | 20.1 | 869 | 68.3 | 6.58 | 1.84 | 124 | 26.1 | 9.66 | 12.14 |

-Le calcul des charges se fait en daN/m. Pour transformer les charges surfaciques en charges linéiques, on multiplie les charges surfaciques par l'entraxe.

➢ G = 1.5*18 + 15.8 = 42.8 daN/ml

**b) La charge d'exploitation « Q »**

Pour les toitures inaccessibles, seule la charge d'entretien est prise en compte. Elle correspond à deux charges ponctuelles, chacune de 100 kg, sont appliquées respectivement aux points situés à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. ……[1]

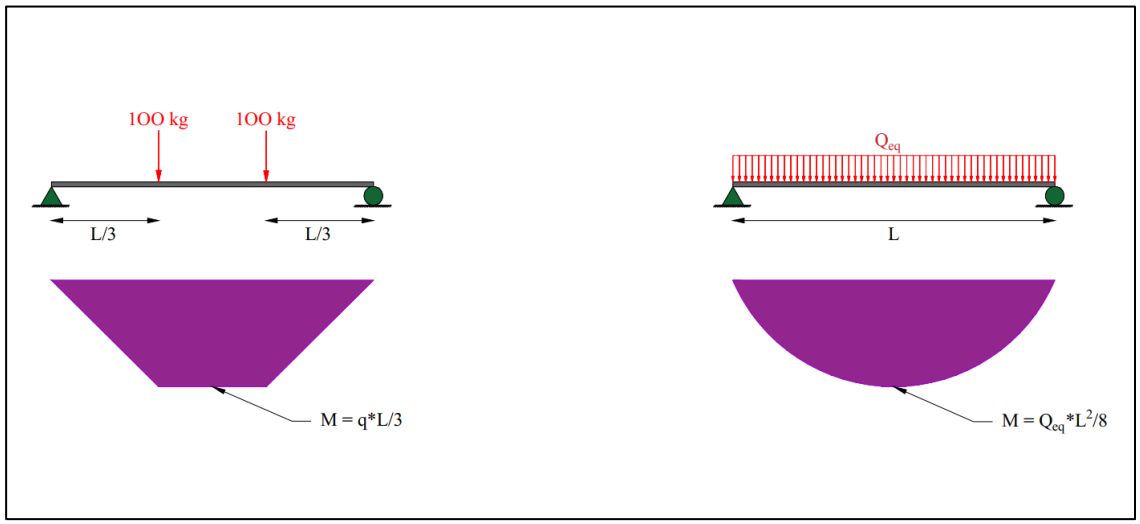



***Figure III.3 : Charge équivalente pour la charge d'entretien.***

[1] DTR BC 2.2 paragraphe 7.3.1 page 24

➢ $Q_{eq} = \frac{8qL}{3L^2} = 44.44$ daN/m

**c) Les surcharges climatiques**

**N.B :** Pour éviter le surdimensionnement, on utilise les surcharges climatiques des zones courantes pour la toiture. Dans les zones soumises à des charges excessives, on réduit l'espacement entre les pannes afin d'optimiser le dimensionnement des éléments de la structure.

1) Charge de Neige « S » :

La charge maximale de neige sur la toiture est : S = 84.467 daN/m$^2$

➢ S = 84.467*1.5 = 126.7 daN/m

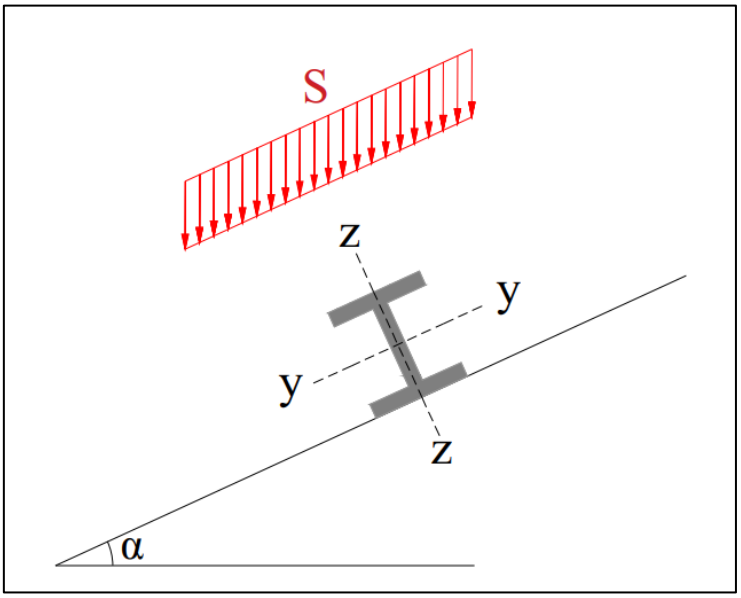



***Figure III.4 : Charge de Neige sur la panne.***

2) Charge de Vent « W » :

La charge maximale de Vent sur la toiture est : W = -133.176 daN/m$^2$

➢ W = -133.176*1.5 = -199.764 daN/m

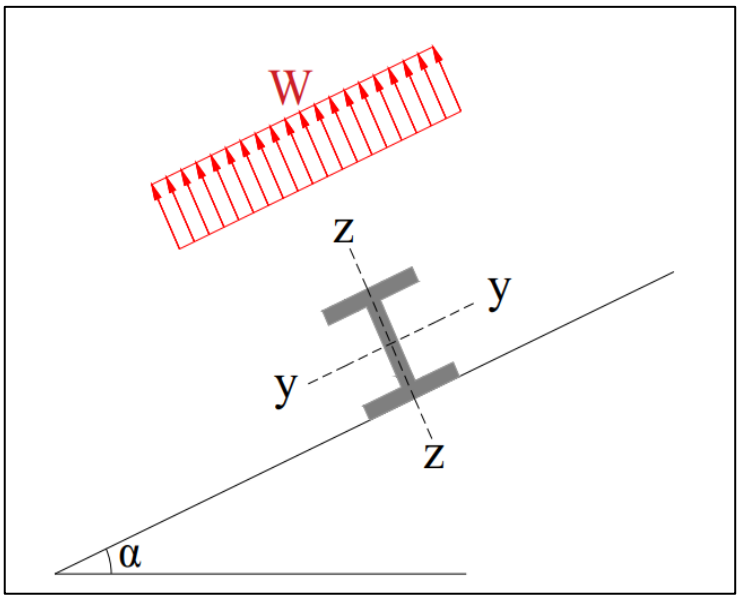



***Figure III.5 : Charge de Vent sur la panne.***

### III.2.1.2. Projection des charges

1) La charge permanente G :

- Suivant l'axe zz : $G_{zz} = G \cos\alpha = G \cos 6.84 = 42.495$ daN/m
- Suivant l'axe yy : $G_{yy} = G \sin\alpha = G \sin 6.84 = 5.097$ daN/m

2) La charge d'exploitation Q :

- Suivant l'axe zz : $Q_{zz} = Q \cos\alpha = Q \cos 6.84 = 44.124$ daN/m
- Suivant l'axe yy : $Q_{yy} = Q \sin\alpha = Q \sin 6.84 = 5.293$ daN/m

3) La charge de neige S :

- Suivant l'axe zz : $S_{zz} = S \cos\alpha = S \cos 6.84 = 125.8$ daN/m
- Suivant l'axe yy : $S_{yy} = S \sin\alpha = S \sin 6.84 = 15.1$ daN/m

3) La charge de vent W :

- Suivant l'axe zz : $W_{zz} = W = -199.764$ daN/m
- Suivant l'axe yy : $W_{yy} = 0$ daN/m

### III.2.1.3. Combinaisons d'action

-Toutes les combinaisons sont réalisées conformément au règlement algérien CCM97.

***Tableau III.2 : Coefficients de combinaisons DTR BC-2 .44 « CCM97 » page 08.***

| Action variable considérée | $\Psi_0$ | $\Psi_1$ | $\Psi_2$ |
|---|---|---|---|
| Charge d'exploitation | 0.87 | 1 | 1 |
| Charge de neige | 0.87 | 1 | 1 |
| Charge de vent | 0.67 | 0.2 | 0 |

***Tableau III.3 : Combinaisons d'action à l'ELU.***

| | Axe (zz) | Application num | Axe (yy) | Application num |
|---|---|---|---|---|
| Combinaisons ELU | $1.35G_{zz} + 1.5Q_{zz}$ | 123.554 | $1.35G_{yy} + 1.5Q_{yy}$ | 14.820 |
| | $1.35G_{zz} + 1.5S_{zz}$ | 246.066 | **$1.35G_{yy} + 1.5S_{yy}$** | **29.516** |
| | **$G_{zz} + 1.5W$** | **-257.151** | $G_{yy}$ | 5.097 |
| | $G_{zz} + 1.35W + S_{zz}$ | -101.388 | / | / |

- La charge max à l'ELU suivant l'axe zz $Q_{z,ed} = -257.151$ daN/m
- La charge max à l'ELU suivant l'axe yy $Q_{y,ed} = 29.516$ daN/m

*Tableau III.4 : Combinaisons d'action à l'ELS.*

| | Axe (zz) | Application num | Axe (yy) | Application num |
|---|---|---|---|---|
| Combinaisons ELS | $G_{zz} + Q_{zz}$ | 86.619 | $G_{yy} + Q_{yy}$ | 10.390 |
| | **$G_{zz} + S_{zz}$** | **168.294** | **$G_{yy} + S_{yy}$** | **20.187** |
| | $G_{zz} + W$ | -157.269 | / | / |

- La charge max à l'ELS suivant l'axe zz $Q_{z,ser}$ = 168.294 daN/m
- La charge max à l'ELS suivant l'axe yy $Q_{y,ser}$ = 20.187 daN/m

### III.2.1.4. Schémas statiques et calcul des efforts

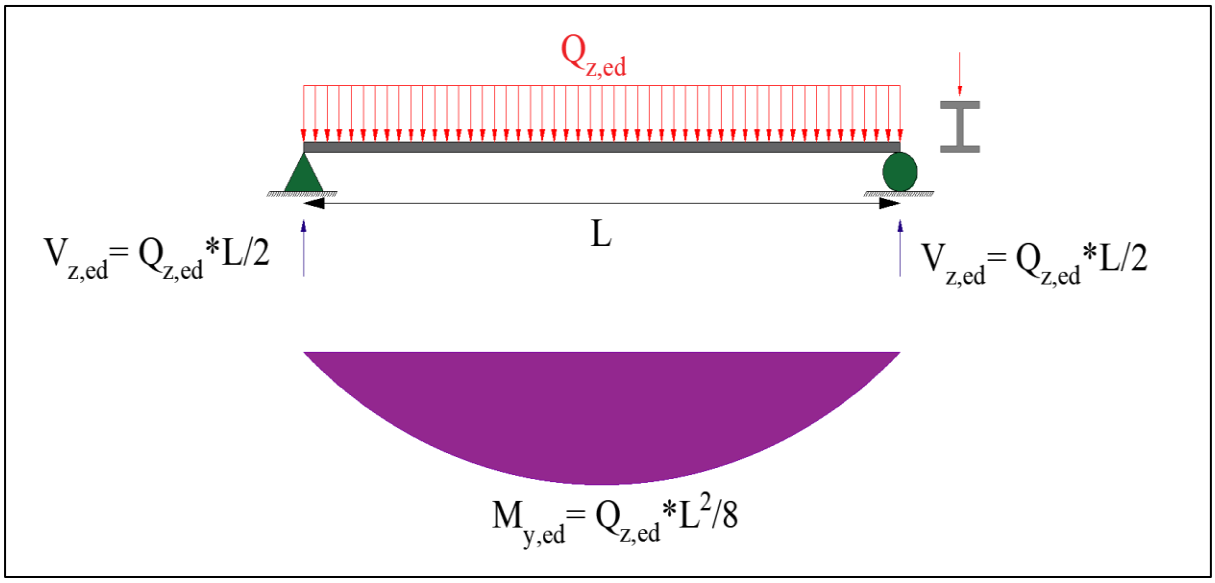



*Figure III.6 : Schéma statique de panne suivant l'axe zz.*

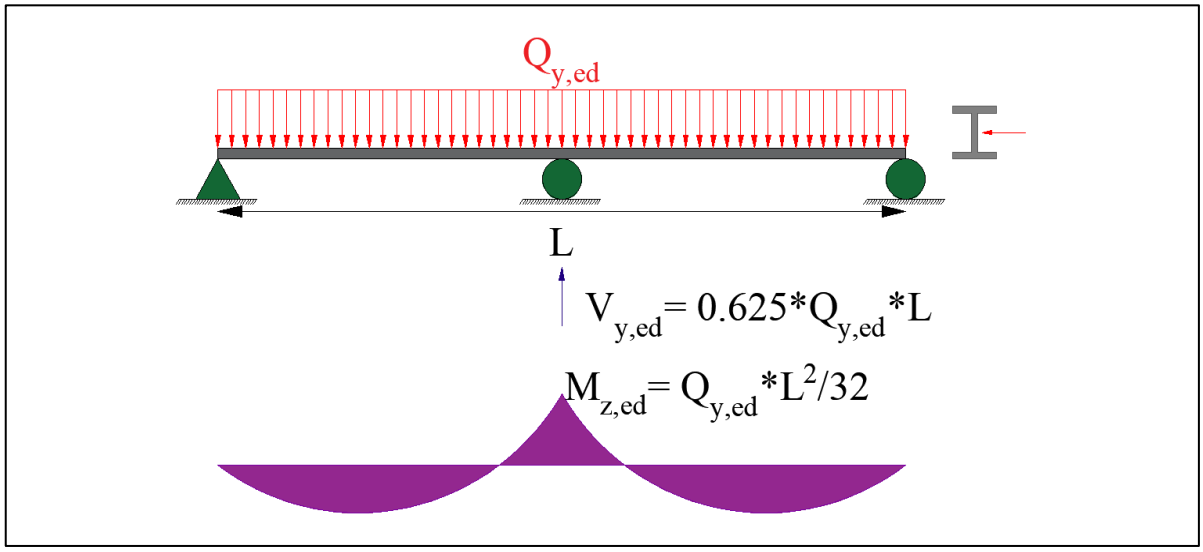



*Figure III.7 : Schéma statique de panne suivant l'axe yy.*

- $M_{y,ed} = \frac{Q_{z,ed} * L^2}{8} = \frac{257.151 * 6^2}{8} = 1157.178$ daN.m
- $V_{z,ed} = \frac{Q_{z,ed} * L}{2} = \frac{257.151 * 6}{2} = 771.452$ daN
- $M_{z,ed} = \frac{Q_{y,ed} * L^2}{32} = \frac{29.516 * 6^2}{32} = 33.205$ daN.m
- $V_{y,ed} = \frac{5 * Q_{y,ed} * L}{8} = \frac{5 * 29.516 * 6}{8} = 110.684$ daN

### III.2.1.5. Vérification des flèches à l'ELS

$$f_{adm} = L/200 \ldots\ldots^{(2)}$$

$$f_{adm}(\text{suivant z}) = 6000/200 = 30 \text{ mm}$$

$$f_{adm}(\text{suivant y}) = 3000/200 = 15 \text{ mm}$$

$$f_{ser}(\text{suivant z}) = \frac{5}{384} * Q_{z,ser} \frac{L^4}{E * I_y} = \frac{5}{384} * 168.294 * \frac{6^4}{2.1 * 869} * 10 = 15.562 \text{ mm}$$

$$f_{adm} \geq f_{ser}$$

$$f_{ser}(\text{suivant y}) = 0.415 * \frac{5}{384} * Q_{y,ser} \frac{L^4}{16 * E * I_Z} = 0.415 * \frac{5}{384} * 20.187 * \frac{6^4}{16 * 2.1 * 68.3} * 10 = 0.616 \text{ mm}$$

$$f_{adm} \geq f_{ser}$$

➢ **Les flèches sont vérifiées**

### III.2.1.6. Vérification de la résistance et stabilité à l'ELU

**1) Classification de section**

- **N.B :** La classification des sections transversales est effectuée conformément à CCM97, de la page 48 à la page 50.

- Semelle comprimée :

$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.924$

$\frac{c}{t_f} = \frac{73}{2 * 6.9} = 5.29 \leq 10\varepsilon$ ➔ Semelle de classe 1

- Ame fléchie :

$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 \leq 72\varepsilon$ ➔ Ame de classe 1

**Donc, la section est de classe 1 vis-à-vis de la flexion**

(2) CCM 97 page 19 Tableau 4.1

**2) Vérification de la flexion déviée**

L'CCM97 recommande la formule suivante pour vérifier la résistance à la flexion déviée :

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{ply,Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{plz,Rd}}\right)^{\beta} \quad \ldots\ldots^{(3)}$$

- α = 2 « Section en I »

- β = 1 « pas d'effort normal »

- $M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$ ……(4)

- $f_y$ = 275 MPa « Limite élastique d'acier »

- $\gamma_{M0}$ = 1.1 ……(5)

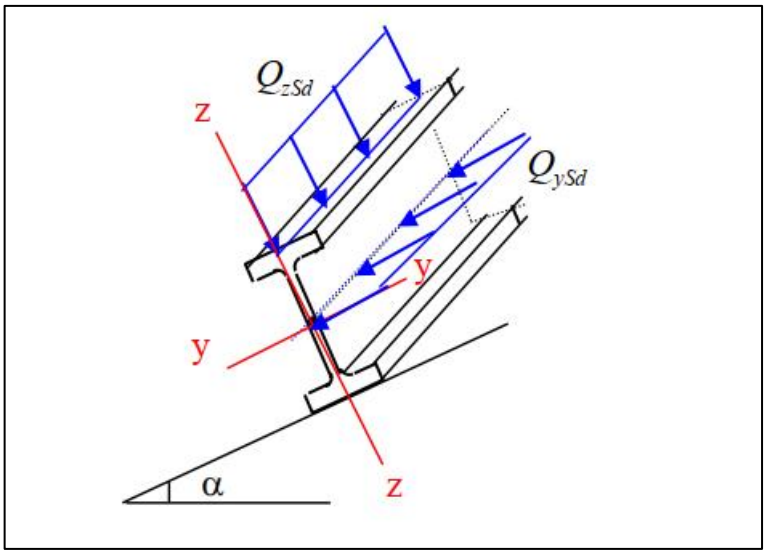



***Figure III.8 : Flexion déviée des pannes.***

- $M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124*275}{1.1} * 0.1 = 3100$ daN.m

- $M_{ply,Rd} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1*275}{1.1} * 0.1 = 652.5$ daN.m

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{ply,Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{plz,Rd}}\right)^{\beta} = \left(\frac{1157.178}{3100}\right)^{2} + \left(\frac{33.205}{652.5}\right)^{1} = 0.190 \leq 1$$

➢ **La flexion déviée est vérifiée**

**3) Vérification d'effort tranchant**

Pour vérifier l'effort tranchant l'CCM97 recommande la formule suivante :

$V_{ed} \leq V_{pl,rd}$ ……(6)

- $V_{pl,rd} = \frac{A_v f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$

- $A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$

- $A_{vy} = 2bt_f$

- $f_y$ = 275 MPa

- $\gamma_{M0}$ = 1.1

(3) CCM 97 page 68 formule (5.35)
(4) CCM 97 page 63 paragraphe 5.4.5.2
(5) CCM 97 page 23 paragraphe 5.0.1
(6) CCM 97 page 64 paragraphe 5.4.6

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz}\, f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{9.66*275/\sqrt{3}}{1.1} * 10 = 13943 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} \geq V_{z,ed}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_{vy}\, f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{12.14*275/\sqrt{3}}{1.1} * 10 = 17522.58 \text{ daN}$$

$$V_{ply,rd} \geq V_{y,ed}$$

$\frac{V_{y,Ed}}{V_{ply,Rd}} = 0.011 \leq 0.5$ ➔ Le moment plastique résistant n'est pas réduit sous l'effet de l'effort tranchant ……[7]

**4) Vérification de déversement**

Le déversement est une sollicitation qui se manifeste sur les poutres soumises à la flexion autour de l'axe fort, il se produit lorsque la semelle comprimée tente de flamber, entraînant une torsion et un basculement latéral de la poutre.

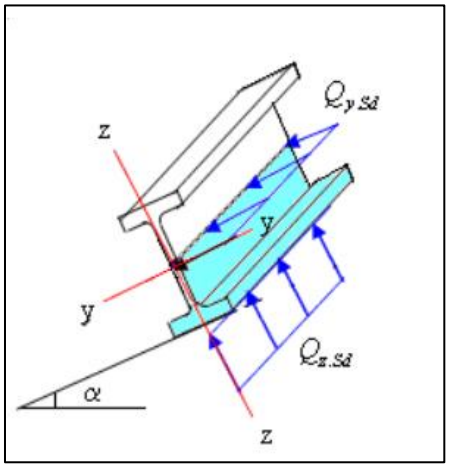



***Figure III.9 : Déversement sous l'effet de vent.***

Pour vérifier le déversement le CCM97 recommande la formule suivante :

$M_{b,Rd} \leq M_{y,ed}$

- $M_{b,Rd} = \chi_{LT}\, \beta_W \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M1}}$……**(8)**

- $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2_{LT}}}$ « Coefficient de réduction de résistance »

- $\beta_W = 1$ « Section de classe 1 »

- $\bar{\lambda}_{LT} = (\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1})[\beta_A]^{0.5}$ « $\beta_A = 1$ Section de classe 1 »

- $\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 86.8$

- $\lambda_{LT} = \frac{L_D/i_z}{(C_1)^{0.5}\left[1+\frac{1}{20}[\frac{L_D/i_z}{h/t_f}]^2\right]^{0.25}}$ « L'élancement géométrique pour section en I et H »……[9]

- $L_D = 3$ m, car le lierne jouant le rôle d'un maintien latéral qui bloque le flambement de la semelle inférieure autour de l'axe zz

- $C_1 = 1.132$ « Coefficient dépend de chargement et conditions d'appuis »……[10]

- $\phi_{LT} = 0.5[\,1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}^2_{LT}]$ , avec $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilé laminés ……[11]

[7] CCM 97 page 65 paragraphe 5.4.7
[8] CCM 97 page 79 paragraphe 5.5.1
[9] CCM 97 page 148 formule B.21
[10] CCM 97 page 144 Tableau B.1.1
[11] CCM 97 page 80 paragraphe 5.5.2 (2) et (3)

Donc :

- $\lambda_{LT}$ = 109.448
- $\bar{\lambda}_{LT}$ = 1.261 ≥ 0.4 Il y a risque de déversement, il faut calculer $M_{b,Rd}$
- $\phi_{LT}$ = 1.406
- $\chi_{LT}$ = 0.493

**Dans le cas de flexion bi-axial le CCM97 recommande d'utiliser la formule suivante**

$$\frac{K_{LT}\,M_{y,ed}}{M_{b,rd}} + \frac{K_z\,M_{z,ed}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \ldots\ldots^{(11)}$$ « $K_{LT}$ et $K_Z$ = 1 en absence d'effort normal »

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT}\,\beta_W\,\frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M1}} = 0.493\frac{124*275}{1.1}*0.1 = 1528.3 \text{ daN.m}$$

$$\frac{K_{LT}\,M_{y,ed}}{M_{b,rd}} + \frac{K_z\,M_{z,ed}}{M_{plz,rd}} = \frac{1157.178}{1528.3} + \frac{33.205}{652.5} = 0.808 \leq 1$$

➢ Le déversement est vérifié

10 Pannes seront placées au niveau de sones H, J et I avec un espacement de 1.5 m

### III.2.2. Prédimensionnement des Pannes de L = 6 m « zones des charges excessives ».

Dans les zones soumises à des charges excessives (zone F et zone G) on réduit l'espacement de 1.5 m à 1 m et on garde le même profilé **IPE160 S275.**

#### III.2.2.1. Évaluation des charges

- G = 1.5*18 + 15.8 = 42.8 daN/ml
- $Q_{eq} = \frac{8qL}{3L^2}$ = 44.44 daN/m
- S = 171.96*1 = 171.96 daN/m
- W = -228.142*1 = -228.142 daN/m

#### III.2.2.2. Projection des charges et combinaisons d'action

***Tableau III.5 : Projection des charges.***

| Charge / Axe | G (daN/m) | Q (daN/m) | S (daN/m) | W (daN/m) |
|---|---|---|---|---|
| Suivant zz | 42.495 | 44.124 | 170.736 | -228.142 |
| Suivant yy | 5.097 | 5.293 | 20.48 | 0 |

***Tableau III.6 : Combinaisons d'action.***

| Axe / Etat limite | Suivant zz | Application num | Suivant yy | Application num |
|---|---|---|---|---|
| ELU | **$1.35G_{zz} + 1.5S_{zz}$** | **313.473** | **$1.35G_{yy} + 1.5S_{yy}$** | **37.601** |
| ELS | **$G_{zz} + S_{zz}$** | **213.231** | **$G_{yy} + S_{yy}$** | **25.577** |

### III.2.2.3. Calcul des efforts

- $M_{y,ed} = \frac{Q_{z,ed} * L^2}{8} = \frac{313.473 * 6^2}{8} = 1410.628$ daN/m
- $V_{z,ed} = \frac{Q_{z,ed} * L}{2} = \frac{313.473 * 6}{2} = 940.419$ daN/m
- $M_{z,ed} = \frac{Q_{y,ed} * L^2}{32} = \frac{37.601 * 6^2}{32} = 42.302$ daN/m
- $V_{y,ed} = \frac{5 * Q_{y,ed} * L}{8} = \frac{5 * 37.601 * 6}{8} = 141.005$ daN/m

### III.2.2.4. Vérification des flèches à l'ELS :

$$f_{ser}(\text{suivant z}) = \frac{5}{384} * Q_{z,ser} \frac{L^4}{E * I_y} \text{ ,avec } Q_{z,ser} = 213.231 \text{ daN}$$

$$f_{ser}(\text{suivant y}) = 0.415 * \frac{5}{384} * Q_{y,ser} \frac{L^4}{16 * E * I_Z} \text{ , avec } Q_{y,ser} = 25.577 \text{ daN}$$

***Tableau III.7 : Vérification des flèches.***

| | $f_{adm}$ (mm) | $f_{cal}$ (mm) | Vérification |
|---|---|---|---|
| Suivant zz | 30 | 19.718 | Vérifiée |
| Suivant yy | 15 | 0.781 | Vérifiée |

➢ **Les flèches sont vérifiées**

### III.2.2.5. Vérification de la résistance et stabilité à l'ELU

#### 1) Vérification de la flexion déviée

***Tableau III.8 : Vérification de flexion déviée.***

| $M_{ply,Rd}$ (daN.m) | $M_{plz,Rd}$ (daN.m) | $(\frac{M_{y,Ed}}{M_{ply,Rd}})^{\alpha} + (\frac{M_{z,Ed}}{M_{plz,Rd}})^{\beta}$ | Vérification |
|---|---|---|---|
| 3100 | 652.5 | $(\frac{1410.628}{3100})^2 + (\frac{42.302}{652.5})^1 = 0.272$ | Vérifiée |

#### 2) Vérification de cisaillement

***Tableau III.9 : Vérification de cisaillement.***

| $V_{ply,Rd}$ (daN) | $\frac{V_{y,Ed}}{V_{ply,Rd}}$ | $V_{plz,Rd}$ (daN) | $\frac{V_{z,Ed}}{V_{plz,Rd}}$ | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| 17522.581 | 0.008 | 13943.009 | 0.067 | Vérifiée<br>Pas d'interaction |

#### 3) Vérification de déversement

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_W \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M1}}$$

*Tableau III.10 : Vérification de déversement.*

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $M_{y,ed}$ (daN.m) | 1410.628 | $\bar{\lambda}_{LT}$ | 1.261 | $\frac{K_{LT}\,M_{y,ed}}{M_{b,rd}} + \frac{K_z\,M_{z,ed}}{M_{plz,rd}} = \frac{1410.628}{1527.771} + \frac{42.302}{652.5} = 0.988 \leq 1$ Vérifiée |
| $L_D$ (cm) | 300 | $\phi_{LT}$ | 1.406 | |
| $C_1$ | 1.132 | $\chi_{LT}$ | 0.493 | |
| $\lambda_{LT}$ | 109.448 | $M_{b,rd}$ (daN.m) | 1527.771 | |

03 Pannes seront placées au niveau de sones F et G avec un espacement de 1.0 m

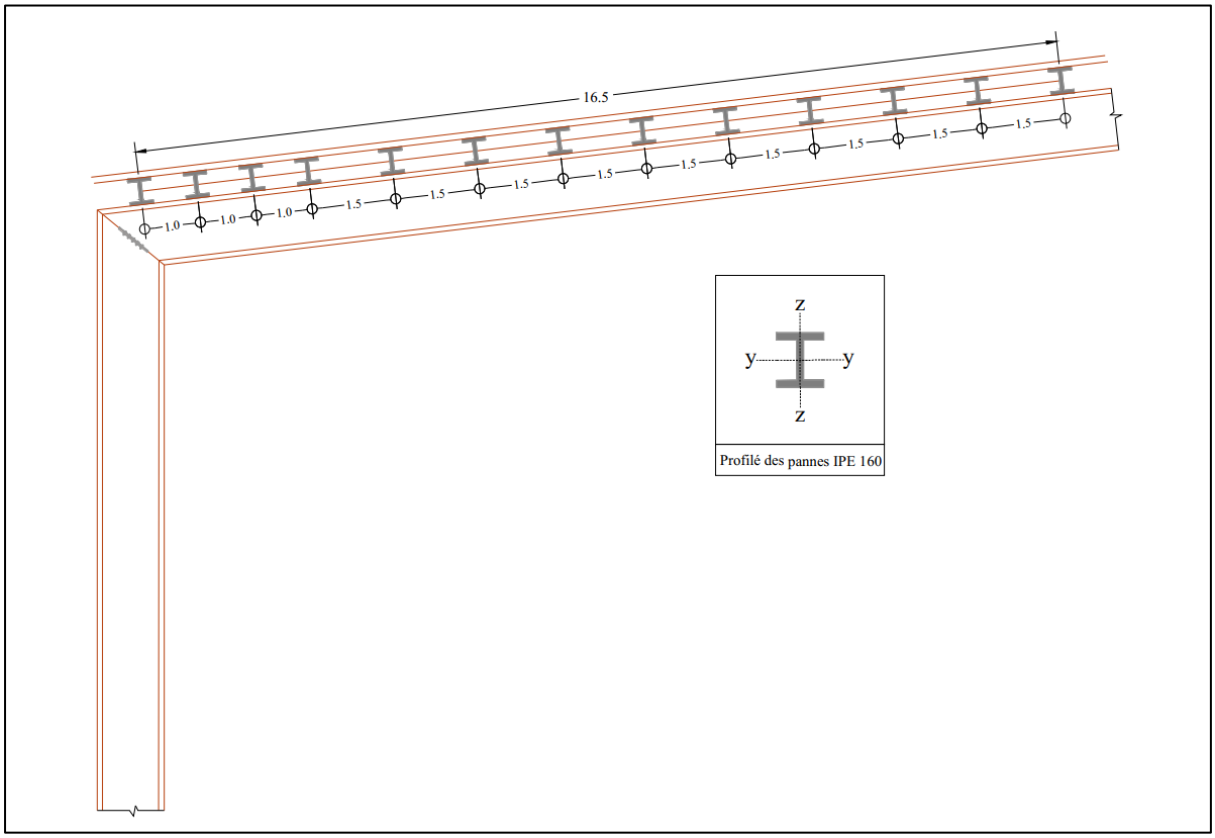



*Figure III.10 : Disposition réelle des pannes.*

### III.3. Vérification des Potelets

Les potelets, généralement réalisés en profils en I ou en H, jouent un rôle essentiel dans la stabilité de la structure en assurant la transmission des efforts horizontaux dus principalement au vent vers la poutre au vent et les fondations, tout en supportant les charges verticales provenant de leur poids propre et du bardage. Travaillant en flexion composée, ils subissent à la fois une flexion sous l'effet des charges de vent et une compression résultant des charges verticales. Leur conception doit donc garantir une résistance adéquate pour supporter simultanément ces sollicitations, en tenant compte de la nature du bardage (maçonnerie ou tôle ondulée) et du type de construction.

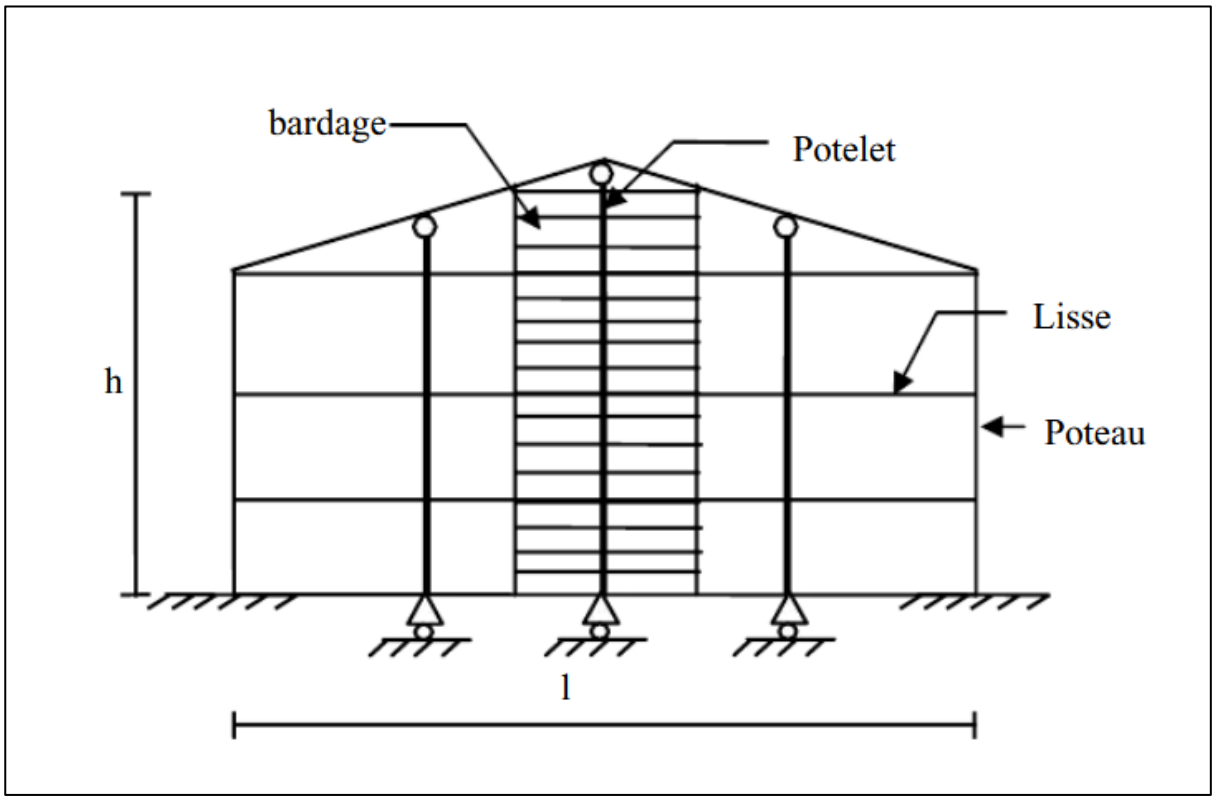



*Figure III.12 : Représentation des potelets.*

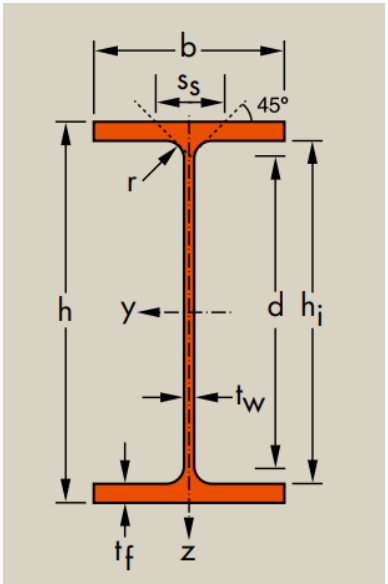



*Figure III.11 : Profilé des potelets en I/H.*

### III.3.1. Prédimensionnement des Potelets « zones des charges excessives ».

**-N.B :** Dans notre hangar, le bardage est directement soutenu par les potelets, sans lisses de bardage intermédiaires. 3 lisses sont placées afin de réduire la longueur de déversement et de flambement.

Le prédimensionnement des potelets repose sur la méthodologie de calcul suivante :

- Détermination de l'effort de vent sollicitant et la flèche admissible.
- Calcul de l'inertie minimale à partir de la formule de flèche.
- Choix de profilé satisfaisant.
- Vérification des instabilités à l'ELU (flexion, flambement et interaction, déversement).

#### III.3.1.1. Evaluation des charges agissant sur les potelets

- L'espacement entre les potelets = 3.4 m
- Hauteur de potelet = 14.6 m
- Surface offerte au vent par potelet = 41.318 $m^2$

**a) La charge permanente « G » :**

- Couverture en panneau sandwich : 0.15 KN/$m^2$
- Accessoires de pose : 0.03 KN/$m^2$

} $G_{ccp}$ (KN/$m^2$)

$G = G_{potelet} + 3 * G_{ccp}$

**b) La surcharge de vent « W » :**

La pression du vent la plus défavorable correspond à un vent perpendiculaire au long pan sur la zone A avec une pression V = -114.631 daN/$m^2$

- W = -114.631*3.4 = -389.75 daN/m

Pour une première itération, nous adopterons une méthode différente. Celle-ci consiste à déterminer l'inertie minimale verticale nécessaire afin de sélectionner le profilé approprié. Cette détermination se fera en tenant compte de la condition de flèche admissible.

$$f_{adm} = L/200$$

$$f_{adm} = 14600/200 = 73 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = \frac{5}{384}\frac{WL^4}{E*I_y}$$

Alors :

$$I_{y,min} = \frac{5}{384}\frac{WL^4}{E*f_{adm}} = \frac{5}{384}\frac{10*389.75*14.6^4}{2.1*73} = 15041.604 \text{ cm}^4$$

- Nous avons choisi le profilé **IPE360 de classe S275**, dont l'inertie verticale $I_y$=16270 $cm^4$ est supérieure à l'inertie minimale requise $I_{y,min}$

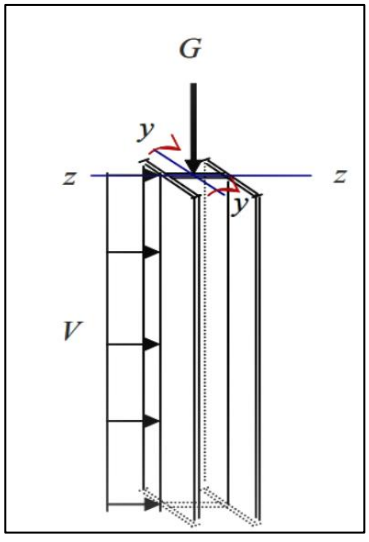



***Figure III.13 : Charge de vent au potelet.***

*Tableau III.11 : Caractéristiques de IPE 360.*

| $G_{potelet}$ (kg/ml) | h (mm) | b (mm) | $t_w$ (mm) | $t_f$ (mm) | A ($cm^2$) | $I_y$ ($cm^4$) | $I_z$ ($cm^4$) | $i_y$ (cm) | $i_z$ (cm) | $W_{pl,y}$ ($cm^3$) | $W_{pl,z}$ ($cm^3$) | $A_w$ ($cm^2$) | $A_{vz}$ ($cm^2$) | $W_{el,y}$ ($cm^3$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 57.1 | 360 | 170 | 8.0 | 12.7 | 72.7 | 16270 | 1043 | 15.0 | 3.79 | 1019 | 191 | 29.52 | 35.1 | 904 |

### III.3.1.2) Schémas statiques et calcul des efforts

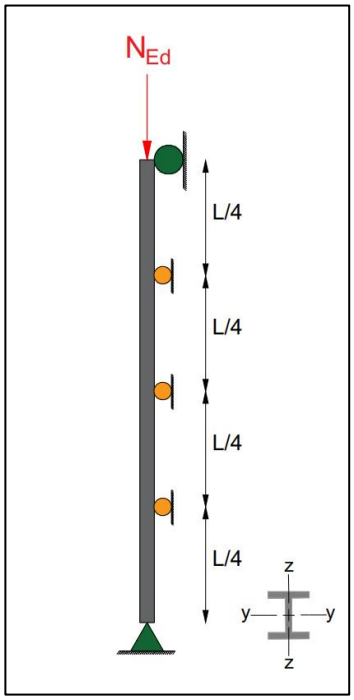



*Figure III.15 : Schéma statique de potelet sous N.*

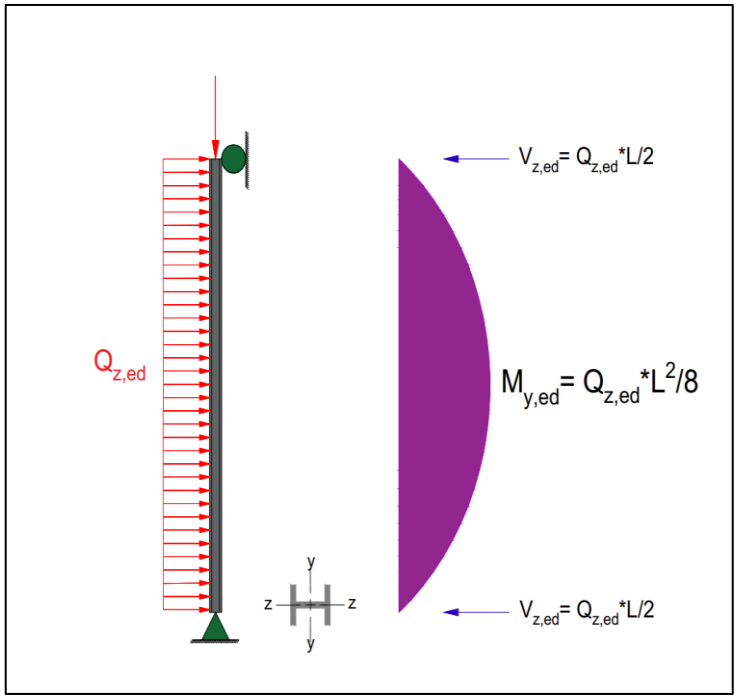



*Figure III.14 : Schéma statique de potelets sous W.*

- $G = G_{potelet} + 3.4*18 = 57.1 + 61.2 = 118.3$ daN/m
- $Q_{z,ed} = 1.5*W = 584.625$ daN/m

- $N_{Ed} = 1.35*L*G = 1.35*14.6*(118.3) = 2331.693$ daN
- $M_{y,ed} = \frac{Qz,ed*L^2}{8} = \frac{584.625*14.6^2}{8} = 15577.33$ daN.m
- $V_{z,ed} = \frac{Qz,ed*L}{2} = \frac{584.625*14.6}{2} = 4267.763$ daN

### III.3.1.2. Vérification de la résistance et stabilité à l'ELU

#### 1) Classification de section

- **N.B :** La classification des sections transversales est effectuée conformément à CCM97, de la page 48 à la page 50.

- Semelle comprimée :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.924$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{170}{2*12.7} = 6.69 \leq 10\varepsilon \quad \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- Ame fléchie :

$\frac{d}{t_w} = \frac{298.6}{8.0} = 37.325 \leq 72\varepsilon$ ➔ Ame de classe 1

**Donc, la section est de classe 1**

**2) Vérification d'effort normal**

Le CCM97 recommande de vérifier si le moment de résistance plastique est réduit sous l'effet de l'effort normal de compression. Il est donc nécessaire de s'assurer que la condition suivante est respectée :

$$N_{Ed} \leq \min(0.25\ N_{pl,Rd}, 0.5\ \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}}) \ldots\ldots^{(12)}$$

Avec:

- $N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$ ……(13)

- $A_w = A - 2bt_f$ «Section de l'âme»

- $\gamma_{M0} = 1.1$

- $f_y = 275$ MPa

$$0.25\ N_{pl,Rd} = 0.25 * 10 * \frac{72.7 * 275}{1.1} = 45437.5 \text{ daN}$$

$$0.5\ \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 * 10 * \frac{29.52 * 275}{1.1} = 36900 \text{ daN}$$

$N_{Ed} = 2331.693$ daN $\leq \min(0.25\ N_{pl,Rd}, 0.5\ \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}}) = 36900$ daN

Donc Le moment résistant plastique n'est pas réduit sous l'effet de l'effort de compression, ainsi

$$\mathbf{M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd}}$$

**3) Vérification d'effort tranchant**

$$V_{z,ed} \leq V_{pl,rd}$$

- $V_{plz,rd} = \frac{A_{vz}\ f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz}\ f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 10 * \frac{35.1 * 275/\sqrt{3}}{1.1} = 50662.486 \text{ daN}$$

(12) CCM 97 page 66 paragraphe 5.4.8.1 (3)
(13) CCM 97 page 61 paragraphe 5.4.3 (5.13)

$V_{z,ed} = 4267.763$ daN $\leq V_{pl,rd} = 50662.486$ daN

**4) Vérification de flambement**

Le CCM97 recommande la formule suivante pour vérifier le flambement :

$$\frac{N_{ed}}{\chi_{min}.N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,ed}}{M_{ply,rd}} \quad \ldots\ldots^{(14)}$$

- $N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = 181750$ daN

- $M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = 25475$ daN.m

- $k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{ed}}{\chi_y.A.f_y} \leq 1.5$

- $\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{M,y} - 4) + (\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}) \leq 0.9$ , avec $\beta_{M,y} = 1.3$ est un coefficient dépend de diagramme de moment. ……(15)

- $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$

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

- $\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$

- α : h/b = 360/170 = 2 .12 > 1.2 → Axe yy : courbe a; α = 0.21
  $t_f$ = 12.7mm < 40mm → Axe zz : courbe b; α = 0.34 ……(16)

- $l_f = k*L$ ……(17)

- $\lambda = \frac{l_f}{i}$ ……(18)

- $\bar{\lambda} = (\frac{\lambda}{\lambda_1})\ [\beta_A]^{0.5}$ , $\beta_A = 1$ « section de classe 1 »

- $\lambda_1 = 93.9\varepsilon$ ; $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 86.8$

(14) CCM 97 page 82 paragraphe 5.5.4 formule (5.51)
(15) CCM 97 page 88 Figure 55.4
(16) CCM 97 page 78 paragraphe 5.5.1.4 Tableau (55.3) / page 75 Tableau (55.1)
(17) CCM 97 page 79 paragraphe 5.5.1.5 (1)
(18) CCM 97 page 79 paragraphe 5.5.1.4 (3) formule (5.47)

**Les résultats du calcul des paramètres de flambement sont résumés dans le tableau ci-dessous.**

***Tableau III.12 : Paramètres du flambement.***

| Axe de flambement | $l_f$ (m) | Courbe | α | λ | $\bar{\lambda}$ | ϕ | χ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| y-y | 14.6 | a | 0.21 | 97.333 | 1.121>0.2 | 1.225 | 0.582 |
| z-z | 3.65 | b | 0.34 | 96.306 | 1.109>0.2 | 1.270 | 0.530 |

Ainsi :

- $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.530, 0.582) = 0.530$

- $\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{M,y} - 4) + (\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}) = -1.443$

- $k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{ed}}{\chi_y . A . f_y} = 1.029$

$$\rightarrow \frac{N_{ed}}{\chi_{min} . N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,ed}}{M_{pl,rd}} = \frac{2189.781}{0.530*181750} + \frac{1.027*13744.557}{25475} = 0.653 \leq 1$$

- Le Flambement est vérifié

**5) Vérification de déversement**

Le CCM97 recommande la formule suivante pour vérifier le flambement :

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z . N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,ed}}{\chi_{LT} . M_{ply,rd}} \quad \ldots\ldots^{(19)}$$

- $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{ed}}{\chi_z . A . f_y} \leq 1$

- $\mu_{LT} = 0.15 . \bar{\lambda}z . \beta_{M,LT} - 0.15 \leq 0.9$ , avec $\beta_{M,LT} = 1.3$ est un coefficient dépend de diagramme de moment.

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

- $\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}^2_{LT}]$ , avec $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilé laminés

- $\bar{\lambda}_{LT} = (\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1})[\beta_A]^{0.5}$ « $\beta_A = 1$ Section de classe 1 »

- $\lambda_{LT} = \frac{L_D / i_z}{(C_1)^{0.5}\left[1 + \frac{1}{20}[\frac{L_D / i_z}{h / t_f}]^2\right]^{0.25}}$

$C_1 = 1.132$

(19) CCM 97 page 85 paragraphe 5.5.4 formule (5.52)

$L_D$ = 3.65 m

**Les résultats du calcul des paramètres de flambement sont résumés dans le tableau ci-dessous.**

***Tableau III.13 : Paramètres du déversement.***

| $L_D$ (m) | $C_1$ | $\alpha_{LT}$ | $\lambda_{LT}$ | $\bar{\lambda}_{LT}$ | $\phi_{LT}$ | $\chi_{LT}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.65 | 1.132 | 0.21 | 80.772 | 0.931>0.4 | 1.010 | 0.714 |

Ainsi :

- $\chi_{LT}$ = 0.714

- $\mu_{LT}$ = 0.15. $\bar{\lambda}z.\beta_{M,LT}$ – 0.15 = 0.066

- $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{ed}}{\chi_z . A . f_y}$ = 0.999

$$\rightarrow \frac{N_{ed}}{\chi_z . N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,ed}}{\chi_{LT} . M_{ply,rd}} = \frac{2189.781}{0.530*181750} + \frac{0.999*13744.557}{0.714*25475} = 0.88 \leq 1$$

➢ Le Déversement est vérifié

16 Potelets seront placés au niveau des zones A et B avec un espacement de 3.4 m

### III.3.2. Prédimensionnement des Potelets « zone courante ».

Dans la zone C on garde le même espacement et on utilise le profilés IPE330 de Classe S275.

***Tableau III.14 : Caractéristiques de IPE 330.***

| $G_{potelet}$ (kg/ml) | h (mm) | b (mm) | $t_w$ (mm) | $t_f$ (mm) | A ($cm^2$) | $I_y$ ($cm^4$) | $I_z$ ($cm^4$) | $i_y$ (cm) | $i_z$ (cm) | $W_{pl,y}$ ($cm^3$) | $W_{pl,z}$ ($cm^3$) | $A_w$ ($cm^2$) | $A_{vz}$ ($cm^2$) | $W_{el,y}$ ($cm^3$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 49.1 | 330 | 160 | 7.5 | 11.5 | 62.6 | 11770 | 788 | 13.7 | 3.55 | 804 | 154 | 25.8 | 30.8 | 713 |

#### III.3.2.1. Évaluation des charges

- G = $G_{potelet}$ + 3.4*18 = 49.1 + 50.94 = 110.3 daN/m
- W = 72.175*3.4 = 245.4 daN/m

#### III.3.2.2. Calcul des efforts

- $N_{Ed}$ = 1.35*L*G = 1.35*14.6*(110.3) = 2174.013 daN
- $M_{y,ed} = \frac{1.5*W*L^2}{8} = \frac{1.5*245.4*14.6^2}{8}$ = 9808.025 daN.m
- $V_{z,ed} = \frac{1.5*W*L}{2} = \frac{1.5*245.4*14.6}{2}$ = 2687.13 daN

#### III.3.2.3. Vérification des flèches à l'ELS

$$f_{ser} = \frac{5}{384} * Q_{z,ser} \frac{L^4}{E*I_y}$$ ,avec $Q_{z,ser}$ = 245.4 daN/m

*Tableau III.15 : Vérification des flèches.*

| $f_{adm}$ (mm) | $f_{cal}$ (mm) | Vérification |
|---|---|---|
| 73 | 58.74 | Vérifiée |

### III.3.2.4. Vérification de la résistance et stabilité à l'ELU

#### 1) Vérification d'effort normal

*Tableau III.16 : Vérification de résistance en section.*

| $N_{Ed}$ (daN) | 0.25 $N_{pl,Rd}$ (daN) | 0.5 $\frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}}$ (daN) | Vérification |
|---|---|---|---|
| 2174.013 | 39125 | 32250 | Vérifiée |

#### 2) Vérification d'effort tranchant

*Tableau III.17 : Vérification d'effort tranchant.*

| $V_{z,ed}$ (daN) | $V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$ (daN) | Vérification |
|---|---|---|
| 2687.13 | 44455.97 | Vérifiée |

#### 3) Vérification de flambement

*Tableau III.18 : Paramètres du flambement.*

| Axe de flambement | $l_f$ (m) | Courbe | α | λ | $\bar{\lambda}$ | Φ | χ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| y-y | 14.6 | a | 0.21 | 106.569 | 1.228>0.2 | 1.362 | 0.513 |
| z-z | 3.65 | b | 0.34 | 102.817 | 1.184>0.2 | 1.369 | 0.487 |

Ainsi :

- $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.513, 0.487) = 0.487$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{M,y} - 4) + (\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}) = -1.591$
- $k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{ed}}{\chi_y . A . f_y} = 1.039$

$$\rightarrow \frac{N_{ed}}{\chi_{min}.N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,ed}}{M_{pl,rd}} = \frac{1677.321}{0.487*156500} + \frac{1.03*8653.963}{20100} = 0.536 \leq 1$$

➢ Le Flambement est vérifié

### 3) Vérification de déversement

***Tableau III.19 : Paramètres du déversement.***

| $L_D$ (m) | $C_1$ | $\alpha_{LT}$ | $\lambda_{LT}$ | $\bar{\lambda}_{LT}$ | $\phi_{LT}$ | $\chi_{LT}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.65 | 1.132 | 0.21 | 85.370 | 0.983>0.4 | 1.066 | 0.677 |

Ainsi :

- $\chi_{LT} = 0.677$

- $\mu_{LT} = 0.15.\bar{\lambda}z.\beta_{M,LT} - 0.15 = 0.081$

- $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{ed}}{\chi_z.A.f_y} = 0.998$

$$\rightarrow \frac{N_{ed}}{\chi_z.N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,ed}}{\chi_{LT}.M_{ply,rd}} = \frac{1677.321}{0.487*156500} + \frac{0.998*8653.963}{0.677*20100} = 0.748 \leq 1$$

➢ Le Déversement est vérifié

13 Potelets seront placées au niveau de zone C avec un espacement de 3.4 m

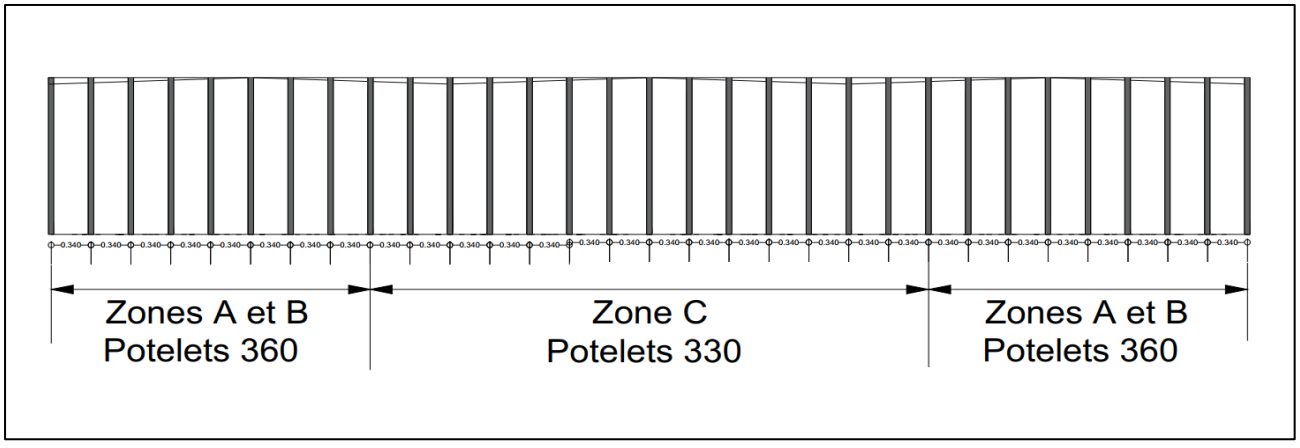



***Figure III.16 : Disposition réelle des potelets «Échelle 1/10 ».***

# CHAPITRE IV
# PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

## IV.1. Introduction

Dans les hangars à ossature métallique, les éléments principaux tels que les poteaux et les traverses jouent un rôle fondamental dans la stabilité et la résistance de la structure. Ils forment le squelette porteur du bâtiment et sont directement sollicités par les charges verticales (poids propre, charges d'exploitation, neige), horizontales (vent, séisme), ainsi que les efforts transmis par les éléments secondaires. Ce chapitre présente les principes de calcul et de vérification de ces éléments, en mettant l'accent sur l'évaluation des efforts et la vérification de stabilité globale.

## IV.2. Vérification des Portiques

Les portiques métalliques constituent les éléments porteurs principaux dans les hangars à ossature métallique. Formés généralement de poteaux et de traverses ils assurent la reprise directe de l'ensemble des charges appliquées, selon l'axe longitudinal du bâtiment. Ils sont généralement réalisés à partir de profils laminés à chaud, de profils reconstitués soudés (PRS) ou de structures treillis, selon. Les portées et les exigences du projet.

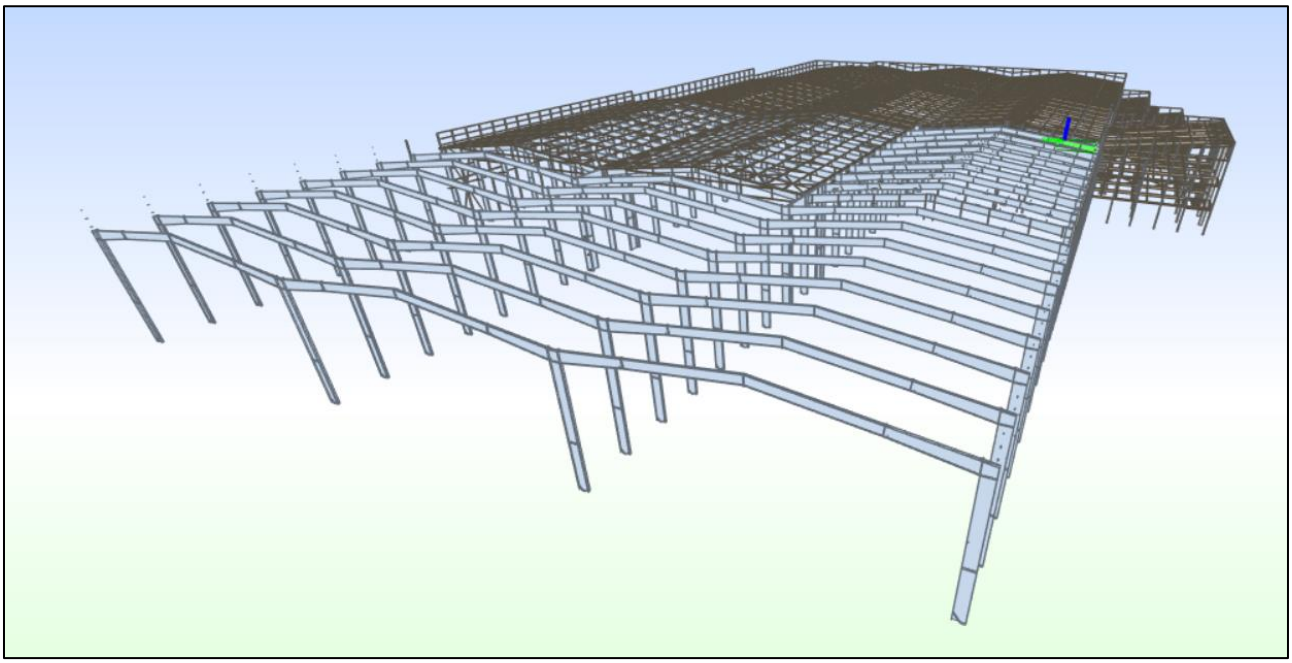


***Figure IV.1 : Portiques métalliques.***

## IV.3. Conception des portique métalliques

Il existe plusieurs conceptions dans les hangars à ossature métallique, avec des profils adaptés (laminés à chaud, PRS) la conception repose sur plusieurs critères essentiels telle que (les charges, la portée et la hauteur) , afin d'assurer à la fois la résistance, la stabilité et l'esthétique de la structure essentiellement. Parmi les conceptions connues on note :

- Les portiques à profilé conventionnel : offrent une grande résistance et un temps de réalisation court, mais ils sont limités à de faibles portées.

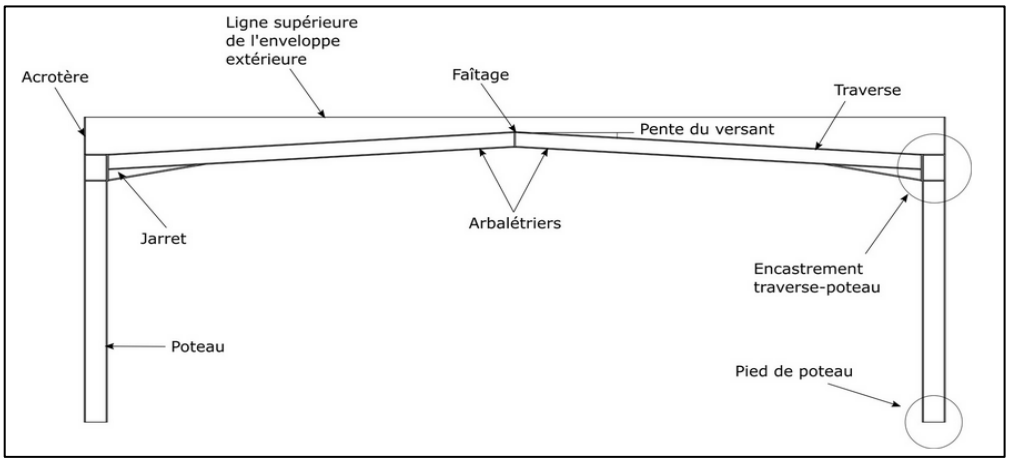



***Figure IV.2 : Portiques à profilés conventionnelles.***

- Les portiques en PRS : sont adaptés aux grandes portées grâce à leur dimensionnement sur mesure, permettant une optimisation du poids et du coût. Ils offrent une meilleure configuration d'un point de vue esthétique mais nécessitent plus de temps pour fabrication et des études plus complexes.

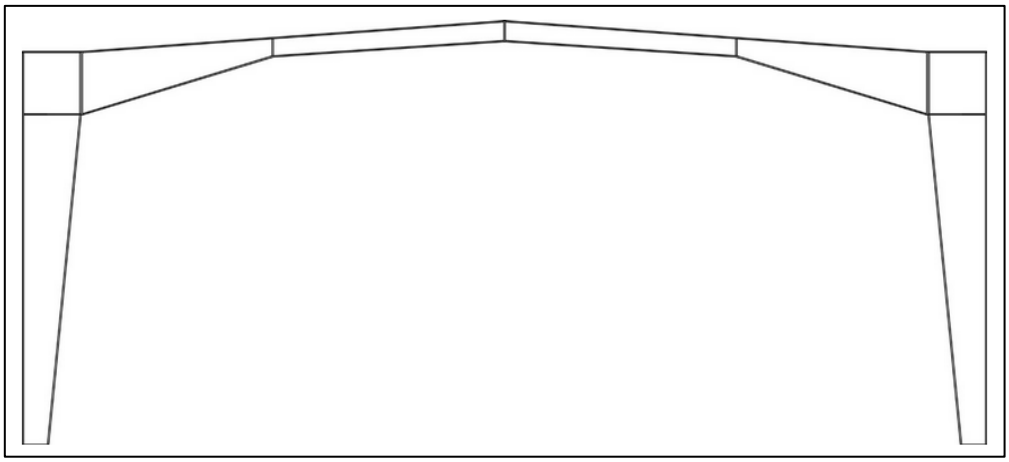


***Figure IV.3 : Portiques à profilés reconstitués soudés.***

- Les portiques à traverse en treillis : L'utilisation d'un treillis pour la traverse constitue également une solution efficace pour les grandes portées, notamment lorsqu'il est nécessaire de limiter la flèche verticale.

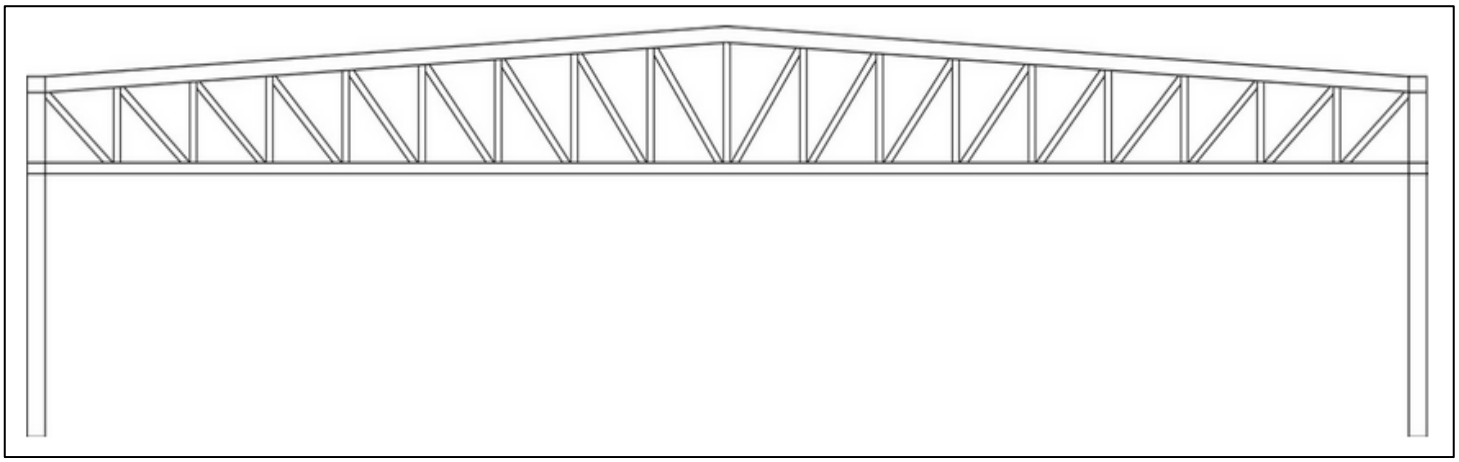


***Figure IV.4 : Portiques à traverse en treillis.***

Les conditions d'appui au niveau des Pieds de poteaux constituent un élément déterminant dans la conception des portiques, en raison de leur impact direct sur la répartition et l'intensité des efforts internes.

## IV.4. Prédimensionnement des éléments du portique

Le prédimensionnement des éléments repose sur la méthodologie de calcul suivante :

- Évaluation des charges agissant sur le portique le plus sollicité.
- Modélisation du portique et calcul des efforts internes.
- Détermination du profilé à l'aide de la condition du moment résistant.
- Vérification des flèches à l'ELS et des instabilités à l'ELU.

### IV.4.1. Évaluation des charges

L'entraxe entre les portiques : 6 m

**-NB :** Dans les 3 premiers mètres du versant gauche la combinaison la plus défavorable à l'ELU est **1.35G + 1.5S** pour le reste de versant gauche ainsi que pour l'ensemble du versant droite la combinaison la plus défavorable est **G + 1.5W.**

a) Charges permanentes :

- Poids propre de la couverture : 6*18 = 108 daN/m (direction de gravité)
- Poids des Pannes : 6*15.8 = 94.8 daN (direction de gravité)

b) Charge de neige :

- Charge de neige versant gauche : 6*171.96 = 1031.76 daN/m (direction de gravité)

c) Charges de vent :

- Charge de vent versant gauche : 6*99.211 = 595.266 daN/m (dépression local)
- Charge de vent versant droite : 6*114.631 = 687.789 daN/m (dépression local)
- Charge de poteau gauche : 3*(114.631+97.646) = 636.831 daN/m (dépression local)

### IV.4.2. Modélisation du portique et calcule des efforts

**-NB :** Dans notre hangar les pieds de poteaux sont articulés.

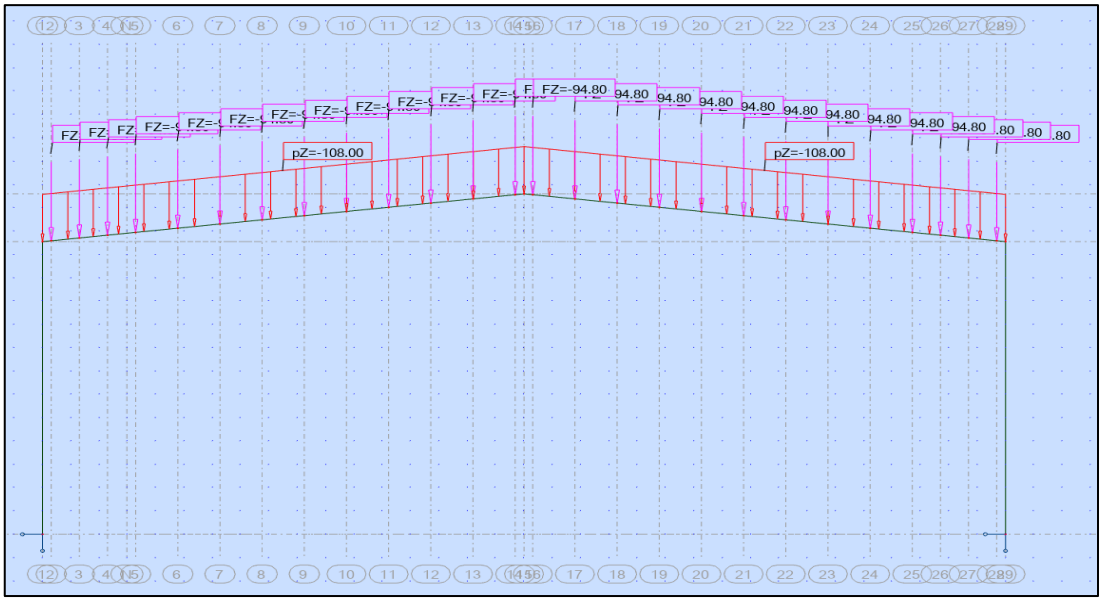



***Figure IV.5 : Modélisation des charges permanentes.***

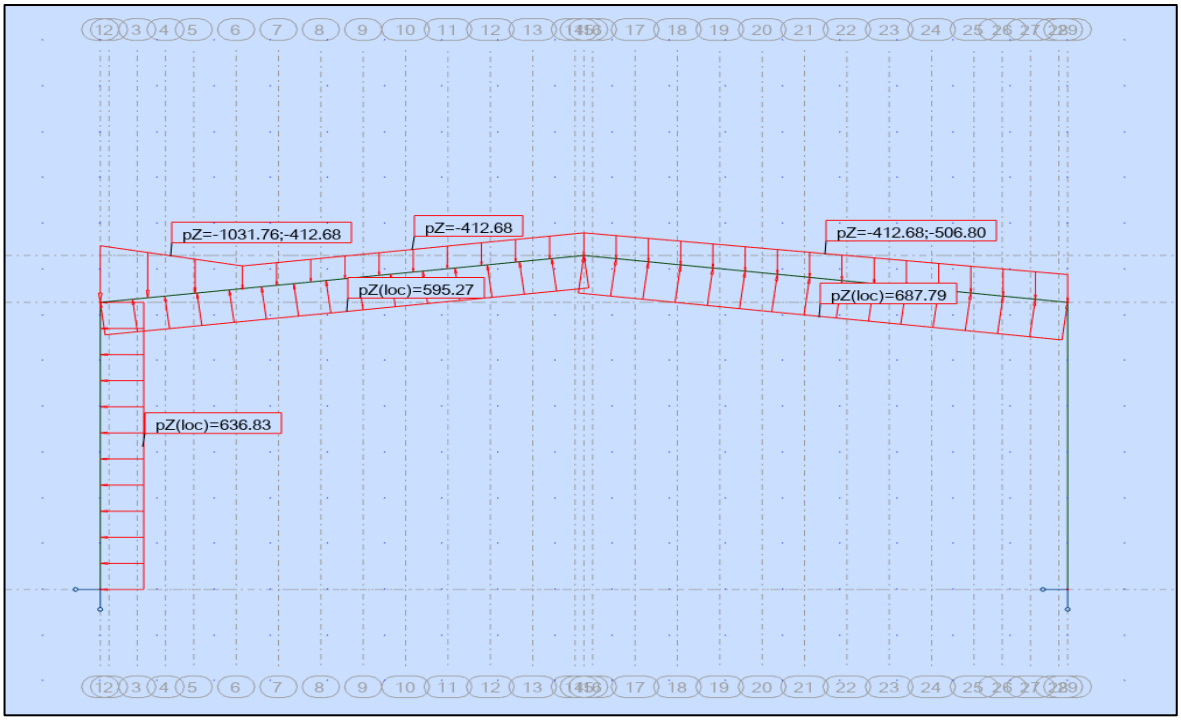



*Figure IV.6 : Modélisation des charges climatiques.*

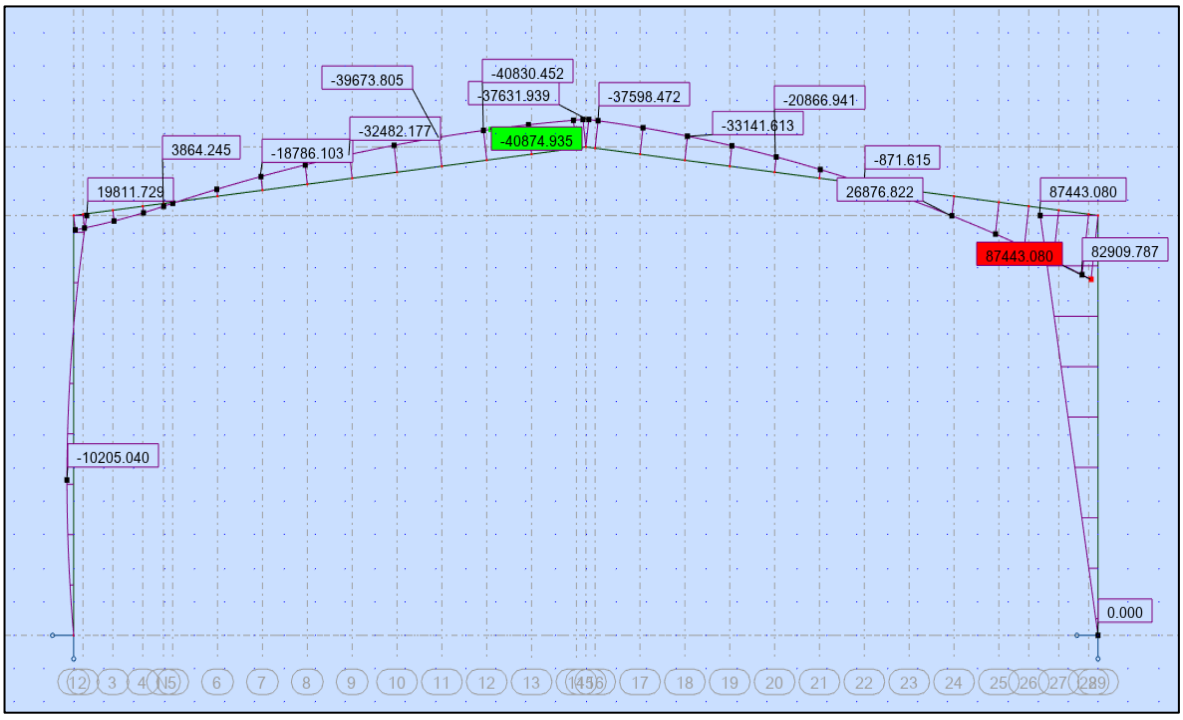



*Figure IV.7 : Modélisation des charges climatiques.*

Le moment maximum : $M_{y,ed}$ = 87443.08 daN.m

**Pour une section de classe 1 vis-à-vis de la flexion :**

$$M_{y,ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\rightarrow W_{ply,rd} \geq \frac{M_{y,ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

Ainsi :

$$\mathbf{W_{ply,rd} \geq 3497.72\ cm^3}$$

On choisit le profilé **IPE 600** de classe **S275** avec $W_{ply,rd} = 3512\ cm^3$

### IV.4.3. Vérification des flèches à l'ELS

**-NB :** Pour les deux versants la combinaison la plus défavorable à l'ELS est **G + S.**

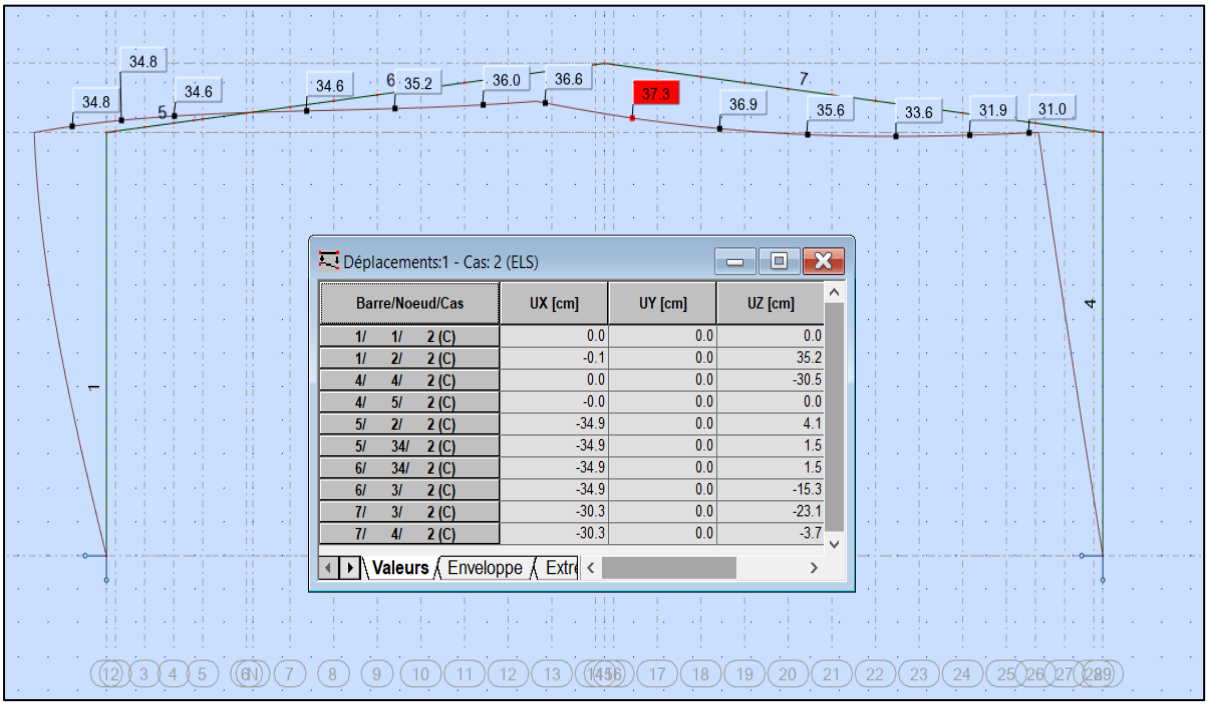



***Figure IV.8 : Flèches à l'ELS pour IPE600.***

$$f_{adm}\ (\text{Horizontale}) = \frac{H}{125} = \frac{12.55*100}{125} = 10.04\ \text{cm} \ldots\ldots^{(1)}$$

$$f_{adm}\ (\text{Verticale}) = \frac{L}{200} = \frac{34*100}{200} = 17\ \text{cm}$$

La flèche horizontale $f_{cal}$ (Horizontale) = 35.2 cm > $f_{adm}$ (Horizontale) = 10.04 cm

La flèche verticale $f_{cal}$ (Verticale) = 23.1 cm > $f_{adm}$ (Verticale) = 17 cm

**Alors, on propose de changer le profilé en PRS**

### IV.5. Vérification de la section proposée

Le règlement parasismique Algérien RPA 2024 exige que les profilés soient de classe 1, 2 ou 3. La classe 4 n'est pas autorisée pour le calcul sismique ……[2]

[1] CCM97 page 20 Figure 4.3
[2] RPA 2024 page 133 paragraphe 8.2.2 Tableau 8.1

❖ **On propose la section I symétrique suivante :**

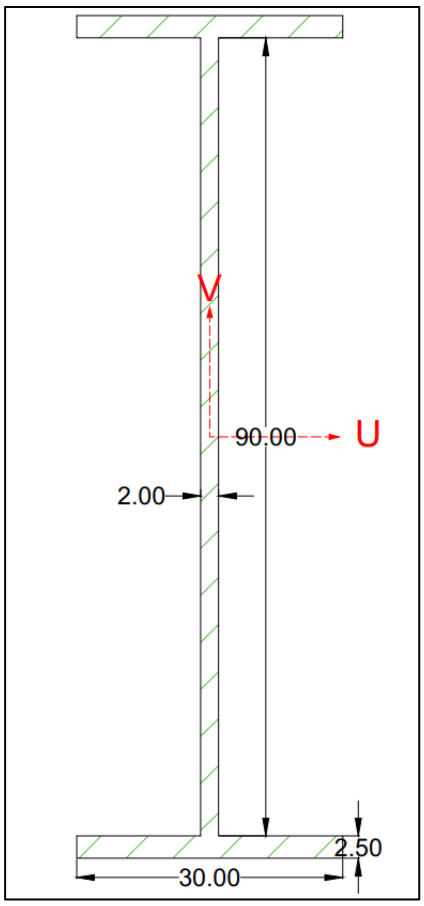



***Figure IV.9 : Dimensions de PRS proposé.***

### IV.5.1. Classification de section

- Semelle comprimée :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.924$$

$\frac{c}{t_f} = \frac{300}{2*25} = 6 \leq 9\varepsilon$ ➔ Semelle de classe 1

- Ame fléchie :

$\frac{d}{t_w} = \frac{900}{20} = 45 \leq 72\varepsilon$ ➔ Ame de classe 1

**Donc, la section est de classe 1**

### IV.5.2. Caractéristiques géométriques

**h = 95 cm**

**b = 30 cm**

**d = 90 cm**

**$t_f$ = 2.5 cm**

**$t_w$ = 2.0 cm**

- **Aire de la section :** -A = $2.b.t_f + d.t_w$ = 330 cm$^2$
- **Centre de gravité :** la section est une bi-symétrique donc le contre de gravité est situé au milieu
- **Moment d'inertie :** - $I_u = \frac{b.h^3-(b-t_w).d^3}{12}$ = 442437.5 cm$^4$ (Axe fort U=Y)

  - $I_v = \frac{2.t_f.b^3+d.t_w{}^3}{12}$ = 11310 cm$^4$ (Axe faible V=Z)
- **Module de résistance plastique :** - $W_{ply} = 2.(b.t_f\left(\frac{h-t_f}{2}\right) + t_w.\frac{d^2}{8})$ = 10987.5 cm$^3$

  - $W_{plz} = 2.(2.\left(\frac{t_f.b^2}{8}\right) + \frac{d.t_w^2}{8})$ = 1215 cm$^3$
- **Module de résistance élastique :** - $W_{ely} = \frac{2.I_y}{h}$ = 9314.474 cm$^3$

  - $W_{elz} = \frac{2.I_z}{b}$ = 754 cm$^3$
- **Rayon de giration :** - $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ = 36.615 cm

  - $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}}$ = 5.854 cm
- **Aire de cisaillement :** - $A_{vy} = 2.b.t_f$ = 150 cm$^2$

  - $A_{vz} = d.t_w$ = 180 cm$^2$

La figure ci-dessous montre les résultats par logiciel Robot structural analysis

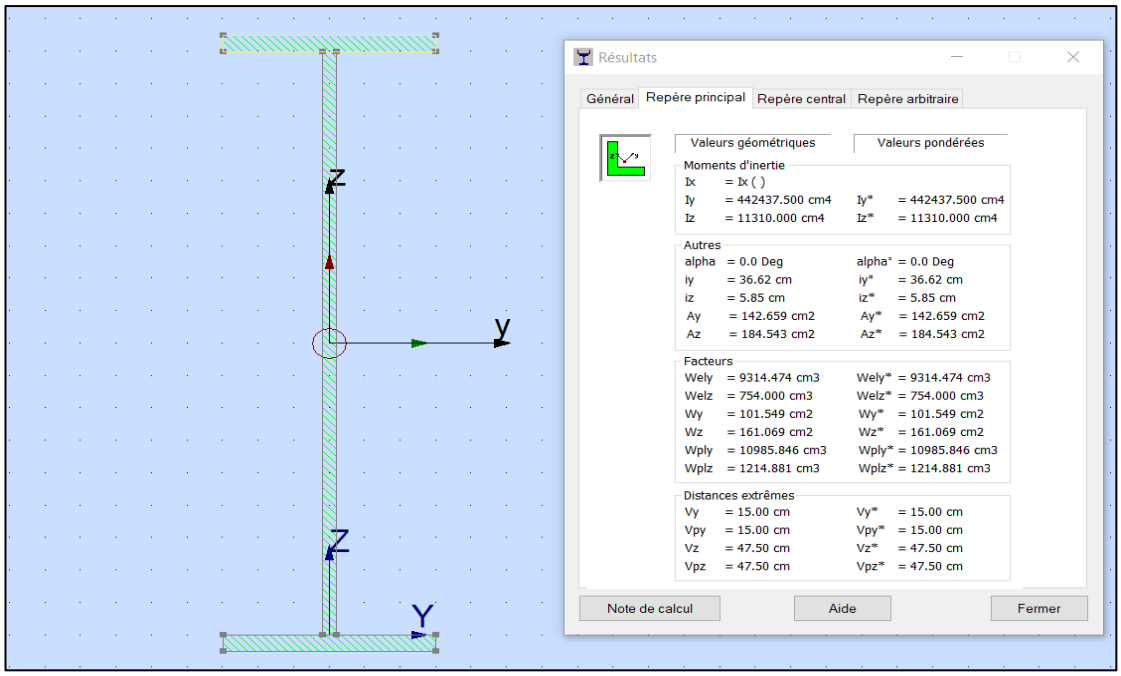



***Figure IV.10 : Caractéristique de profilé tiré par Robot.***

### IV.5.3. Vérification des flèches à l'ELS

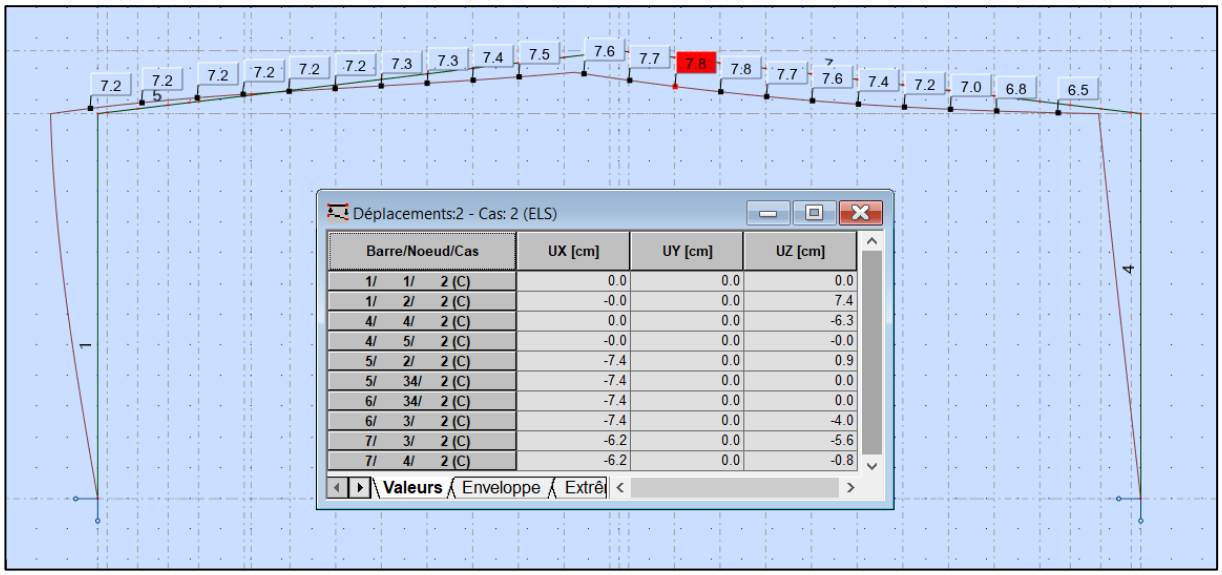



*Figure IV.11 : Flèches à l'ELS pour le PRS proposé.*

La flèche horizontale $f_{cal}$ (Horizontale) = 7.4 cm < $f_{adm}$ (Horizontale) = 10.04 cm

La flèche verticale $f_{cal}$ (Verticale) = 5.6 cm < $f_{adm}$ (Verticale) = 17 cm

- Les flèches sont vérifiées

### IV.5.4. Vérification de la résistance et stabilité à l'ELU

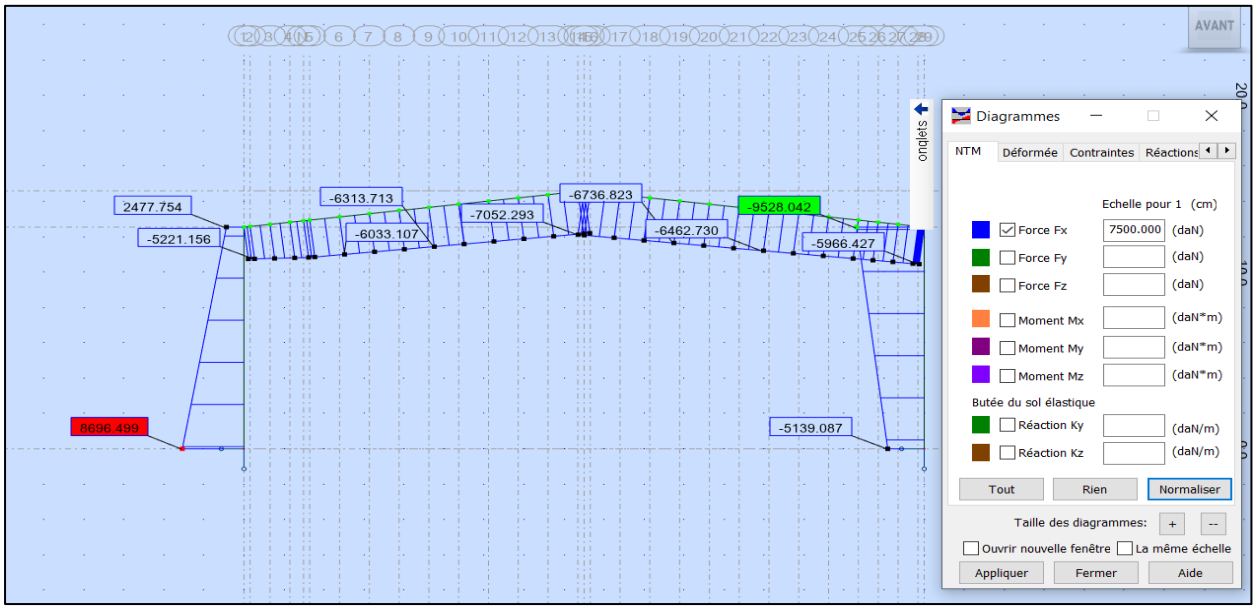



*Figure IV.12 : Diagramme d'effort normal à l'ELU.*

⇨ $N_{ed}$ = 8969.499 daN **en compression sur le poteau**

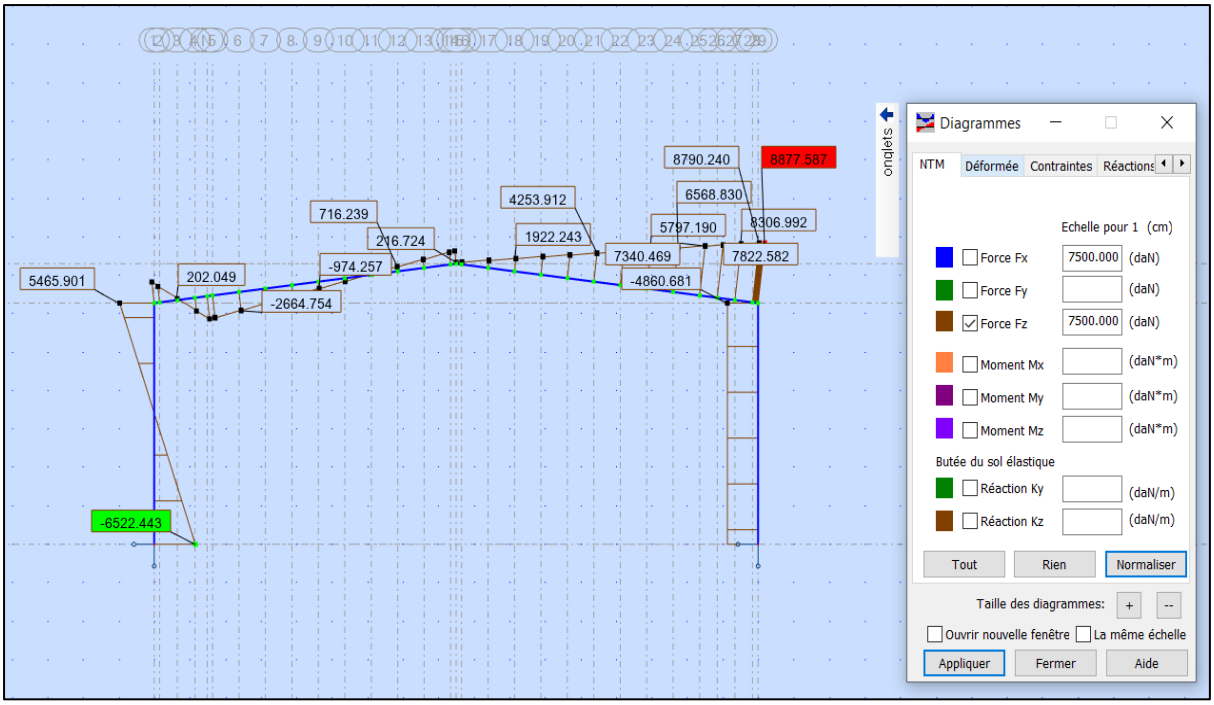



*Figure IV.13 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.*

- ⇨ $V_{z,ed}$ = 8877.587 daN **sur la traverse**
- ⇨ $V_{z,ed}$ = 6522.443 daN **sur le poteau**
- ⇨ $M_{ed}$ = 61001.551 daN.m

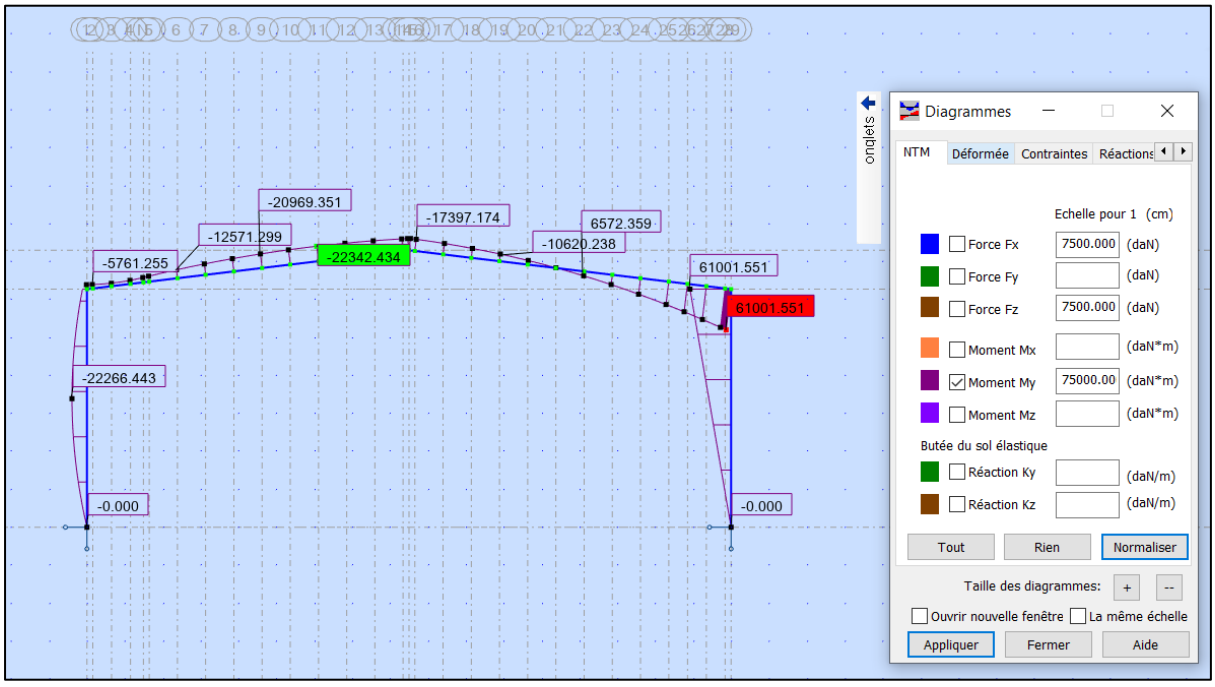



*Figure IV.14 : Diagramme de moment à l'ELU.*

### IV.5.4.1. Vérification de traverse à la flexion simple

### 1) Résistance en section

$$M_{y,Ed} \leq M_{ply,rd}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10987.5 * 275 * 0.1}{1.1} = 274687.5 \text{ daN.m}$$

$$61001.551 \leq 274687.5$$

➢ La résistance en section est vérifiée

**2) Vérification d'effort tranchant et interaction**

$$V_{z,ed} \leq 0.5 * V_{plz,rd}$$

$$0.5 * V_{plz,rd} = 0.5 * \frac{A_{vz}\, f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 0.5 * \frac{10 * 180 * 275/\sqrt{3}}{1.1} = 129903.81 \text{ daN}$$

$$8877.587 \leq 129903.81$$

➢ La résistance à l'effort tranchant est vérifiée et pas d'interaction M,V

**3) Vérification de déversement**

- Les traverses sont maintenues latéralement à l'aide des bracon fixés entre 3 pannes successifs on prend sa valeur la plus défavorable
- Pour un diagramme de moment irrégulier, le coefficient C1 est calculé en utilisant les moments aux extrémités de la traverse entre deux appuis successifs. ……[3]
- $M_1$ = 14617.814 daN.m et $M_2$ = 34180.608 daN.m
- Le calcul du déversement est résumé dans le tableau ci-dessous

***Tableau IV.1 : Paramètres du déversement pour la traverse.***

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $M_{y,ed}$ (daN.m) | 61001.551 | $\bar{\lambda}_{LT}$ | 0.454 | $M_{b,rd} = \chi_{LT} * M_{ply,rd} = 238428.75 \geq M_{y,ed}$ |
| $L_D$ (cm) | 300 | $\alpha_{LT}$ | 0.49 | |
| $C_1$ | 1.62 | $\phi_{LT}$ | 0.665 | Vérifiée |
| $\lambda_{LT}$ | 39.397 | $\chi_{LT}$ | 0.868 | |

➢ La résistance au déversement est vérifiée

[3] CCM 97 page 143 Tableau B.1.1

### IV.5.4.2. Vérification de poteau à la flexion composé

#### 1) Résistance en section

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10987.5 * 275 * 10}{1.1} = 274687.5$ daN.m

$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 825000$ daN

$$\frac{8969.499}{825000} + \frac{61001.551}{274687.5} = 0.23 \leq 1$$

➢ La résistance en section est vérifiée

#### 2) Vérification d'effort normal

$N_{Ed} \leq \min(0.25\ N_{pl,Rd}, 0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}})$ , avec $A_w = 180$ cm$^2$

***Tableau IV.2 : Vérification d'interaction N et M.***

| $N_{Ed}$ (daN) | 0.25 $N_{pl,Rd}$ (daN) | $0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}}$ (daN) | Vérification |
|---|---|---|---|
| 8696.499 | 206250 | 225000 | Vérifiée |

➢ La résistance à l'effort normal est vérifiée et pas d'interaction M,N

#### 3) Vérification d'effort tranchant et interaction M,V

$V_{z,ed} = 6522.443$ daN

$$V_{z,ed} \leq 0.5 * V_{plz,rd}$$

***Tableau IV.3 : Vérification d'interaction V et M.***

| $V_{plz,Rd}$ (daN) | $\frac{V_{z,Ed}}{V_{plz,Rd}}$ | Vérification |
|---|---|---|
| 259807.62 | 0.025 | Vérifiée<br>Pas d'interaction |

#### 4) Vérification de flambement

- Une lisse est placée afin de réduire la longueur de déversement et de flambement.
- La longueur de flambement dépend des conditions d'appuis on prend sa valeur la plus défavorable entre 2 appuis latéraux ( $l_f = l_0$ )
- Pour un diagramme de moment irrégulier, le coefficient $\beta_{M,y}$ est calculé en utilisant les moments aux extrémités du poteau entre deux appuis successifs. ……[4]
- $M_1 = 0$ daN.m et $M_2 = 30500.775$ daN.m

[4] CCM 97 page 88 Figure 55.4

*Tableau IV.4 : Caractéristique de PRS pour le flambement.*

| A ($cm^2$) | $i_y$ (cm) | $i_z$ (cm) | $W_{pl,y}$ ($cm^3$) | $W_{el,y}$ ($cm^3$) | $\beta_{M,y}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 330 | 36.615 | 5.854 | 10987.5 | 9314.474 | 1.8 |

*Tableau IV.5 : Paramètres du flambement.*

| Axe de flambement | $l_f$ (m) | Courbe | α | λ | $\bar{\lambda}$ | ϕ | χ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| y-y | 12.55 | b | 0.34 | 34.276 | 0.395>0.2 | 0.611 | 0.928 |
| z-z | 6.275 | c | 0.49 | 107.192 | 1.235>0.2 | 1.516 | 0.417 |

$$\frac{N_{ed}}{\chi_{min}.N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,ed}}{M_{ply,rd}}$$

Ainsi :

- $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.417, 0.928) = 0.417$

- $\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}\right) = 0.022$

- $k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{ed}}{\chi_y.A.f_y} = 1$

$$\rightarrow \frac{N_{ed}}{\chi_{min}.N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,ed}}{M_{ply,rd}} = 0.47 \leq 1$$

- La résistance au flambement est vérifiée

## 5) Vérification de déversement

*Tableau IV.6 : Paramètres du déversement.*

| $L_D$ (m) | $C_1$ | $\alpha_{LT}$ | $\lambda_{LT}$ | $\bar{\lambda}_{LT}$ | $\phi_{LT}$ | $\chi_{LT}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.275 | 1.88 | 0.49 | 36.571 | 0.421>0.4 | 0.643 | 0.886 |

Ainsi :

- $\chi_{LT} = 0.714$

- $\mu_{LT} = 0.15.\bar{\lambda}z.\beta_{M,LT} - 0.15 = 0.183$ , avec $\beta_{M,LT} = 1.8$

- $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{ed}}{\chi_z . A . f_y} = 0.996$

$$\rightarrow \frac{N_{ed}}{\chi_z . N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,ed}}{\chi_{LT} . M_{ply,rd}} = 0.28 \leq 1$$

- La résistance au déversement est vérifiée

# CHAPITRE V
# ETUDE DE POUTRE DE ROULEMENT

## V.1. Introduction

Un pont roulant est un dispositif de levage utilisé dans les environnements industriels pour déplacer horizontalement et verticalement des charges lourdes. Il est généralement composé d'une ou plusieurs poutres métalliques reposant sur des rails fixés en hauteur, le long desquels un chariot mobile équipé d'un treuil ou d'un palan permet de soulever et de transporter les charges d'un point à un autre avec précision et sécurité.

## V.2. Composantes de pont roulant

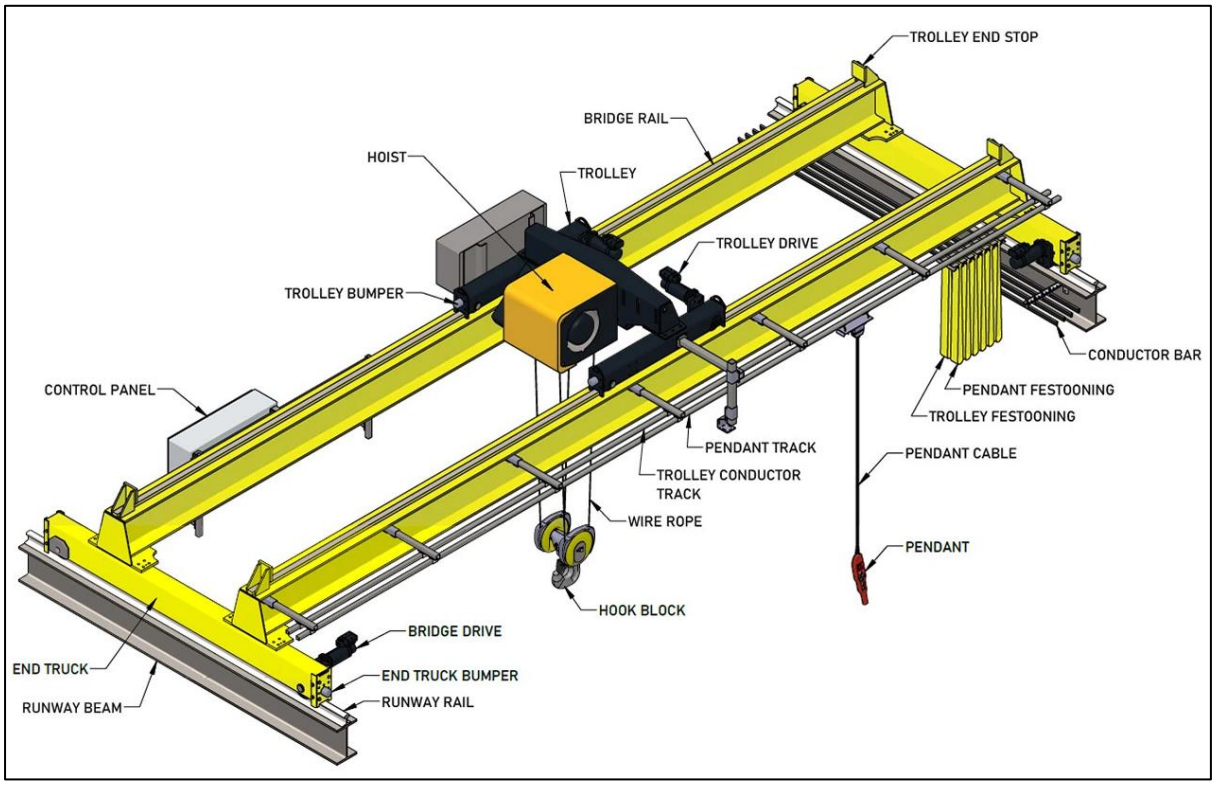



***Figure V.1 : Composantes de pont roulant.***

- **Chariot « Trolley » :** Élément du pont roulant (y compris le palan) qui se déplace sur des rails situés sur la partie supérieure de la poutre de roulement.
- **Palan « Hoist » :** Un appareil permet de soulever et d'abaisser la charge.
- **Crochet « Hook » :** Le crochet sert à fixer la charge à soulever.
- **Poutre de roulement « Runway beam » :** La poutre de roulement, constituée de profilés métalliques, permet le déplacement du pont roulant sur toute sa longueur.
- **Rail de roulement « Runaway rail » :** Élément linéaire fixé sur ou intégré à la poutre de roulement, il sert de chemin de déplacement pour les roues du pont roulant.

## V.3. Types des ponts roulants

Il existe plusieurs types de ponts roulants, chacun conçu pour répondre à des besoins spécifiques, tels que le type de charge à soulever et l'espace disponible. Parmi eux :

- **Pont roulant mono-poutre :** constitué d'une seule poutre horizontale, est conçu pour soulever des charges légères à moyennes. Il offre une solution économique et efficace pour des applications nécessitant moins de capacité de levage.

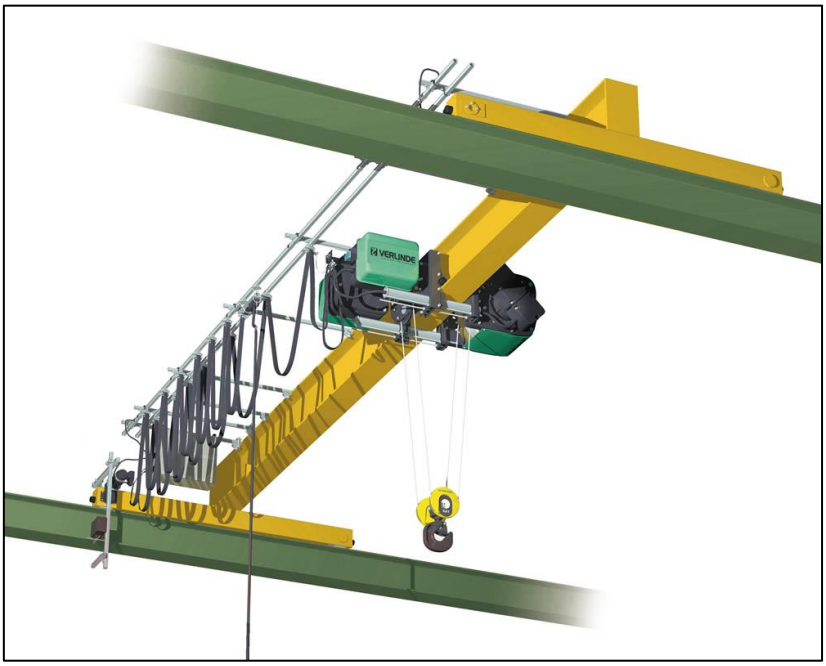


*Figure V.2 : pont roulant mono-poutre.*

- **Pont roulant bi-poutre :** Le pont roulant bipoutre, constitué de deux poutres parallèles, permet une capacité de levage accrue et une meilleure stabilité. Il est idéal pour les charges lourdes et les environnements industriels exigeants.

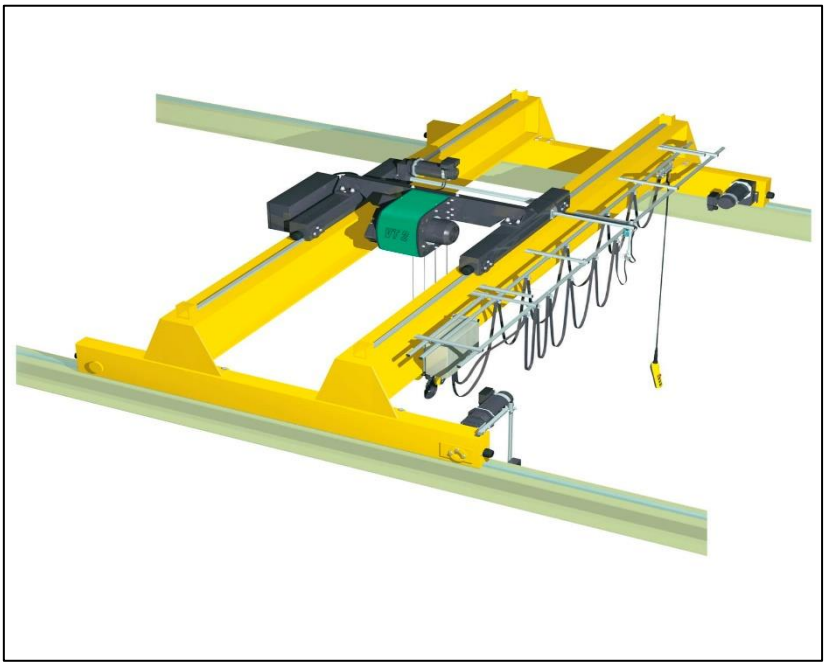


*Figure V.3 : pont roulant bi-poutre.*

**Pont roulant suspendu :** Le pont roulant suspendu, fixé au plafond, est parfait pour les environnements où l'espace au sol est restreint. Il permet de maximiser l'utilisation de l'espace vertical tout en offrant une grande flexibilité de déplacement.

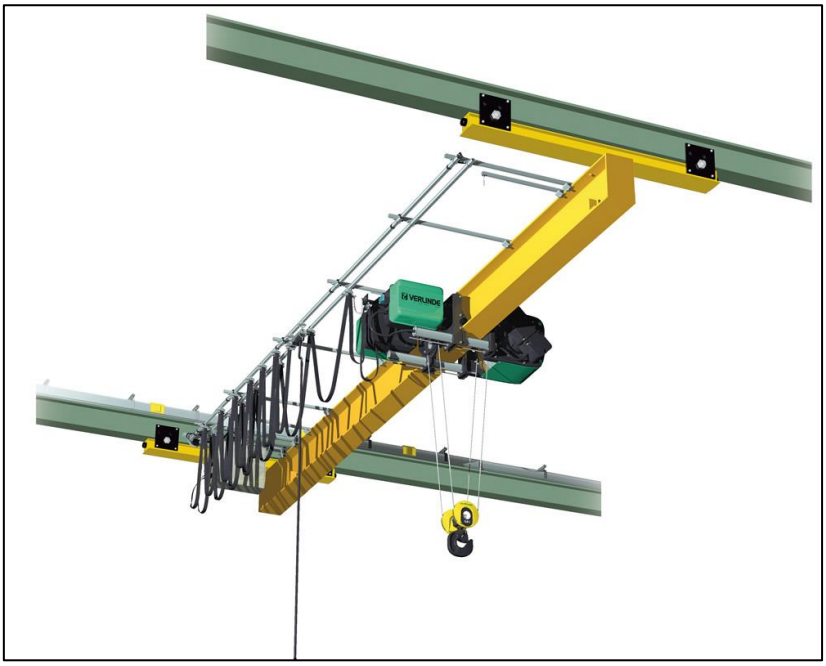


*Figure V.4 : pont roulant suspendu.*

## V.4. Caractéristiques du pont roulant

Le pont roulant que nous utilisons dans notre projet est un modèle monopoutre VTS5t, avec une portée de 13 m et une hauteur sous plafond de 9 m. Il est conçu pour soulever une charge nominale de 5 tonnes.

## V.5. Dimensionnement de poutre de roulement

Le prédimensionnement de la poutre de roulement repose sur la méthodologie de calcul suivante :

- Détermination des charges maximales agissant sur la poutre (Charges verticales et horizontales statiques et dynamiques).
- Calcule de l'inertie minimale à partir de la formule de vérification de la flèche.
- Choix de profilé satisfaisant.
- Choix d'un type de rail satisfaisant.
- Vérification des flèches à l'ELS.
- Vérification des instabilités à l'ELU.

### V.5.1. Calcul des charges

#### V.5.1.1. Charges Verticales

Les charges verticales agissant sur la poutre de roulement résultent du poids propre du pont roulant $Q_{C1}$, du poids propre du chariot $Q_{C2}$ et de la charge nominale à soulever $Q_h$ dans des conditions statiques. Les charges dynamiques sont ainsi obtenues en multipliant les charges statiques par des coefficients de majoration appropriés.

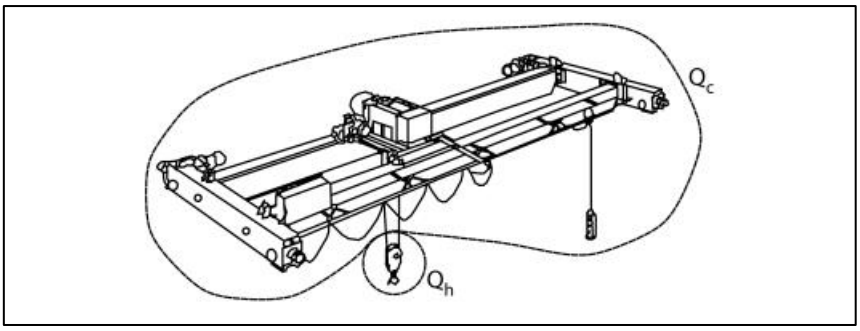



*Figure V.5 : Définition de la masse à lever et du poids propre d'un appareil de levage.*

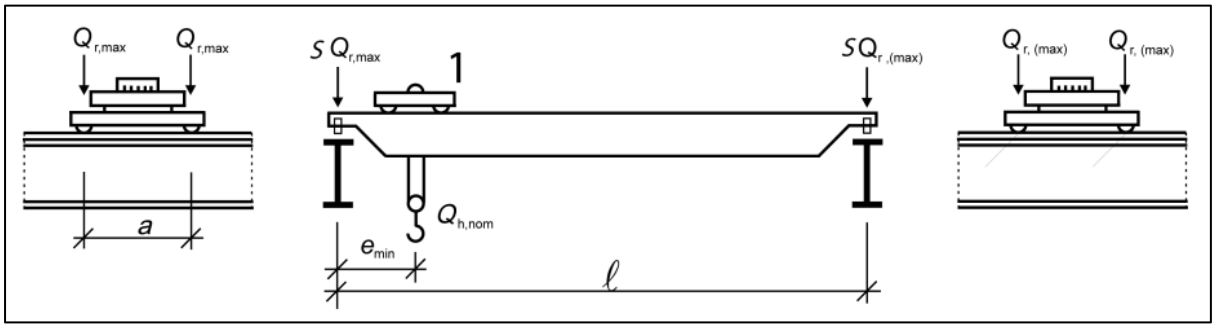



*Figure V.6 : Position en charge pour obtenir le chargement maximal de la poutre de roulement.*

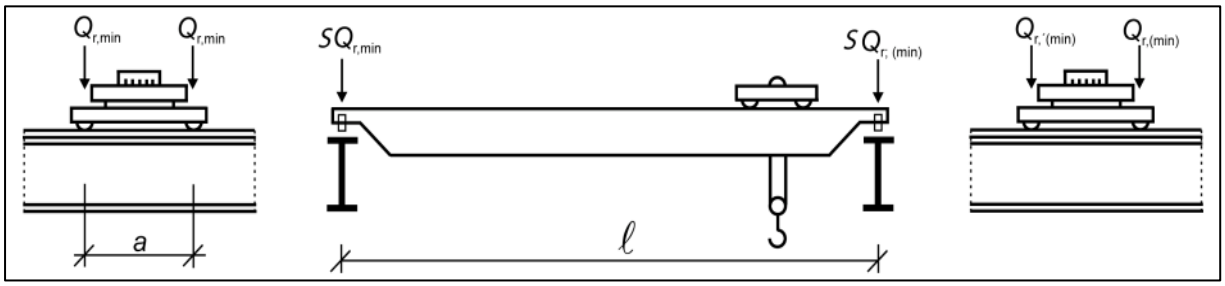



*Figure V.7 : Position à vide pour obtenir le chargement minimal de la poutre de roulement.*

*Tableau V.1 : Coefficient de majoration dynamique pour les charges verticales.*

| Coefficients dynamiques | Effets à prendre en compte | À appliquer à |
|---|---|---|
| $\varphi_1$ | excitation de la structure de l'appareil de levage due au décollage de la masse à lever du sol | poids propre de l'appareil de levage |
| $\varphi_2$<br>ou<br>$\varphi_3$ | effets dynamiques du transfert de la masse à lever du sol à l'appareil de levage<br><br>effets dynamiques d'une libération brutale de la charge utile, par exemple en cas d'utilisation d'un grappin ou d'un aimant | masse à lever |

**-N.B :** Les valeurs des coefficients de majoration dynamique sont données dans le Tableau 2.4 page 19 **EN 1991-3:2006**

Pour notre type de pont les réactions verticales minimales et maximales sont données directement sur la fiche technique

*Tableau V.2 : Réaction minimales et maximales statiques et dynamiques.*

| Galets | NR1 | NR2 | NR3 | NR4 |
|---|---|---|---|---|
| Rmax Stc | 32,6 kN | 32,4 kN | - | - |
| Rmin Stc | - | - | 8,0 kN | 8,2 kN |
| Rmax Dyn | 35,8 kN | 35,6 kN | - | - |
| Rmin Dyn | - | - | 8,8 kN | 9,0 kN |

### V.5.1.2. Charges Horizontales

Les charges horizontales agissant sur la poutre de roulement résultent du l'accélération et la décélération de l'appareil de levage et le chariot $H_L$,$H_T$ (L pour longitudinales et T pour transversale) et la force d'entraînement K ,forces de tamponnement liées aux déplacements de l'appareil de levage et le chariot, force de guidage S dues à la marche en crabe de l'appareil de levage.

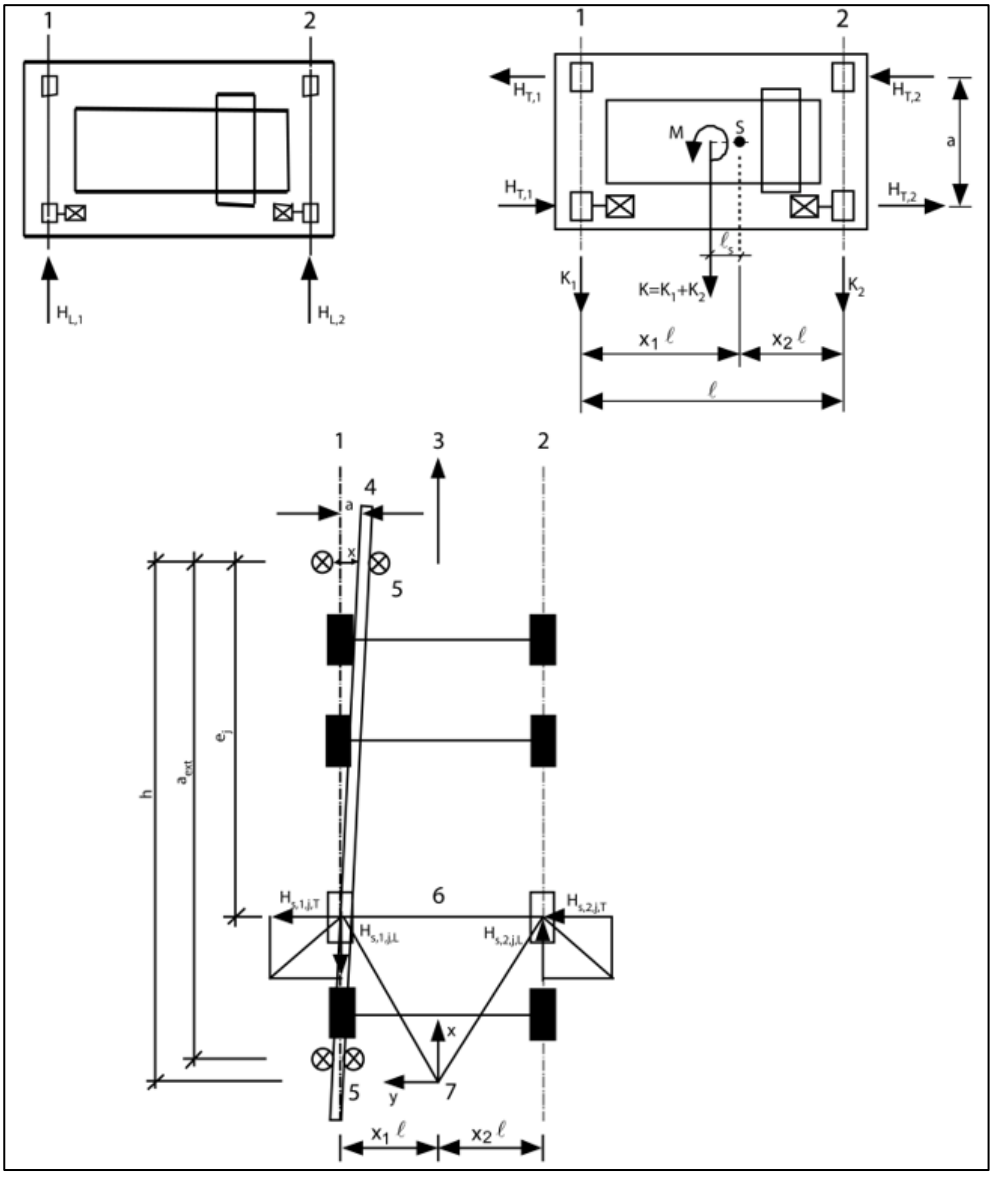



*Figure V.8 : Charges horizontales induites par le pont roulant.*

*Tableau V.3 : Coefficient de majoration dynamique pour les charges horizontales.*

| | | |
|---|---|---|
| $\varphi_5$ | effets dynamiques provoqués par des forces d'entraînement | forces d'entraînement |
| $\varphi_6$ | effets dynamiques d'une charge d'essai mue par les systèmes d'entraînement suivant le mode d'utilisation de l'appareil de levage | charge d'essai |
| $\varphi_7$ | effets élastiques dynamiques de l'impact sur les tampons | charges des tampons |

**-N.B :** Les valeurs des coefficients de majoration dynamique sont données dans le Tableau 2.6 page et Tableau 2.10 page 28 **EN 1991-3:2006**

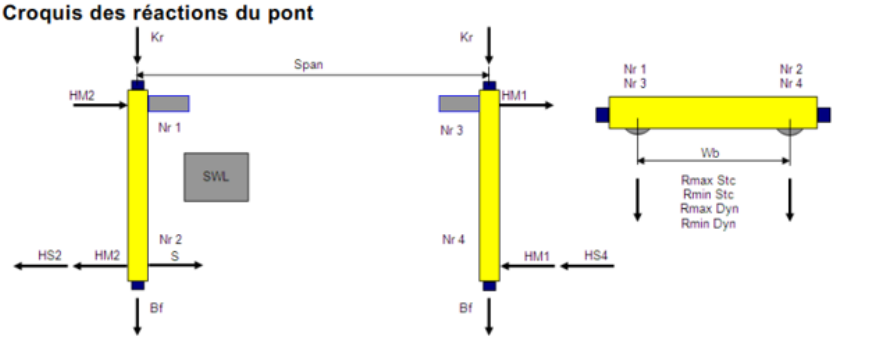
Pour notre pont les réactions horizontales sont données directement sur la fiche technique

*Tableau V.4 : Forces horizontales maximales.*

| | | |
|---|---|---|
| 5.1 Forces d'inertie (dues aux mécanismes) | HM1 = 1,0 kN | HM2 = 4,0 kN |
| 5.2 Réactions parallèles au chemin de roulement | | 0,8 kN |
| 5.3 Effort de dimensionnement du butoir de translation | | Bf = 16 kN |
| 5.4 Efforts dûs à la mise en crabe | | |
| 5.4.1 Efforts de guidage (contact) (S= HS2 + HS4) (Si utilisation de galets de guidage) | | S = 11,4 kN |
| 5.4.2 Efforts de friction dus à la mise en crabe | HS2 = 9,2 kN | HS4 = 2,3 kN |

### V.5.1.3. Récap

**Croquis des réactions du pont**




**Information du pont**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Type de pont | VTS5t x 13m Hol:7,6m | Type de tampon | D1801 |
| Portée (Spa) | 13,000 m | Empattement (Wb) | 2 500 mm |
| Force (SWL) | 5 000 kg | Rail de Roulement | FL50*30 |
| Groupe du pont | FEM A3 | Gorge galet | 64 mm |
| Vitesse translation | 32/8 m/min | | |
| Poids du pont | 3 300 kg | Fin de course translation | 2-step |

**Réactions verticales**

| Galets | NR1 | NR2 | NR3 | NR4 |
|---|---|---|---|---|
| Rmax Stc | 32,6 kN | 32,4 kN | - | - |
| Rmin Stc | - | - | 8,0 kN | 8,2 kN |
| Rmax Dyn | 35,8 kN | 35,6 kN | - | - |
| Rmin Dyn | - | - | 8,8 kN | 9,0 kN |

**Réactions horizontales (suivant DIN 4132 + 15018 et FEM)**

| | | |
|---|---|---|
| 5.1 Forces d'inertie (dues aux mécanismes) | HM1 = 1,0 kN | HM2 = 4,0 kN |
| 5.2 Réactions parallèles au chemin de roulement | | 0,8 kN |
| 5.3 Effort de dimensionnement du butoir de translation | | Bf = 16 kN |
| 5.4 Efforts dûs à la mise en crabe | | |
| 5.4.1 Efforts de guidage (contact) (S= HS2 + HS4) (Si utilisation de galets de guidage) | | S = 11,4 kN |
| 5.4.2 Efforts de friction dus à la mise en crabe | HS2 = 9,2 kN | HS4 = 2,3 kN |

*Figure V.9 : Récap des résultats des efforts.*

### V.5.1.4. Choix du profilé

Pour le choix du profilé on calcul l'inertie minimale requise qui vérifié la flèche admissible **sous les réactions verticales**.

**-N.B :** Conformément aux recommandations de l'Eurocode 03, la vérification de la flèche verticale doit être effectuée en considérant la réaction verticale maximale en situation statique, tandis que la vérification de la flèche horizontale doit prendre en compte la réaction horizontale maximale en situation dynamique. ……[(1)]

$$f_{adm} = \min (L/600 ; 25 \text{ mm}) \ldots\ldots^{(2)}$$

$$f_{adm} = \min (6000/600 ; 25 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

Flèche calculée : Selon le théorème de Barré basé sur les lignes d'influence la position des charges pour obtenir le moment et la flèche max est présenté sur la figure ci-dessous

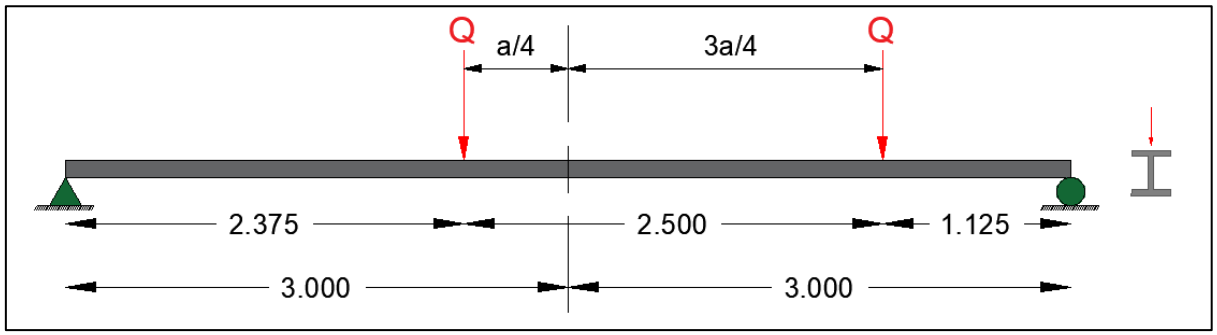



***Figure V.10 : Position des réactions pour la flèche max verticale.***

Où :

- Q : La réaction maximale verticale statique = 32.6 KN
- a : L'empattement = 2.5 m
- $f_{cal}$ : flèche max = $\frac{Q*L^3}{48*E*I}$ (2- $\frac{15}{4}$ $(\frac{a}{L})^2$ + $\frac{7}{4}$ $(\frac{a}{L})^3$ )

Alors :

$$I_{min} \geq \frac{Q*L^3*K}{48*E*f_{adm}} \quad \text{, avec } K = (2- \frac{15}{4} (\frac{a}{L})^2 + \frac{7}{4} (\frac{a}{L})^3 )$$

$$I_{min} \geq 10307.77 \text{ cm}^4$$

❖ Nous avons choisi un profilé en **HEA 260 S275**, dont l'inertie verticale $I_y$=10450 $cm^4$ est supérieure à l'inertie minimale requise $I_{y,min}$

(1) EN 1993-6 :2007 page 31 paragraphe 7.3 (1)
(2) EN 1993-6 :2007 page 33 Tableau 7.2

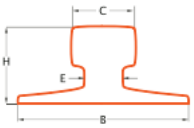
*Tableau V.5 : Caractéristiques de HEA 260.*

| $G_{poutre}$ (kg/ml) | h (mm) | b (mm) | d (mm) | $t_w$ (mm) | $t_f$ (mm) | A ($cm^2$) | $I_y$ ($cm^4$) | $I_z$ ($cm^4$) | $i_y$ (cm) | $i_z$ (cm) | $W_{pl,y}$ ($cm^3$) | $W_{pl,z}$ ($cm^3$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 68.2 | 250 | 260 | 177 | 7.5 | 12.5 | 86.8 | 10455 | 3667.56 | 10.97 | 6.5 | 919.8 | 430.2 |

### V.5.1.5. Choix de rail de roulement

Nous proposons d'utiliser un rail A55, ses caractéristiques sont présentées dans la figure ci-dessous

Rails pour ponts roulants




| TYPE DE RAIL | NORME | DIMENSIONS (mm) | | | | PROFILÉ ($cm^2$) | MASS /M kg/m |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RAILS DIN EUROPEENS | | H | B | C | E | | |
| A45 | DIN 536 P1:1991 | 55,00 | 125,00 | 45,00 | 24,00 | 28,20 | 22,10 |
| A55 | DIN 536 P1:1991 | 65,00 | 150,00 | 55,00 | 31,00 | 40,50 | 31,80 |
| A65* | DIN 536 P1:1991 | 75,00 | 175,00 | 65,00 | 38,00 | 54,90 | 43,10 |
| A75* | DIN 536 P1:1991 | 85,00 | 200,00 | 75,00 | 45,00 | 71,60 | 56,20 |
| A75S* | DIN 536 P1:1991 | 85,00 | 200,00 | 75,00 | 75,00 | 81,10 | 63,60 |
| A100* | DIN 536 P1:1991 | 95,00 | 200,00 | 100,00 | 60,00 | 94,70 | 74,30 |
| A120* | DIN 536 P1:1991 | 105,00 | 220,00 | 120,00 | 72,00 | 127,40 | 100,00 |
| A150* | DIN 536 P1:1991 | 150,00 | 220,00 | 150,00 | 80,00 | 191,40 | 150,30 |

***Figure V.11 : Caractéristiques du Rail A55.***

### V.5.1.6. Evaluation des charges

- Poids propre de profilé : $G_{poutre}$ = 0.682 KN/m
- Poids propre de rail : $G_{rail}$ = 0.318 KN/m
- Charges verticales : 2*$R_v$ = 2*32.6 KN

### V.5.1.7. Vérification des flèches à L'ELS « HEA260 »

**1) Flèche verticale : On utilise logiciel Robot Structural Analysis**

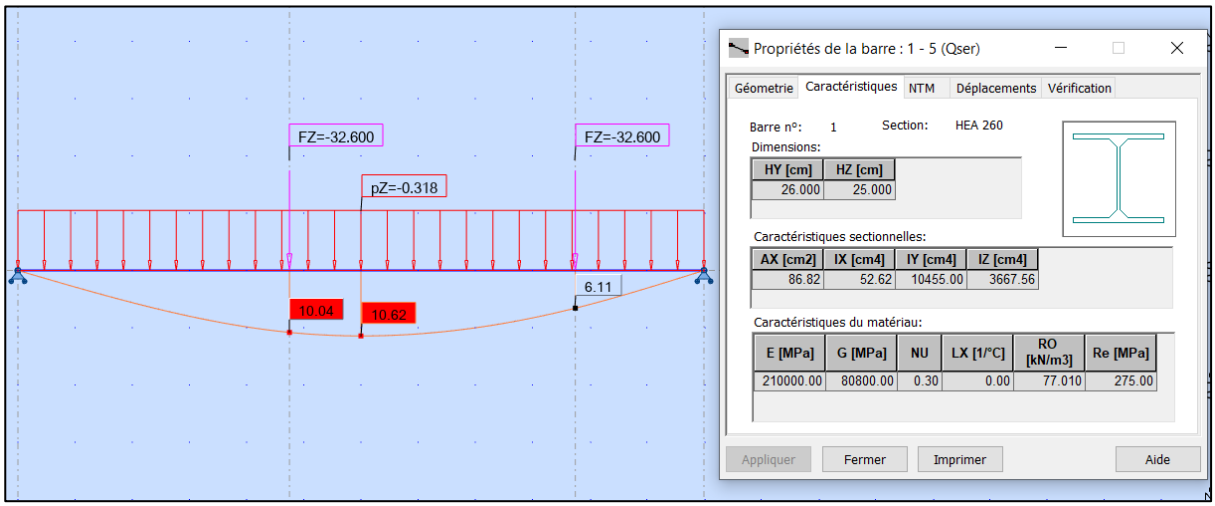



***Figure V.12 : Flèche verticale HEA260.***

La flèche n'est pas vérifiée « $f_{cal}$ = 10.62 mm ≥ $f_{adm}$ = 10 mm » , nous devons donc augmenter la section du profilé à **HEA280**.

*Tableau V.6 : Caractéristiques de HEA 280.*

| $G_{poutre}$ (kg/ml) | h (mm) | b (mm) | d (mm) | $t_w$ (mm) | $t_f$ (mm) | A ($cm^2$) | $I_y$ ($cm^4$) | $I_z$ ($cm^4$) | $i_y$ (cm) | $i_z$ (cm) | $W_{pl,y}$ ($cm^3$) | $W_{pl,z}$ ($cm^3$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 76.4 | 270 | 280 | 177 | 8.0 | 13 | 97.3 | 13673.3 | 4762.64 | 11.86 | 7.0 | 1112 | 518.1 |

Donc :

- Poids propre de profilé : $G_{poutre}$ = 0.764 KN/m
- Poids propre de rail : $G_{rail}$ = 0.318 KN/m
- Charges verticales : 2*$R_v$ = 2*32.6 KN

### V.5.1.8. Vérification des flèches à L'ELS « HEA280 »

On utilise l'logiciel Robot Structural Analysis pour vérifier la flèche verticale :

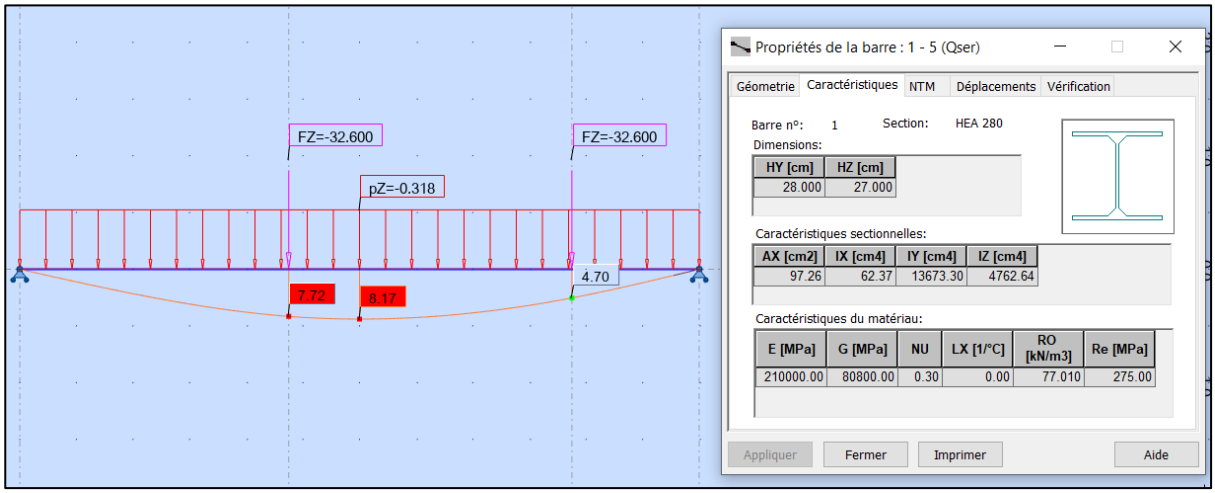



*Figure V.13 : Flèche verticale HEA280.*

- La flèche verticale est vérifiée.

### 1) Flèche Horizontale

Nous appliquerons au niveau de **la semelle supérieure** de la poutre de roulement une charge concentrée S = 11.4 KN

$$f_{adm} = L/600 \ldots\ldots^{(3)}$$

$$f_{adm} = \min 6000/600 = 10 \text{ mm}$$

(3) EN 1993-6 :2007 page 33 Tableau 7.1

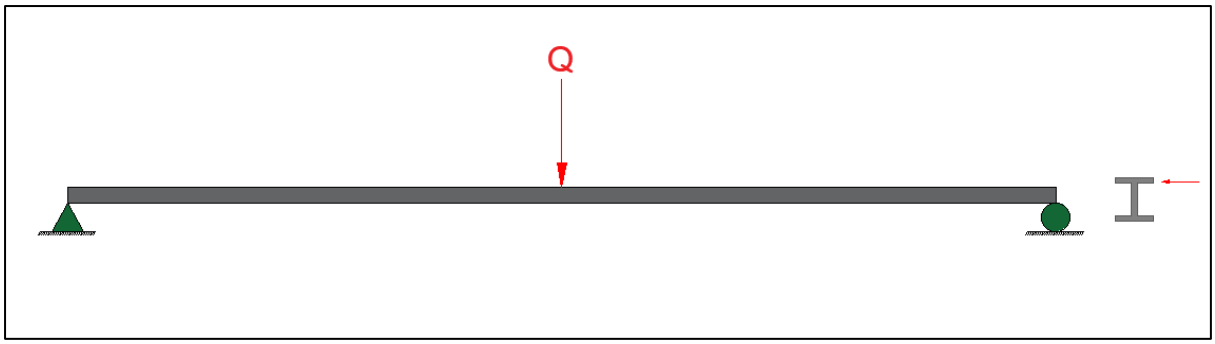



*Figure V.14 : Position des réactions pour la flèche max horizontale.*

$$f_{cal} = \frac{Q*L^3}{48*E*I_f}$$

Où :

- Q : La réaction maximale horizontale dynamique = 9.2 KN
- $I_f$ : Inertie de semelle supérieure = $\frac{t_f*b^3}{12} = \frac{1.3*28^3}{12}$ = 2378.133 $cm^4$

Donc :

$$f_{cal} = \frac{Q*L^3}{48*E*I_f} = 1000* \frac{9.2*6^3}{48*2.1*2378.13} = 8.29 \text{ mm}$$

➢ La flèche horizontale est vérifiée.

### V.5.1.9. Vérification de la résistance et stabilité à L'ELU « HEA280 »

#### 1) Evaluation des charges et efforts internes

a) Charges :

- Charges permanentes :
  - $G_{poutre}$ : 1.35*0.764 = 1.0314 KN/m
  - $G_{rail}$ : 1.35*0.318 = 0.4293 KN/m
- Charges d'exploitation :
  - $R_v$ : 1.5*35.8 = 53.7 KN
  - $R_T$ : 1.5*9.2 = 13.8 KN
  - $R_L$ : 1.5*16 = 24 KN

b) efforts :

- $N_{Ed}$ = 2400 daN
- $M_{y,ed}$ = 9814 daN.m
- $M_{z,ed}$ = 1380 daN.m
- $V_{y,ed}$ = 690 daN
- $V_{z,ed}$ = 6341 daN

**2) Classification de section**

- Semelle comprimée :

$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.924$

$\frac{c}{t_f} = \frac{140}{2*13} = 5.83 \leq 10\varepsilon$ ➔ Semelle de classe 1

- Ame fléchie :

$\frac{d}{t_w} = \frac{196}{8} = 24.5 \leq 72\varepsilon$ ➔ Ame de classe 1

**Donc, la section est de classe 1 vis-à-vis de la flexion**

**2) Vérification de résistance en section**

Le CCM97 recommande la formule approximative ci-dessous pour vérifier la résistance en section

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{ply,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{plz,Rd}} \leq 1 \ldots\ldots^{(4)}$$

Où :

$N_{pl,Rd} = \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} = 910$ KN , avec $A_f = b*t_f = 36.4$ cm$^4$

$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = 278$ KN.m

$M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = 129.5$ KN.m

Donc :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{ply,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{plz,Rd}} = 0.486 \leq 1$$

➢ La résistance en section est vérifiée.

**3) Vérification d'interaction N et M**

$$N_{Ed} \leq \min(0.25\, N_{pl,Rd}, 0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}}) \text{ , avec } A_w = 24.5 \text{ cm}^2$$

***Tableau V.7 : Vérification d'interaction N et M.***

| $N_{Ed}$ (daN) | 0.25 $N_{pl,Rd}$ (daN) | 0.5 $\frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}}$ (daN) | Vérification |
|---|---|---|---|
| 2400 | 22750 | 30625 | Vérifiée |

(4) CCM97 page 68 paragraphe 5.4.8 clause (12) formule (5.36)

### 4) Vérification de l'effort tranchant

$V_{ply,rd} = \frac{A_{vy}\, f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$ = 105077.749 daN , avec $A_{vy}$ = 72.8 cm$^2$

$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz}\, f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$ = 45812.744 daN , avec $A_{vz}$ = 31.74 cm$^2$

***Tableau V.8 : Vérification de l'effort tranchant.***

| $V_{ply,Rd}$ (daN) | $\frac{V_{y,Ed}}{V_{ply,Rd}}$ | $V_{plz,Rd}$ (daN) | $\frac{V_{z,Ed}}{V_{plz,Rd}}$ | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| 105077.749 | 0.006 | 45812.744 | 0.138 | Vérifiée |

### 5) Vérification de flambement

***Tableau V.9 : Caractéristique HEA280 pour le flambement.***

| **A (cm$^2$)** | **$i_y$ (cm)** | **$i_z$ (cm)** | **$W_{pl,y}$ (cm$^3$)** | **$W_{pl,z}$ (cm$^3$)** | **$W_{el,y}$ (cm$^3$)** | **$W_{el,z}$ (cm$^3$)** | **$\beta_{M,y}$** | **$\beta_{M,z}$** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 97.3 | 11.86 | 7.0 | 1112 | 518.1 | 1013 | 349.2 | 1.3 | 1.4 |

***Tableau V.10 : Paramètres du flambement.***

| Axe de flambement | $l_f$ (m) | Courbe | α | λ | $\bar{\lambda}$ | ϕ | χ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| y-y | 6.0 | b | 0.34 | 50.59 | 0.583>0.2 | 0.735 | 0.846 |
| z-z | 6.0 | c | 0.49 | 85.714 | 0.987>0.2 | 1.180 | 0.547 |

Ainsi :

- $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.846, 0.547) = 0.547$

- $\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{M,y} - 4) + (\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}})$ = -0.718

- $k_y = 1 - \frac{\mu_y\, N_{ed}}{\chi_y . A . f_y}$ = 1.008

- $\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{M,z} - 4) + (\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}})$ = -0.701

- $k_z = 1 - \frac{\mu_z\, N_{ed}}{\chi_z . A . f_y}$ = 1.011

$$\rightarrow \frac{N_{ed}}{\chi_{min}.N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,ed}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{z,ed}}{M_{plz,rd}} = 0.018 + 0.356 + 0.108 = 0.482 \leq 1$$

➢ Le Flambement est vérifié

### 6) Vérification de déversement

***Tableau V.11 : Caractéristique HEA280 pour le déversement.***

| A ($cm^2$) | h (mm) | $t_f$ (mm) | $i_z$ (cm) | $W_{pl,y}$ ($cm^3$) | $W_{pl,z}$ ($cm^3$) | $\beta_{M,LT}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 97.3 | 270 | 13 | 7.0 | 1112 | 518.1 | 1.3 |

***Tableau V.12 : Paramètres du déversement.***

| $L_D$ (m) | $C_1$ | $\alpha_{LT}$ | $\lambda_{LT}$ | $\bar{\lambda}_{LT}$ | $\phi_{LT}$ | $\chi_{LT}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.0 | 1.132 | 0.21 | 69.063 | 0.796>0.4 | 879 | 0.798 |

Ainsi :

- $\chi_{LT} = 0.798$

- $\mu_{LT} = 0.15.\bar{\lambda}z.\beta_{M,LT} - 0.15 = 0.043$

- $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{ed}}{\chi_z.A.f_y} = 0.999$

$$\rightarrow \frac{N_{ed}}{\chi_z.N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,ed}}{\chi_{LT}.M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{z,ed}}{M_{plz,rd}} = 0.018 + 0.442 + 0.108 = 0.568 \leq 1$$

➢ Le Déversement est vérifié

Pour les poutres de roulement le profilé HEA280 est retenu

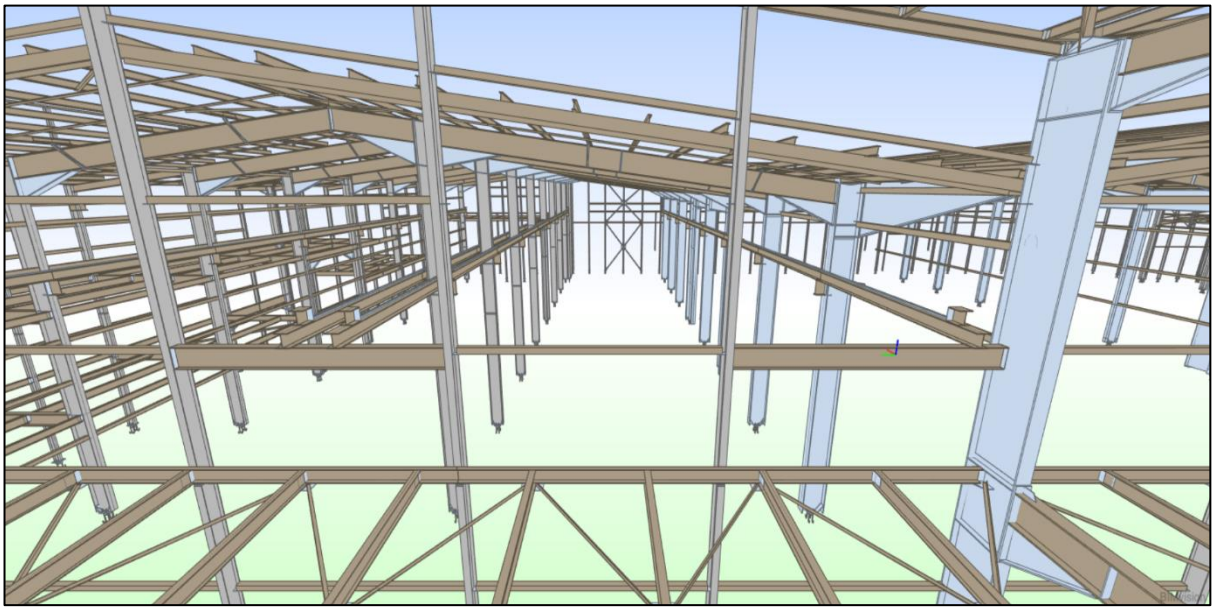


***Figure V.15 : Visualisation du chemin de roulement avec BIMvision.***

# CHAPITRE VI
# ETUDE DE PLANCHER ET ESCALIER

## VI.1. Etude de plancher

### VI.1.1. Introduction

L'étude du plancher mixte (acier-béton), formant un plan horizontal rigide, a pour objectif de reprendre les charges verticales provenant du poids propre des différents éléments ainsi que de la surcharge d'exploitation, et de les transmettre aux poteaux et aux palées assurant la stabilité de la structure.

### VI.1.2. Définition

Un plancher collaborant (plancher mixte) est composé d'une couche en béton armé connectée aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Étant la solution la plus économique et technique.

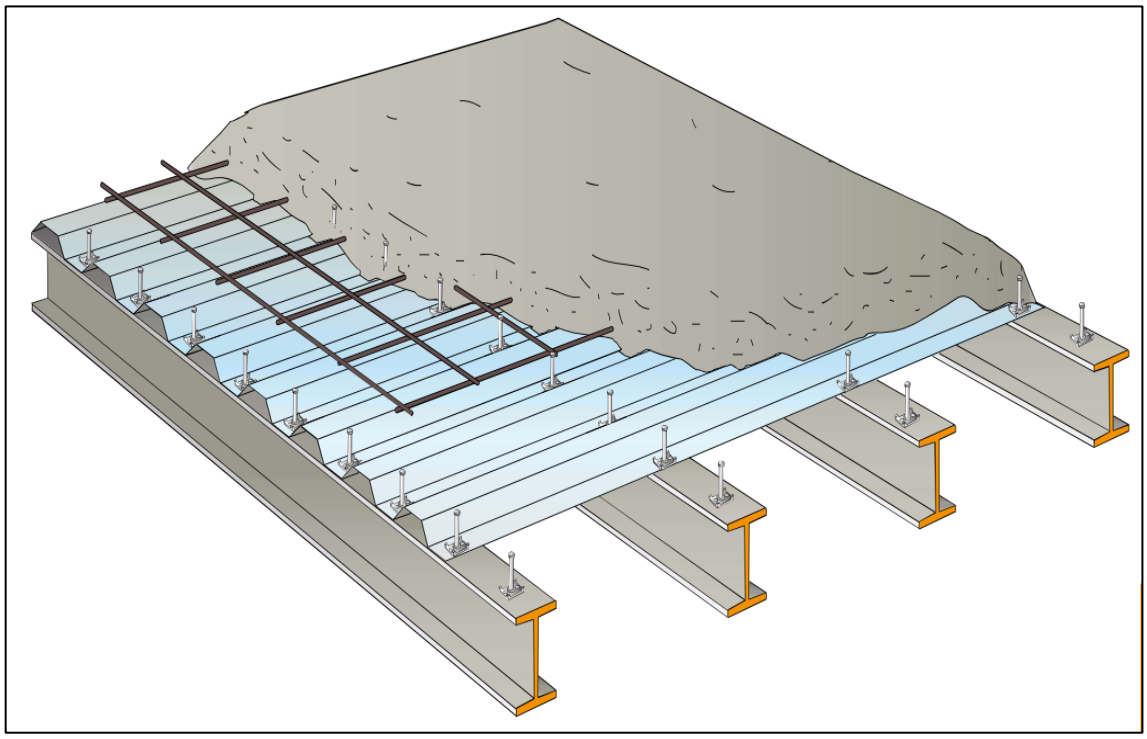


***Figure VI.1 : Plancher collaborant.***

### VI.1.3. Disposition des solives

Pour notre première approche de dimensionnement du plancher de notre ouvrage, nous disposerons dans chaque trame 6 solives, espacées de 1.2 mètres

• la distance entre les solives est d = 1.2m.

• la longueur de solives est L = 6m.

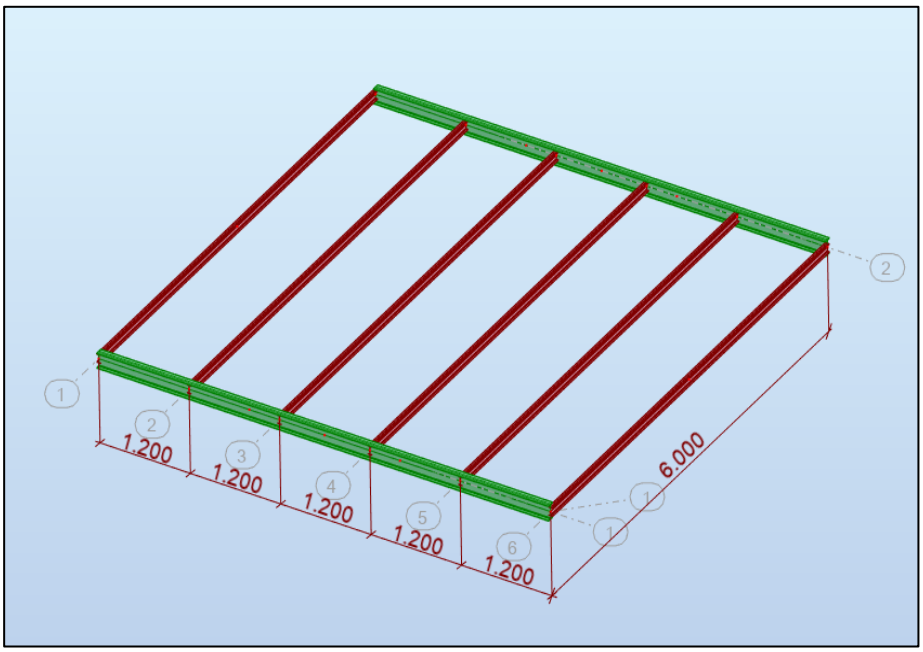



*Figure VI.2 : Disposition des solives.*

### VI.1.4. Caractéristique des éléments constructifs

#### VI.1.4.1. Acier

• Module de Young $E_a = 2.1 \times 10^5$ MPa.

• Limite d'élasticité $F_y = 275$ MPa.

• Limite élastique de cisaillement $\tau e = \sqrt{F_y/3} = 158.8$ MPa.

• Bac d'acier Hi-Band55 d'épaisseur 1 mm

#### VI.1.4.2. Béton

• Pour les planchers, nous utiliserons un béton C25/30 d'épaisseur t = 12 cm.

• $fc_{28} = 25$ MPa.

• masse volumique du béton $\rho = 25$ KN/m$^3$.

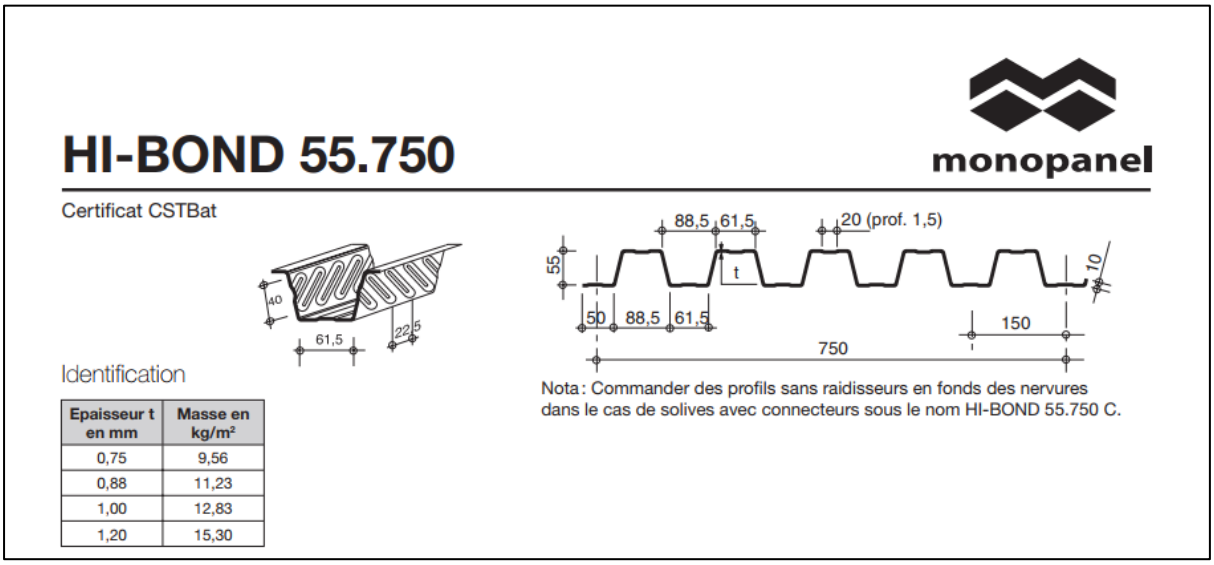
• Module d'élasticité efficace du béton $E'_c = E_{cm}/2$.

• Module sécant d'élasticité moyen pour un chargement à court terme $E_{cm} = 32$ GPa [1]

• Le coefficient d'équivalence $n = \frac{E_a}{E'c} = 13.125$ [2]

[1] ENV 1994-1-1 :1992 page 39 Tableau 3.2
[2] ENV 1994-1-1 :1992 page 40 paragraphe 3.1.4.2 (4)

### VI.1.5. Vérification au stade de montage




| Epaisseur t en mm | Masse en kg/m² |
|---|---|
| 0,75 | 9,56 |
| 0,88 | 11,23 |
| 1,00 | 12,83 |
| 1,20 | 15,30 |

***Figure VI.3 : Caractéristiques HI-BOND 55.750.***

On va choisir l'IPE270 comme solives.

***Tableau VI.1 : Caractéristiques de IPE 270.***

| $G_{panne}$ (kg/ml) | h (mm) | b (mm) | d (mm) | $t_w$ (mm) | $t_f$ (mm) | A ($cm^2$) | $I_y$ ($cm^4$) | $I_z$ ($cm^4$) | $i_y$ (cm) | $i_z$ (cm) | $W_{pl,y}$ ($cm^3$) | $A_{vz}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 36.1 | 270 | 135 | 219.6 | 6.6 | 10.2 | 45.95 | 5790 | 420 | 11.2 | 3.02 | 484 | 22.1 |

#### VI.1.5.1. Évaluation des charges

**1) Les charges permanentes G**

• Poids de la dalle en béton (12 cm) : G1 = 3 KN/$m^2$

• Poids de la tôle (Hi-Band55.750) : G2 = 0.1283 KN/$m^2$

• Poids de solive IPE300: G4 = 0.422 KN/$m^2$

G = (G1 + G2) × d + G4 = (3 + 0.1283) × 1.2 + 0.361

G = 4.115 KN/m = 411.5 daN/m

**1) Les charges d'exploitation Q**

En phase de construction (lors du coulage du béton) la charge recommandé Q correspond à personnel et petit outillage « Personnel d'exécution, personnel d'encadrement et visiteurs, le cas échéant avec petit outillage ou autre équipement léger de chantier »

La valeur recommandée pour Q = 0.75 à 1 KN/$m^2$ ……[(3)]

[(3)] EN 1991-1-6 Actions générales — Actions en cours d'exécution page 20 Tableau 4.1

**On prend se valeur la plus défavorable**

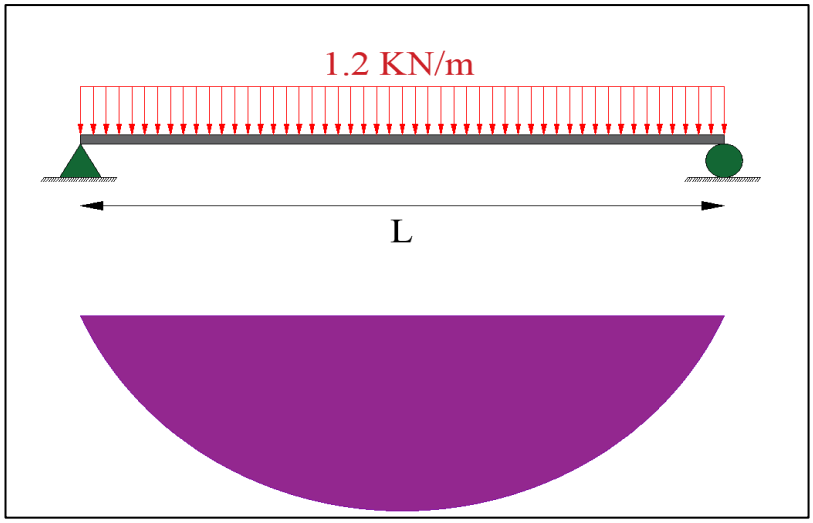



***Figure VI.4 : Charge équivalente pour la charge de chantier.***

### VI.1.5.2. Vérification de flèche à l'ELS

$Q_{ser}$ = G + Q = 411.5 + 120 = 531.5 daN/m

$$f_{adm} = L/250 \ldots\ldots^{(4)}$$

$$f_{adm}(\text{suivant z}) = 6000/250 = 24 \text{ mm}$$

$$f_{ser} = \frac{5}{384} * Q_{z,ser} \frac{L^4}{E*I_y} = \frac{5}{384} * 531.5 * \frac{6^4}{2.1*5790} * 10 = 7.37 \text{ mm}$$

- **La flèche est vérifiée**

### VI.1.5.3. Vérification de la résistance et stabilité à l'ELU

Le profilé IPE270 est de classe 1 vis-à-vis de la flexion

$Q_u$ = 1.35G + 1.5Q = 1.35*411.5 + 1.5*120 = 735.525 daN/m

**1) Résistance en section**

Résistance en section :

$$M_{y,Ed} \leq M_{ply,rd}$$

$$M_{y,Ed} = \frac{Q_u * L^2}{8} = \frac{735.525 * 6^2}{8} = 3309.863 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} . f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484*275*0.1}{1.1} = 12100 \text{ daN.m}$$

$$3309.863 \leq 12100$$

- **La résistance en section est vérifiée**

(4) CCM97 page 19 Tableau 4.1

**2) Vérification d'effort tranchant**

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

$$V_{ed} = \frac{Q_u * L}{2} = \frac{735.525 * 6}{2} = 2206.575 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \, f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{10 * 22.1 * 275/\sqrt{3}}{1.1} = 31898.602 \text{ daN}$$

$$2206.575 \leq 31898.602$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{ply,Rd}} = 0.07$$

**3) Vérification de déversement**

$$M_{y,Ed} \leq M_{b,rd}$$

***Tableau VI.2 : Paramètres du déversement pour la solive.***

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $M_{y,ed}$ (daN.m) | 3309.863 | $\bar{\lambda}_{LT}$ | 1.546 | $M_{b,rd} = \chi_{LT} * M_{ply,rd} = 4271.3 \geq M_{y,ed}$ Vérifiée |
| $L_D$ (cm) | 600 | $\alpha_{LT}$ | 0.21 | |
| $C_1$ | 1.132 | $\phi_{LT}$ | 1.836 | |
| $\lambda_{LT}$ | 133.6 | $\chi_{LT}$ | 0.353 | |

- La résistance au déversement

**VI.1.6. Vérification au stade final (après durcissement du béton)**

Quand le béton est bien durci, l'inertie du béton participera à l'inertie totale de la section mixte. Pour que le béton travaille uniquement en compression, on place la poutre de façon à ce que l'axe neutre soit proche de la semelle supérieure.

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

$$F_a > F_b$$

• $F_a$ est l'effort résistant à la traction ou à la compression du profilé IPE 270.

• $F_b$ est l'effort résistant de la dalle en béton armé.

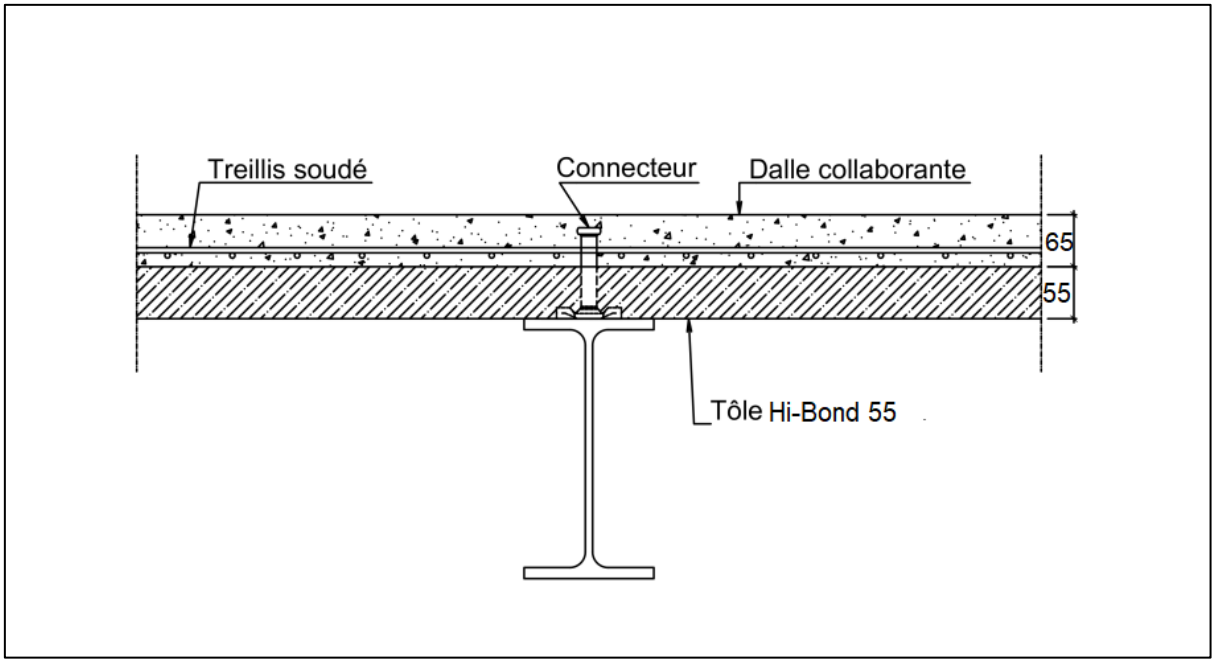



***Figure VI.5 : Section transversale de la poutre mixte.***

$b_{eff}$ = min (2*$\frac{l_0}{8}$ ; d) ……(5)

$b_{eff}$ = min (2*$\frac{6}{8}$ ; 1.2) = 1.2 m

### VI.1.6.1. Position de l'axe neutre par rapport au centre de profilé

$F_a = \frac{A_a.f_y}{\Upsilon_a} = \frac{10*45.95*275}{1.1}$ = 114875 daN

$F_b = \frac{0.85.f_{C28}.b_{eff}.h_c}{\Upsilon_b} = \frac{0.85*25*1.2*0.065*10^5}{1.5}$ = 110500 daN

$F_w = \frac{f_y}{\Upsilon_a}(h_a - 2t_f)\,t_w$ = 41184 daN

$$F_a > F_b > F_w \text{ ……}^{(6)}$$

L'axe neutre situé dans la semelle supérieure

Où :

La profondeur de l'axe neutre par rapport au fibre supérieure la plus comprimée

$$z_c = (F_a - F_b)\frac{\gamma_a}{2bf_y} + h_c + h_p \text{ …..}^{(7)}$$

$$z_c = 12.1 \text{ cm}$$

(5) EN 1994-1-1 1992 paragraphe 4.2.2.1 page 51
(6) Design handbook for braced composite steel concrete buildings according to EC4 page 146
(7) Design handbook for braced composite steel concrete buildings according to EC4 page 146

### VI.1.6.2. Inertie de la section mixte

$$I = I_A + \frac{b_{eff}.h_c^3}{12n} + \frac{A_a.(h_c+2h_p+h_a)^2}{4(1+nr_c)} \quad \ldots\ldots^{(8)}$$

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

$$I = 18828.11 \text{ cm}^4$$

### VI.1.6.3. Évaluation des charges

**1) Les charges permanentes G**

• Poids de la dalle en béton (12 cm) : G1 = 3 KN/m$^2$

• Poids de la tôle (Hi-Band55.750) : G2 = 0. 1283 KN/m$^2$

• Poids de revêtement en résine (2 mm) : G3 = 0.028 KN/m$^2$

• Poids de solive IPE300 : G4 = 0.422 KN/m$^2$

G = (G1 + G2+ G3) × d + G4 = (4 + 0.1283 + 0.028) × 1.2 + 0.361

G = 5.3486 KN/m = 534.86 daN/m

**2) Les charges d'exploitation Q**

En phase final la charge d'exploitation correspond à la charge venant d'escalier
Q = 2.5 KN/m$^2$ ……$^{(9)}$

Q = 2×d = 3 KN/m$^2$ = 300 daN/m

### VI.1.6.4. Vérification de flèche à l'ELS

$Q_{ser}$ = G + Q = 534.86 + 300 = 834.86 daN/m

$$f_{adm} = L/250$$

$$f_{adm}(\text{suivant z}) = 6000/250 = 24 \text{ mm}$$

$$f_{ser} = \frac{5}{384} * Q_{z,ser} \frac{L^4}{E*I_y} + f_l = \frac{5}{384} * 834.86 * \frac{6^4}{2.1*18828.11} * 10 + 7.37 = 11.3 \text{ mm}$$

➢ **La flèche est vérifiée**

### VI.1.6.5. Vérification de la résistance et stabilité à l'ELU

Le profilé IPE270 est de classe 1 vis-à-vis de la flexion

$Q_u$ = 1.35G + 1.5Q = 1.35*534.86 + 1.5*300 = 1172.061 daN/m

**1) Résistance en section**

$$M_{y,Ed} \leq M_{ply,rd}$$

(8) Design handbook for braced composite steel concrete buildings according to EC4 page 120
(9) DTR BC 2.2 page 21 Tableau 7.2.2

$M_{y,Ed} = \frac{Q_u * L^2}{8} = \frac{1172.061 * 6^2}{8} = 5274.275$ daN.m

$M_{ply,Rd} = F_a(\frac{h_a}{2} + \frac{h_C}{2} + h_p) - (F_a - F_b)(\frac{z_c + h_p}{2}) = 25794.063$ daN.m ……[10]

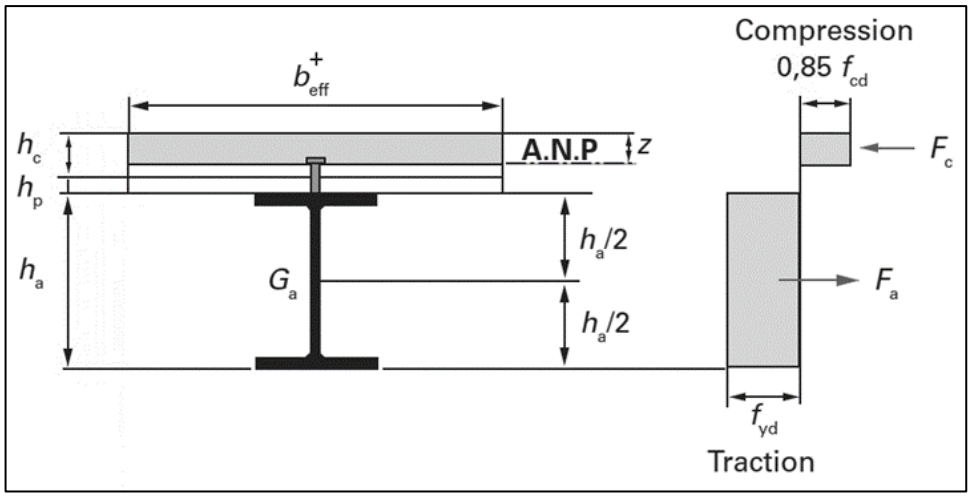



***Figure VI.6 : : géométrie de la section mixte.***

$$5274.275 \leq 25794.063$$

- **La résistance en section est vérifiée**
- **N.B :** Dans cette phase, il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la semelle supérieure est maintenue latéralement sur toute sa longueur par la dalle en béton

Selon l'Eurocode 4 page 48 paragraphe 4.1.1(7) pour les sections de classe 1,2,3 l'effet de retrait de béton est négligé

### VI.1.7. Calcul des connecteurs

Selon l'Eurocode 4 Afin qu'il y ait une connexion complète de la poutre mixte il est nécessaire que :

$$N_f \geq \frac{V_l}{P_{Rd}} \text{ ……}^{(11)}$$

Où :

$V_l$ : l'effort de cisaillement longitudinal

$P_{Rd}$ : l'effort résistant de connecteur

$N_f$ : le nombre des connecteurs

#### VI.1.7.1. Calcul de l'effort de cisaillement $V_l$

$V_l = \min\left(\frac{A_a.f_y}{\Upsilon_a} ; \frac{0.85.f_{C28}.b_{eff}.h_c}{\Upsilon_b} + \frac{A_{se}.f_{sk}}{\Upsilon_s}\right)$……[12]

[10] Design handbook for braced composite steel concrete buildings according to EC4 page 120
[11] ENV 1994-1-1 :1992 Page 102 6.1.1(2)
[12] ENV 1994-1-1 :1992 Page 105 paragraphe 6.2.1.1(1)

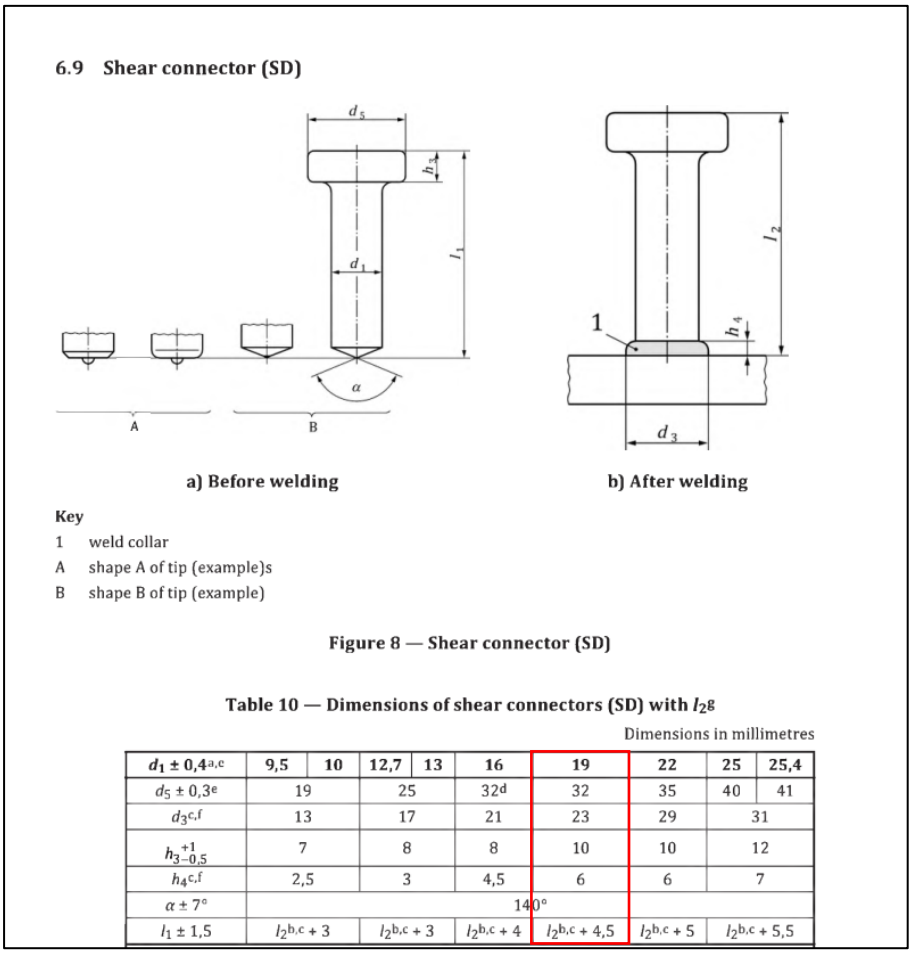
-$A_{se}$ = l'aire des armateurs longitudinales comprimé qui a été incluse dans le calcul de la résistance en flexion ($A_{se}$ = 0)

$$V_l = \min (114875 ; 110500 + 0)$$

$$V_l = 110500 \text{ daN}$$

$$P_{Rd} = \min \left(\frac{0.8 * f_u}{\Upsilon_v} \frac{\pi . d^2}{4} ; 0.29 \alpha d^2 . \frac{\sqrt{f_{c28} . E_{cm}}}{\Upsilon_v}\right) \ldots\ldots^{(13)}$$

On opte pour un connecteur de cisaillement de diamètre d=19mm ……(14)



6.9 Shear connector (SD)

a) Before welding

b) After welding

Key
1 weld collar
A shape A of tip (example)s
B shape B of tip (example)

Figure 8 — Shear connector (SD)

Table 10 — Dimensions of shear connectors (SD) with $l_2$[g]

Dimensions in millimetres

| $d_1 \pm 0{,}4$[a,e] | 9,5 | 10 | 12,7 | 13 | 16 | 19 | 22 | 25 | 25,4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $d_5 \pm 0{,}3$[e] | 19 | | 25 | | 32[d] | 32 | 35 | 40 | 41 |
| $d_3$[c,f] | 13 | | 17 | | 21 | 23 | 29 | 31 | |
| $h_{3\,-0,5}^{+1}$ | 7 | | 8 | | 8 | 10 | 10 | 12 | |
| $h_4$[c,f] | 2,5 | | 3 | | 4,5 | 6 | 6 | 7 | |
| $\alpha \pm 7°$ | 140° | | | | | | | | |
| $l_1 \pm 1{,}5$ | $l_2$[b,c] + 3 | | $l_2$[b,c] + 3 | | $l_2$[b,c] + 4 | $l_2$[b,c] + 4,5 | $l_2$[b,c] + 5 | $l_2$[b,c] + 5,5 | |

***Figure VI.7 : Connecteurs de cisaillement.***

-$d_1$ = 19 mm

-$d_S$ = 32 mm

-$l_2$ = 95 mm

(13) ENV 1994-1-1 :1992 Page 108 paragraphe 6.3.2.1
(14) ISO 13918 2017 page 13

$\frac{0.8*f_u}{\Upsilon_v}\frac{\pi.d^2}{4}$ = 7802.708 daN , avec d = $d_1$ et $f_u$ = 430 MPa

$0.29\alpha d^2.\frac{\sqrt{f_{c28}.E_{cm}}}{\Upsilon_v}$ = 7491.007 daN , avec α = 1 « $l_2/d_1 > 4$ »

$P_{Rd}$ = 7491.007 daN

- L'effort résistant doit être corrigé avec un coefficient, dans le cas où les nervures sont perpendiculaires aux solives. $k_t = \left(\frac{0.7}{\sqrt{N_r}}\right).\left(\frac{b_0}{h_p}\right).(\frac{l_2}{h_p} - 1)$ ……[15]

Où :

- Nr : Nombre de goujon par nervure « on prend Nr = 1 »

- $b_0$ : Largeur de la nervure « $b_0$ = 88.5 mm »

Ainsi :

$k_t$ = 0.82

**VI.1.7.2. Nombre des connecteurs $N_f$ et espacement des connecteurs S**

$$\rightarrow N_f \geq \frac{V_l}{P_{Rd}} = 17.99$$

18 connecteurs seront fixés par longueur critique par solive

Longueur critique : Lc = $\frac{l_0}{2}$ = 3 m

Espacement des connecteurs : S = $\frac{L_c}{N_f - 1} = \frac{300}{36-1}$ = 17.14 cm

36 connecteurs seront fixés par solive avec un espacement de 16.5 cm

[15] ENV 1994-1-1 :1992 Page 109 paragraphe 6.3.3.2(1)

## VI.2. Etude d'escalier

### VI.2.1. Définition

Un escalier est un élément architectural qui permet de relier deux niveaux différents en franchissant une dénivellation. Il est composé d'une suite régulière de marches et peut inclure des paliers, des rampes et une structure porteuse (en béton, acier ou bois).

### VI.2.2. Composantes principales de l'escalier

**- Limon** : C'est la pièce inclinée sur laquelle reposent les marches d'un escalier, un peu comme l'ossature qui soutient tout.

**- Marche** : C'est la partie horizontale sur laquelle on pose le pied quand on monte ou descend l'escalier.

**- Contremarche** : C'est la partie verticale entre deux marches, elle ferme l'espace et donne de la solidité.

**- Garde-corps** : C'est la barrière de protection placée sur le côté d'un escalier pour éviter les chutes.

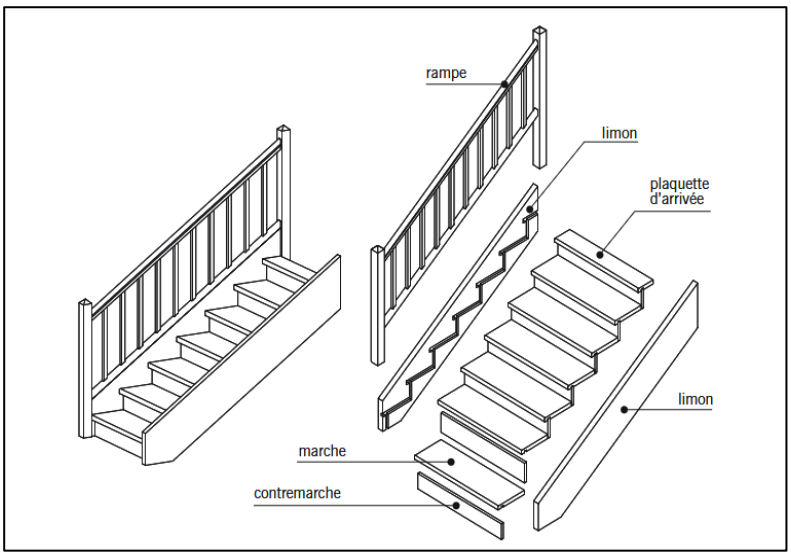



*Figure VI.8 : Composantes de l'escalier.*

### VI.2.3. Caractéristique géométrique de la cage d'escalier

-Hauteur d'étage : H = 3.4 m

- Hauteur de contre marche : 16.5 cm ≤ h ≤ 18.5 cm

- Largeur de marche « giron » : 27 cm ≤ g ≤ 30 cm

Selon la formule de RONDELET : 60 cm ≤ 2h + g ≤ 66 cm

On admet une hauteur de contre marche : **h = 17 cm**, alors le nombre des contre marches (n) est : $n = \frac{H}{h} = 20$ contre marches

Donc le nombre de marches est : n'= 18 marches

On admet une largeur de marche : **g = 30 cm**

$$60 \text{ cm} \leq 2*17 + 30 \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$ , Condition vérifié

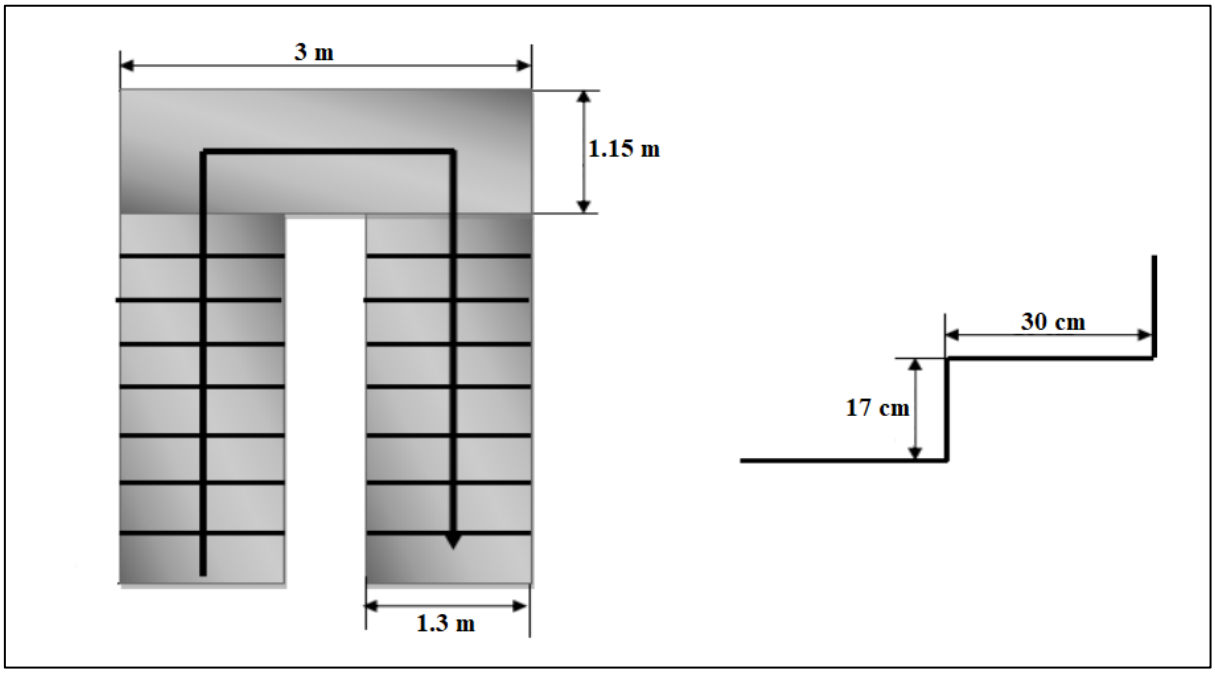



*Figure VI.9 : géométrie de l'escalier.*

### VI.2.4. Vérification des cornières du supports

#### VI.2.4.1. Évaluation des charges

**1) Les charges permanentes G**

- Tôle striée ép = 5 mm : G1 = 0.4KN/m$^2$
- Mortier de pose (2cm) : G1 = 0.4KN/m$^2$
- Poids de revêtement en résine : G3 = 0.028 KN/m$^2$
- Poids de la cornière 40×40×4 : G4 = 0.0242 KN/m

G = (G1 + G2 + G3)×g + G4 = 0.2726 KN/m

**2) Les charges d'exploitation Q**

Q = 2.5 KN/m$^2$……[16]

- $Q_{ser}$ = G + Q×g = 102.26 daN/m
- $Q_u$ = 1.35G +1.5Q×g = 149.301 daN/m

*Tableau VI.3 : Caractéristiques de cornière 40*40*4.*

| G (kg/ml) | h = b (mm) | t (mm) | A (cm$^2$) | $I_y = I_z$ (cm$^4$) | $i_y = i_z$ (cm) | $W_{el,y} = W_{el,z}$ (cm$^3$) | $A_{vz}$ (cm$^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.42 | 40 | 4.0 | 3.08 | 4.47 | 0.121 | 1.55 | 1.6 |

**N.B :** les cornières sont encastrées sur les limons

[16] DTR BC 2.2 page 21 Tableau 7.2.2

### VI.2.4.2. Vérification à l'ELS

$$f_{cal} \leq f_{adm} = L/250 = 5.2 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = \frac{1}{384}\frac{Q_{ser}L^4}{E*I_y} = 0.81 \text{ mm}$$

➢ La flèche est vérifiée

### VI.2.4.3. Vérification à l'ELU

• $M_{ed} = \frac{Q_u.L^2}{12} = 21.027$ daN.m

• $V_{ed} = \frac{Q_u.L}{2} = 97.046$ daN

**1) Classification de section**

$\frac{h}{t} = 10 \leq 15\varepsilon$

$\frac{b+h}{2t} = 10 \leq 11.5\ \varepsilon$

La cornière est de classe 3 vis-à-vis de la flexion

**2) Résistance en section**

$$M_{ed} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el}f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el}f_y}{\gamma_{M0}} = 38.75 \text{ daN.m}$$

$$21.027 \leq 38.75$$

➢ La résistance en section est vérifiée

**3) Vérification d'effort tranchant**

$$V_{ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v.f_y}{\gamma_{M0}.\sqrt{3}} = 2309.4 \text{ daN}$$

$\frac{V_{y,Ed}}{V_{ply,Rd}} = 0.042 \leq 0.5$ ➔ Le moment plastique résistant n'est pas réduit sous l'effet de l'effort tranchant

### VI.2.5. Vérification de limon

#### VI.2.5.1. Calcul de hauteur du limon nécessaire

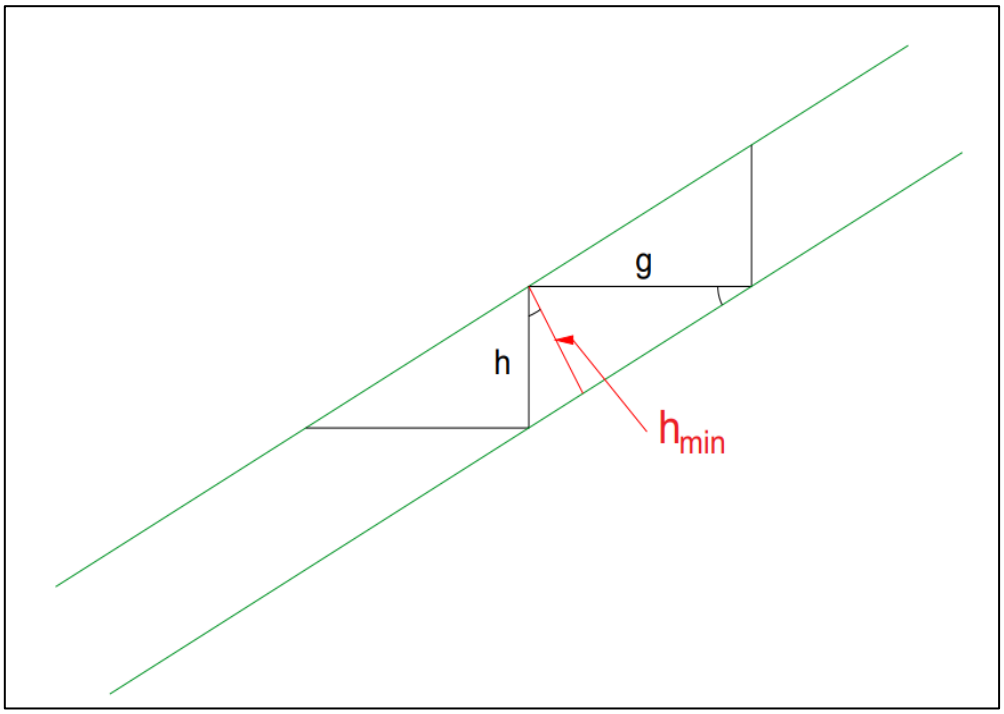



*Figure VI.10 : Hauteur minimale du limon.*

$\alpha = \arctan(\frac{h}{g}) = 29.54$

$h_{min} = h*\cos(\alpha) = 14.8$ cm

Pour mesures de sécurité on admet une **UPN 180**

#### VI.2.5.2. Évaluation des charges

**1) Les charges permanentes G**

- Poids propre de garde-corps : G1 = 0.6 KN/m
- Charges venant des cornières « 2 cornières » : G2 : 0.2968 KN/m
- Poids propre de limons UPN 180 : 0.188 KN/m

**2) Les charges d'exploitation Q**

- Charges venant des cornières « 2 cornières » : Q1 = 1.923 KN/m
- Charges horizontale sur garde-corps : Q2 = 0.6 KN/m

**N.B :** Pour la poutre palière on utilise le profilé IPE 400

**Pour la vérification des limons et du poutre palière in utilise l'logiciel robot**

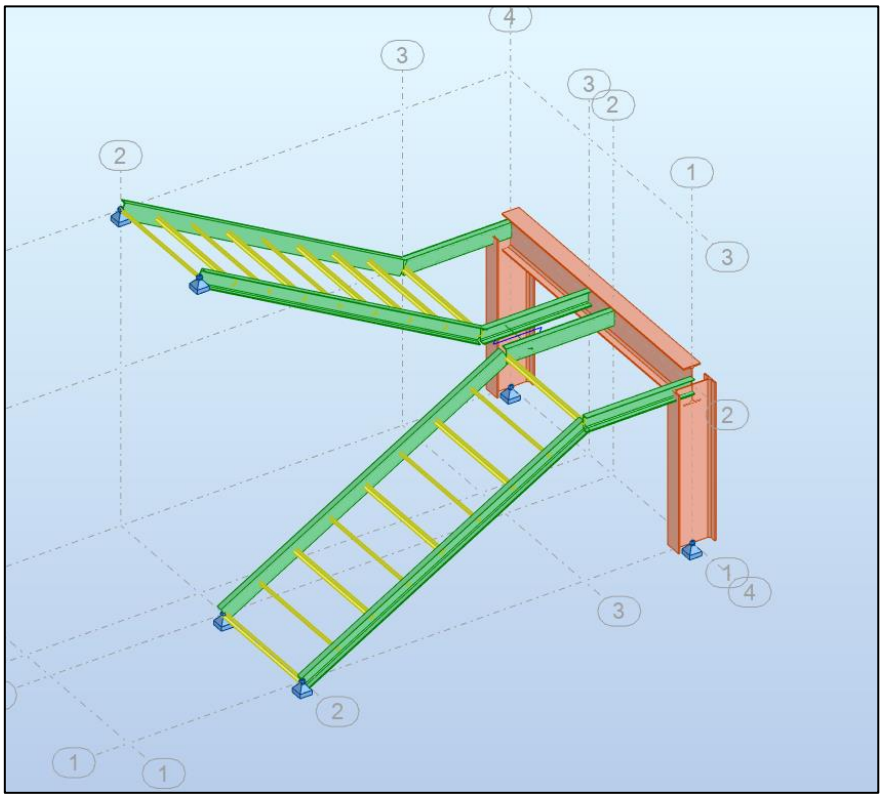


*Figure VI.11 : Model d'escalier sur Robot.*

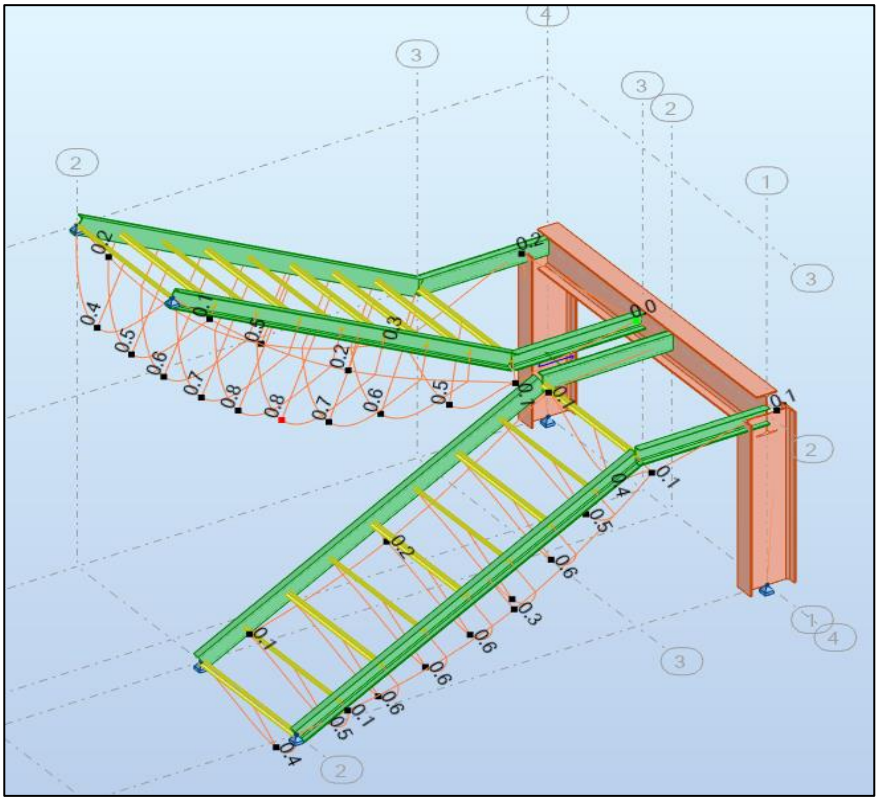


*Figure VI.12 : Visualisation des flèches sur Robot.*

**La note du calcul du limon le plus sollicité est présenté ci-dessous**

# CALCUL DES STRUCTURES ACIER

---

**NORME:** *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

---

**FAMILLE:**
**PIECE:** 35 Limons_35 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.000 m

---

**CHARGEMENTS:**
*Cas de charge décisif:* 3 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

---

**MATERIAU:**
S 275 ( S 275 ) fy = 275.00 MPa

---



**PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 180**

| | | | |
|---|---|---|---|
| h=18.00 cm | gM0=1.10 | gM1=1.10 | |
| b=7.00 cm | Ay=16.946 cm2 | Az=14.516 cm2 | Ax=27.826 cm2 |
| tw=0.80 cm | Iy=1353.610 cm4 | Iz=113.539 cm4 | Ix=8.741 cm4 |
| tf=1.10 cm | Wply=179.079 cm3 | Wplz=43.041 cm3 | |

---

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| N,Ed = 1838.961 daN | My,Ed = -527.394 daN*m | Mz,Ed = -172.309 daN*m | Vy,Ed = -441.611 daN |
| Nc,Rd = 69565.750 daN | My,Ed,max = -1064.317 daN*m | | Mz,Ed,max = -172.309 daN*m |
| Nb,Rd = 14051.001 daN | Vy,T,Rd = 22553.701 daN | | |
| daN*m | My,c,Rd = 4476.975 daN*m | | Mz,c,Rd = 1076.015 daN*m |
| | Vz,Ed = -667.082 daN | | |
| | MN,y,Rd = 4473.846 daN*m | | MN,z,Rd = 1075.263 daN*m |
| | Vz,T,Rd = 19778.326 daN | | |
| | Mb,Rd = 1929.822 daN*m | | Tt,Ed = 21.475 daN*m |
| | | | Classe de la section = 1 |

---

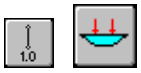


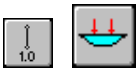

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| z = 0.00 | Mcr = 4271.885 daN*m | Courbe,LT - d | XLT = 0.43 |
| Lcr,low=3.448 m | Lam_LT = 1.07 | fi,LT = 1.41 | |

---

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**


en y:


en z:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ly = 3.448 m | Lam_y = 0.57 | Lz = 3.448 m | Lam_z = 1.97 |
| Lcr,y = 3.448 m | Xy = 0.80 | Lcr,z = 3.448 m | Xz = 0.20 |
| Lamy = 49.44 | kyy = 1.10 | Lamz = 170.70 | kyz = 0.86 |

---

**FORMULES DE VERIFICATION:**
***Contrôle de la résistance de la section:***
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 1.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.28 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.19 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.14 < 1.00 (6.2.6)
***Contrôle de la stabilité globale de la barre:***

Lambda,y = 49.44 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 170.70 < Lambda,max = 210.00 STABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.55 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.78 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.61 < 1.00 (6.3.3.(4))

---

**DEPLACEMENTS LIMITES**



***Flèches (REPERE LOCAL):***

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 1.4 cm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 4 G+Q (1+2)*1.00
uz = 0.3 cm < uz max = L/250.00 = 1.4 cm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 4 G+Q (1+2)*1.00
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 1.4 cm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 1*2
u inst,z = 0.2 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 1.4 cm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 1*2



***Déplacements (REPERE GLOBAL):***

vx = 0.2 cm < vx max = L/250.00 = 1.4 cm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 4 G+Q (1+2)*1.00
vy = 0.1 cm < vy max = L/250.00 = 1.4 cm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 4 G+Q (1+2)*1.00

---

***Profil correct !!!***

**La note du calcul de poutre palière « en IPE 400 » est présenté ci-dessous**

# CALCUL DES STRUCTURES ACIER

---

**NORME:** *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

---

**FAMILLE:**
**PIECE:** 17 Poutre Palière_17 **POINT:** 10 **COORDONNEE:** x = 0.57 L = 1.700 m

---

**CHARGEMENTS:**
*Cas de charge décisif:* 3 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

---

**MATERIAU:**
S 275 ( S 275 ) fy = 275.00 MPa

---



**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400**

| | | | |
|---|---|---|---|
| h=40.00 cm | gM0=1.10 | gM1=1.10 | |
| b=18.00 cm | Ay=55.998 cm2 | Az=42.695 cm2 | Ax=84.464 cm2 |
| tw=0.86 cm | Iy=23128.400 cm4 | Iz=1317.820 cm4 | Ix=46.800 cm4 |
| tf=1.35 cm | Wply=1307.260 cm3 | Wplz=229.008 cm3 | |

---

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| N,Ed = 9.713 daN | My,Ed = 172.674 daN*m | Mz,Ed = 523.709 daN*m | Vy,Ed = -1846.753 daN |
| Nc,Rd = 211159.000 daN | My,Ed,max = 189.634 daN*m | | Mz,Ed,max = 523.709 |
| daN*m | Vy,T,Rd = 80400.905 daN | | |
| Nb,Rd = 143020.511 daN | My,c,Rd = 32681.500 daN*m | | Mz,c,Rd = 5725.200 |
| daN*m | Vz,Ed = -75.285 daN | | |
| | MN,y,Rd = 32681.500 daN*m | | MN,z,Rd = 5725.200 |
| daN*m | Vz,T,Rd = 61418.283 daN | | |
| | Mb,Rd = 25382.990 daN*m | | Tt,Ed = 6.555 daN*m |
| | | | Classe de la section = 1 |

---

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| z = 0.00 | Mcr = 70840.785 daN*m | Courbe,LT - b | XLT = 0.78 |
| Lcr,upp=3.000 m | Lam_LT = 0.71 | fi,LT = 0.84 | |

---

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y: en z:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ly = 3.000 m | Lam_y = 0.21 | Lz = 3.000 m | Lam_z = 0.87 |
| Lcr,y = 3.000 m | Xy = 1.00 | Lcr,z = 3.000 m | Xz = 0.68 |
| Lamy = 18.13 | kzy = 0.52 | Lamz = 75.95 | kzz = 1.00 |

---

**FORMULES DE VERIFICATION:**

***Contrôle de la résistance de la section:***

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.09 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)

***Contrôle de la stabilité globale de la barre:***

Lambda,y = 18.13 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 75.95 < Lambda,max = 210.00 STABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.01 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.07 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.10 < 1.00 (6.3.3.(4))

---

**DEPLACEMENTS LIMITES**

***Flèches (REPERE LOCAL):***

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 1.2 cm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 4 G+Q (1+2)*1.00
uz = 0.0 cm < uz max = L/250.00 = 1.2 cm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 4 G+Q (1+2)*1.00
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 1.2 cm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 1*2
u inst,z = 0.0 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 1.2 cm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 1*2

***Déplacements (REPERE GLOBAL):***

vx = 0.2 cm < vx max = L/250.00 = 1.2 cm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 4 G+Q (1+2)*1.00
vy = 0.0 cm < vy max = L/250.00 = 1.2 cm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 4 G+Q (1+2)*1.00

---

***Profil correct !!!***

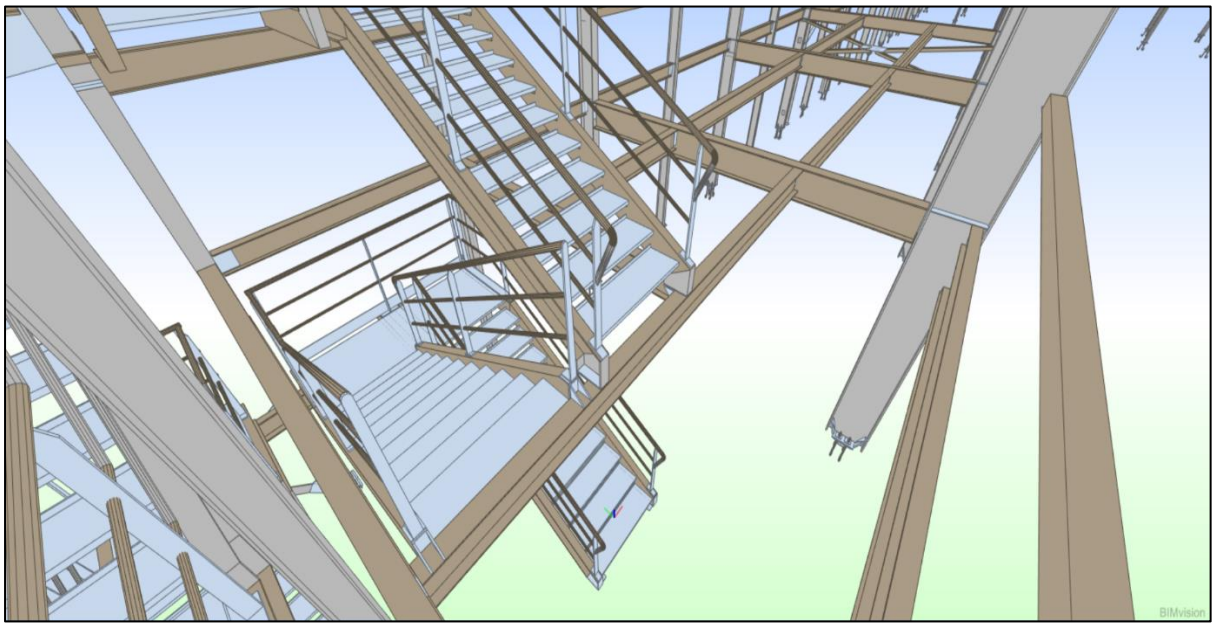


*Figure VI.11 : Visualisation du plancher et d'escalier avec BIMvision.*

# CHAPITRE VII
# MODELISATION ET ANALYSE DE LA STRUCTURE

## VII.1. Introduction

Les actions environnementales telles que les séismes et le vent représentent des menaces majeures qui peuvent impacter la stabilité et la résistance des structures. Pour garantir la fiabilité des ouvrages face à ces sollicitations, il est indispensable de procéder à une analyse dynamique et statique rigoureuse, conformément aux normes en vigueur. Cette démarche permet d'évaluer le comportement de la structure sous différentes combinaisons de charges, d'identifier les éventuelles faiblesses et de proposer des solutions structurales adéquates. L'objectif est de limiter les risques pour les occupants, de minimiser les pertes matérielles et d'assurer la pérennité des infrastructures, même en cas d'événements extrêmes.

## VII.2. But de l'analyse de la structure

L'analyse de la structure vise à étudier sa réponse sous l'effet de diverses actions, notamment les charges permanentes, les charges d'exploitation, les actions sismiques et environnementales. Pour ce faire, un modèle numérique a été élaboré à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis 2019**, en se référant aux règlements applicables, notamment le **RPA 2024** pour l'action sismique

La modélisation permet d'identifier les propriétés dynamiques (périodes propres, modes de vibration) et d'évaluer la réponse globale de la structure aux différentes sollicitations.

L'utilisation d'outils informatiques performants facilite l'obtention de résultats fiables, indispensables pour concevoir une structure stable, résistante et conforme aux exigences réglementaires.

## VII.3. Recommandation pour les joints

Afin de respecter les prescriptions techniques relatives aux joints de dilatation dans les structures métalliques, la structure, d'une longueur totale de 222 mètres, a été divisée en trois blocs indépendants de 108 mètres, 54 mètres et 60 mètres. Ce découpage a été réalisé conformément aux recommandations du **CTICM** (Centre Technique Industriel de la Construction Métallique), qui préconise une **longueur maximale de 150 mètres sans joint de dilatation** pour les structures en acier. Cette démarche permet d'assurer la conformité réglementaire et de garantir la fiabilité de l'ouvrage.

## VII.4. Profilés optés pour la modélisation

***Tableau VII.1 : Profilés opté pour la modélisation.***

| | |
|---|---|
| **Poteaux** | PRS 900-20/300-25 |
| **Traverses** | PRS 900-20/300-25 |
| **Pannes** | IPE 160 |
| **Panne sablière** | 1PE 270 |
| **Potelets** | IPE 360 / IPE 330 |
| **Lisses** | UPN 120 |
| **Liernes** | L 40*4 |
| **Poutre de roulement** | HEA 280 |
| **Palle pour le pont roulant** | IPE 400 |
| **Console pour le pont roulant** | IPE 600 |
| **Solives du plancher** | IPE 270 |

| | |
|---|---|
| **Poutre de plancher** | IPE 400 |
| **Cornières de supports** | L 40*4 |
| **Limon** | UPN 180 |
| **Poutre Palière** | IPE 400 |
| **Stabilité** | L 120*12 |
| **Palle stabilité** | HEA 240 |
| **Poteaux entre bloc « 1 et 2 »** | IPE 400 |
| **Poteaux entre bloc « 2 et 3 »** | IPE 330 |
| **Poteaux pour plancher et escalier** | HEA 140 |
| **Acrotère** | IPE 240 |

**N.B :** Pour la pose de bardage dans le sens de long pan on ajout des poteau intermédiaires « entre chaque file de portique »

***Tableau VII.2 : Profilés opté pour la modélisation.***

| | |
|---|---|
| **Poteaux intermédiaire bloc 1** | IPE 360 |
| **Poteaux intermédiaire bloc 2** | IPE 270 |
| **Poteaux intermédiaire bloc 3** | IPE 270 |

## VII.5. Modélisation de la structure

### VII.5.1. Définition de d'unités et matériaux

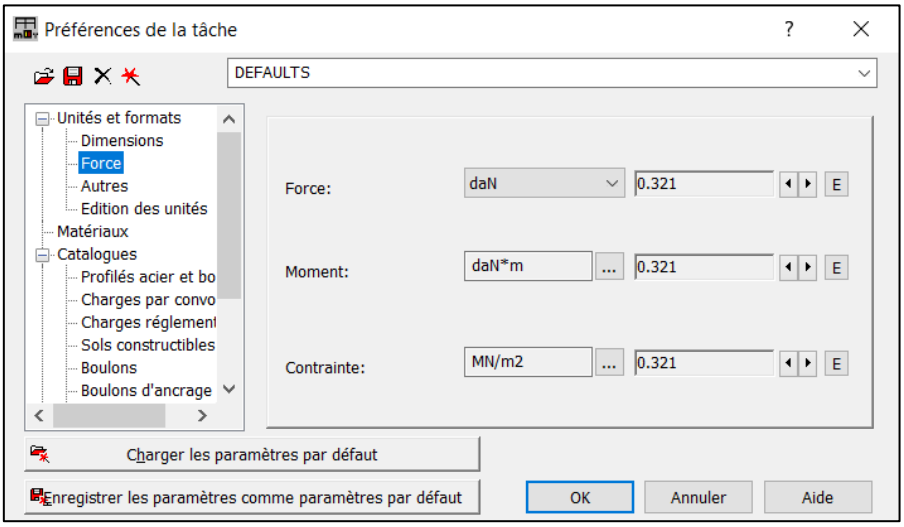



***Figure VII.1 : Unités utilisées dans la modélisation.***

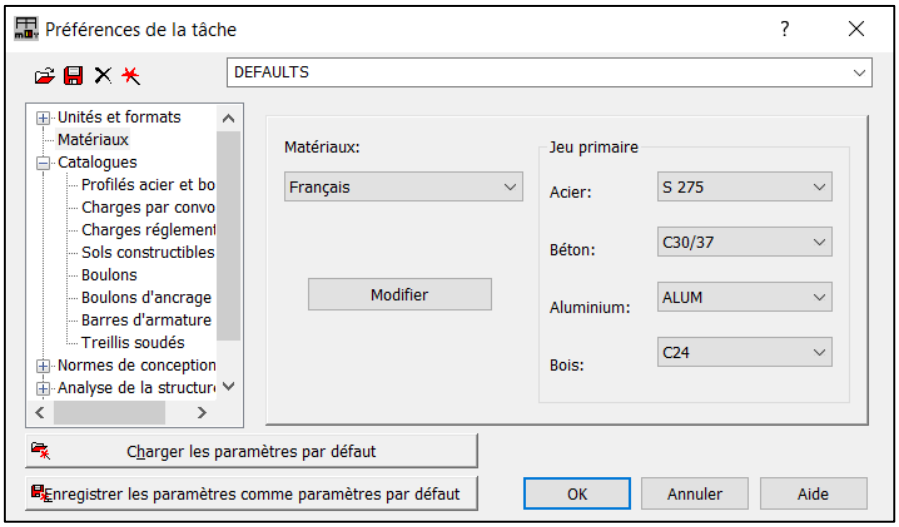



*Figure VII.2 : Matériaux utilisées dans la modélisation.*

## VII.5.2. Définition des normes de conception

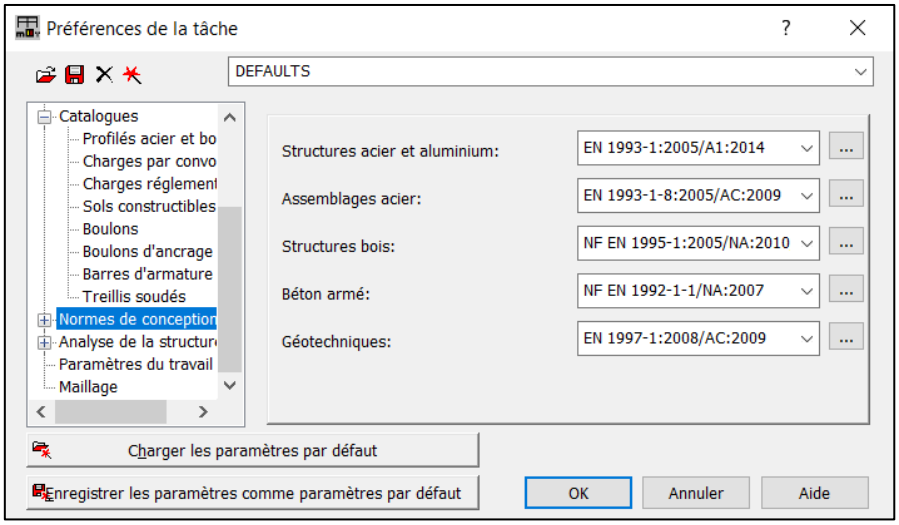



*Figure VII.3 : Normes utilisées dans la modélisation.*

## VII.5.3. Modèle finale de la structure

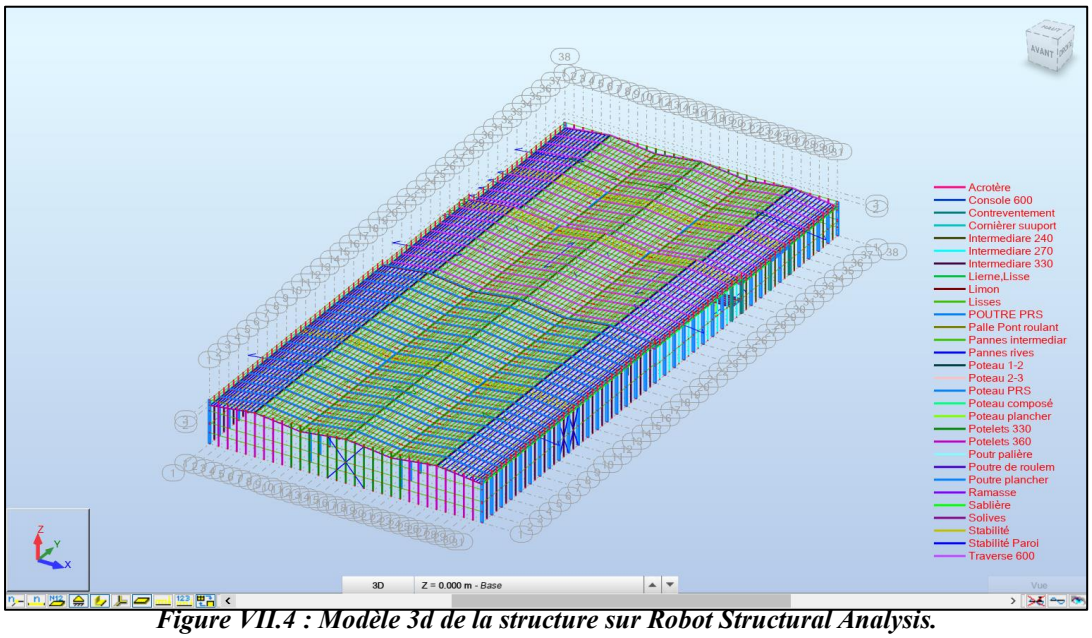



*Figure VII.4 : Modèle 3d de la structure sur Robot Structural Analysis.*

## VII.6. Classification de la structure

La classification des structures selon leurs importance est la première étape et la plus importante dans la conception parasismique, elle détermine les exigences réglementaires et les méthodes d'analyse adaptées au type de bâtiment, en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'usage, la hauteur et la ductilité de la structure. Une classification incorrecte peut entraîner des risques majeurs lors d'un séisme, rendant cette étape cruciale pour la stabilité globale de l'ouvrage.

Notre structure est un hangar industriel classée en Groupe 2, donc il s'agit d'un bâtiment d'importance moyenne……[1]

Selon le règlement parasismique Algérien le poids sismique total du bâtiment

$$\mathbf{W = W_G + \Psi W_Q} \ldots\ldots^{(2)}$$

Avec : - WG = le poids du aux charges permanentes

- WQ = charges d'exploitation

- Ψ = coefficient d'accompagnement pour les charges d'exploitation Ψ = 0.5 ……[3]

## VII.7. Paramètres de calcul des forces sismiques

### VII.7.1. Coefficient d'importance « I »

Pour notre structure le coefficient d'importance **I = 1** ……[4]

### VII.7.2. Le coefficient d'accélération de zone « A »

Pour notre structure le coefficient d'accélération de zone **A = 0.2** ……[5]

### VII.7.3. Le coefficient de comportement « R »

Le système de contreventement dans le sens de long pan est une ossature avec palées de contreventement à barres centrées en X, Donc $\mathbf{R_y} = 4^{(b)}$ ……[6]

Le système de contreventement dans le sens de pignon est une ossature en portiques sans remplissage isolé, Donc $\mathbf{R_x} = 6.5^{(a)}$ ……[7]

### VII.7.4. Facteur de qualité « $Q_F$ »

***Tableau VII.3 : Observation du facteur de qualité.***

| | |
|---|---|
| Régularité en plan | Vérifiée |
| Régularité en élévation | Vérifiée |
| Condition minimale sur le nombre d'étages | Non Vérifiée |
| Condition minimale sur les travées | Vérifiée |

[1] DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 60 paragraphe 3.4
[2] DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 79 paragraphe 4.2.3 (4.3)
[3] DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 80 Tableau 4.2
[4] DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 61 Tableau 3.11
[5] DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 51 Tableau 3.3
[6] DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 69 Tableau 3.18
[7] DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 69 Tableau 3.18

Les pondérations $\mathbf{P_q}$ définies sont appliquées à chaque configuration de système de contreventement

Les valeurs des pondérations sont données dans le DTR BC 2.48 (RPA 2024) Tableau 3.19 page 73

### VII.7.4.1. Facteur de qualité dans le sens de long pan

Pour le sens de long pan on applique les pondérations de catégorie b (la redondance en plan est non vérifiée)

$$\mathbf{Q_F} = 1 + 0.0 = 1.0$$

### VII.7.4.2. Facteur de qualité dans le sens de pignon

Pour le sens de pignon on applique les pondérations de catégorie a (la condition minimale sur le nombre d'étages est non vérifiée)

$$\mathbf{Q_F} = 1 + 0.2 = 1.2$$

## VII.8. Analyse sismique par bloc

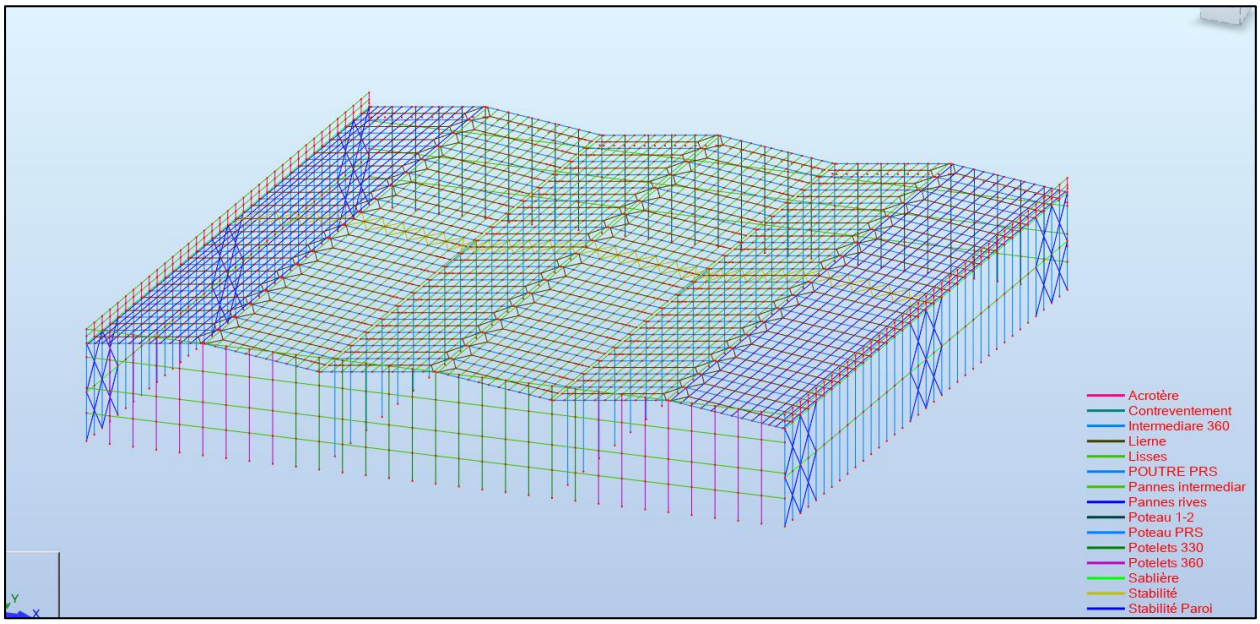



***Figure VII.5 : Bloc 1.***

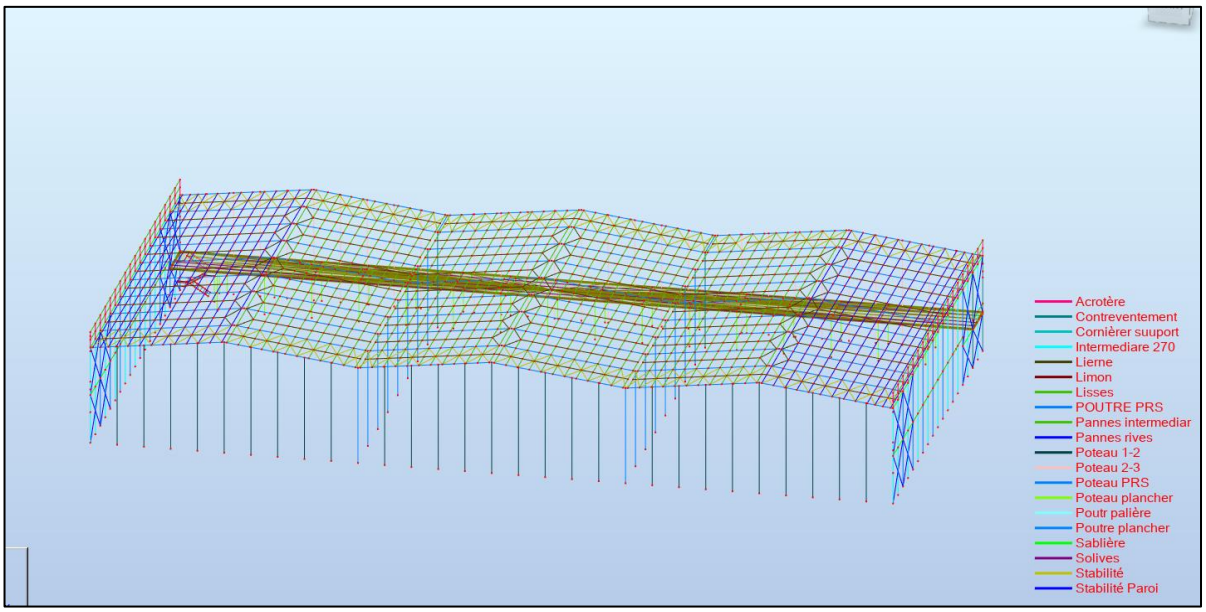



***Figure VII.6 : Bloc 2.***

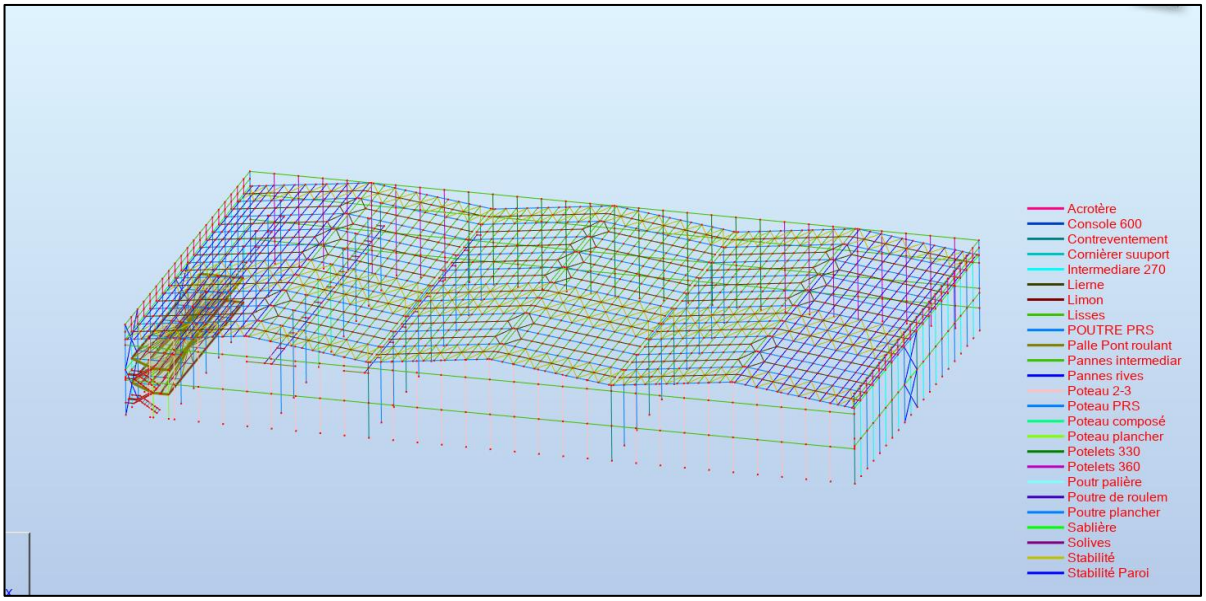



***Figure VII.7 : Bloc 3.***

### VII.8.1. Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente est une approche simplifiée permettant d'évaluer les forces sismiques agissant sur une structure. Elle consiste à remplacer l'action dynamique du séisme par un ensemble de forces statiques horizontales équivalentes, réparties sur la hauteur de la structure. Ces forces sont calculées de manière à approximer les effets maximaux de la réponse dynamique de la structure lors d'un séisme.

La force sismique appliquée à la base de la structure selon la méthode statique équivalente est donné par la formule suivante :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0).W \quad \ldots\ldots^{(8)}$$

(8) DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 79 paragraphe 4.2.3 (4.1)

Où :

$T_0$ : Période fondamentale de la structure (DTR BC 2.48 (RPA 2024) paragraphe 4.2.4 page 81 Tableau 4.4)

$\lambda$ : Coefficient de correction (DTR BC 2.48 (RPA 2024) paragraphe 4.2.3 page 79 (4.2))

### VII.8.1.1. Estimation de la période fondamentale

$$T_{empirique} = C_T(h_N)^{3/4} \ldots\ldots^{(9)}$$

Avec:

- $C_T$ : Coefficient en fonction de système de contreventement = 0.085 ……[10]

- $h_N$ : Hauteur de la structure

Alors:

***Tableau VII.4 : Périodes empiriques et fondamentales par bloc.***

| Bloc | $T_{empirique}$ (S) | $T_{fondamentale}$ (S) |
|---|---|---|
| 1 | 0.683 | 1.94 |
| 2 | 0.634 | 1.2 |
| 3 | 0.566 | 0.88 |

Selon le RPA 2024 la période $T_0$ utilisée = $\begin{cases} T_0 = T_{calcul}\,, si\ T_{calcul} < 1.3\ T_{empirique} \\ T_0 = 1.3 T_{empirique}\,, si\ T_{calcul} \geq 1.3\ T_{empirique} \end{cases}$ (11)

Donc :

***Tableau VII.5 : Périodes de calcul par bloc.***

| Bloc | $T_0$ (S) |
|---|---|
| 1 | 0.888 |
| 2 | 0.824 |
| 3 | 0.736 |

### VII.8.1.2. Paramètres du site

Pour la zone sismique IV et pour un sol de catégorie $S_3$ le coefficient de site **S** et les périodes $T_1$ ,$T_2$ et $T_3$ sont les suivants ……[12]

***Tableau VII.6 : Paramètres du site.***

| **S** | **$T_1$ (s)** | **$T_2$ (s)** | **$T_3$ (s)** |
|---|---|---|---|
| 1.3 | 0.15 | 0.6 | 2.0 |

[9] DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 80 paragraphe 4.2.4 (4.4)
[10] DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 80 Tableau 4.3
[11] DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 81 Tableau 4.4
[12] DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 53 Tableau 3.4

### VII.8.1.3. Spectre de calcul

$$\frac{S_{ad}}{g} = \begin{cases} A.I.S.\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1}\left(2.5\frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3}\right)\right], si\ 0 \le T \le T_1 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right], si\ T_1 \le T \le T_2 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right]\left[\frac{T_2}{T}\right], si\ T_2 \le T \le T_3 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right]\left[\frac{T_2.T_3}{T^2}\right], si\ T_3 \le T \le 4s \end{cases} \quad \ldots\ldots^{(13)}$$

Alors pour notre structure $\boldsymbol{T_2 \le T \le T_3}$

***Tableau VII.7 : Accélérations des blocs par rapport à l'accélération de pesanteur.***

| Bloc | $\frac{S_{ad}}{g}$ (Sens de long pan) | $\frac{S_{ad}}{g}$ (Sens de pignon) |
|---|---|---|
| **1** | 0.115 | 0.081 |
| **2** | 0.124 | 0.087 |
| **3** | 0.139 | 0.097 |

### VII.8.1.4. Estimation de la force sismique à la base

Les masses sismiques sont obtenues à l'aide du logiciel Robot, représentant la réaction verticale totale sous la combinaison G + 0.5Q.

***Tableau VII.8 : Masses sismiques par bloc.***

| Bloc | Masse sismique (T) |
|---|---|
| **1** | 1520.502 |
| **2** | 1070.360 |
| **3** | 1156.755 |

***Tableau VII.9 : Efforts tranchants statiques à la base.***

| Bloc | V (sens de long pan) (KN) | V (sens de pignon) (KN) |
|---|---|---|
| **1** | 1748.575 | 1231.605 |
| **2** | 1327.246 | 931.213 |
| **3** | 1607.889 | 1122.052 |

### VII.8.2. Méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est une approche dynamique qui permet d'évaluer la réponse sismique d'une structure en tenant compte de ses modes propres de vibration. Cette méthode offre une meilleure précision que la méthode statique équivalente, notamment pour les structures irrégulières ou de grande hauteur, en capturant les effets dynamiques associés à plusieurs modes de vibration.

(13) DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 57 paragraphe 3.3.3 (3.15)

### VII.8.2.1. Spectres de réponse sur Robot

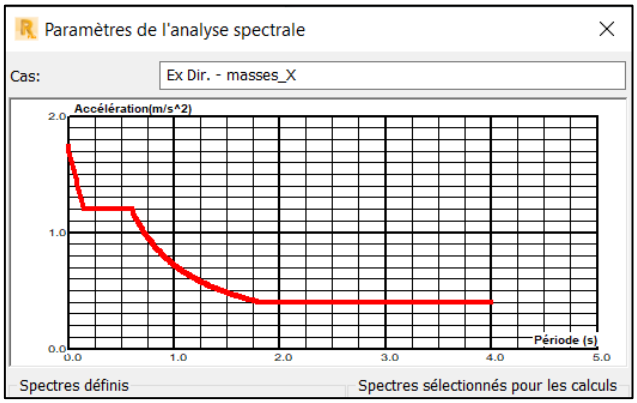



*Figure VII.9 : Spectre de réponse Ex.*

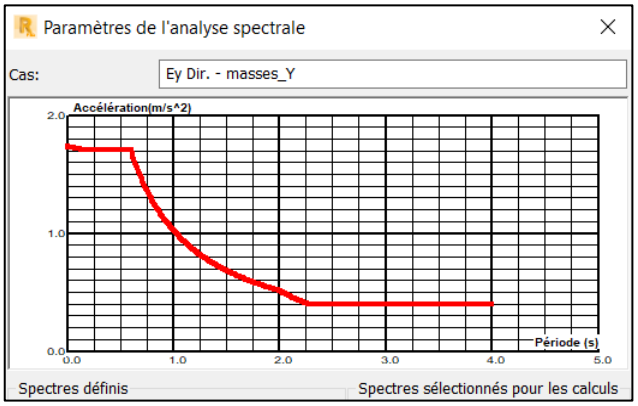



*Figure VII.8 : Spectre de réponse Ey.*

### VII.8.2.2. Force sismique à la base

*Tableau VII.10 : Efforts tranchants dynamiques à la base.*

| Bloc | $V_{(y)}$ (KN) | $V_{(x)}$ (KN) |
|---|---|---|
| **1** | 696.7 | 867.0 |
| **2** | 611.381 | 708.66 |
| **3** | 1135.716 | 946.275 |

### VII.8.3. Comparaison Vent/Séisme

Le tableau suivant résume les efforts tranchants à la base de la structure sous les différentes sollicitations (Vent, Séisme par méthode statique équiv, et Séisme par méthode spectrale), les résultats ont montré que la charge du vent est nettement supérieure pour l'ensemble des blocs.

*Tableau VII.11 : Comparaison Vent/Séisme.*

| Bloc | Sollicitation | V (kN) (stat. Equiv.) | V (kN) (modèle num.) | V (kN) vent |
|---|---|---|---|---|
| 1 | X | 985.3 | 867.0 | **2373.4** |
| | Y | 1398.86 | 696.7 | **2088.14** |
| 2 | X | 744.97 | 708.66 | **994.22** |
| | Y | 1061.797 | 611.381 | **2404.67** |
| 3 | X | 897.642 | 946.275 | **1066.6** |
| | Y | 1286.311 | 1135.716 | **2109.21** |

Nous allons donc poursuivre notre analyse et nos calculs sous le cas le plus défavorable de la charge du vent.

### VII.8.4. Vérification des déplacements

#### VII.8.4.1. Vérification des déplacements horizontales

Selon le règlement CCM97, pour les bâtiments industriels, le déplacement horizontal maximale sous l'effet du vent est limité à

$$\delta_{max} = h/125 \ldots\ldots^{(14)}$$

Les résultats des déplacements horizontales maximales obtenus à l'aide du logiciel Robot sont résumés dans le tableau suivant

***Tableau VII.12 : Vérification des déplacements horizontales maximales par bloc.***

| Bloc | h (m) | $\delta_{max}$ (mm) | $\delta_{cal}$ (mm) | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 14.05 | 112.4 | 78.185 | Vérifiée |
| 2 | 12.55 | 100.4 | 76.82 | Vérifiée |
| 3 | 10.5 | 84 | 76.9 | Vérifiée |

#### Vérification des déplacements Verticales

Selon le règlement CCM97, pour les bâtiments industriels, le déplacement vertical maximale est limité à

$$\delta_{max} = L/200 \ldots\ldots^{(14)}$$

Les résultats des déplacements horizontales maximales obtenus à l'aide du logiciel Robot sont résumés dans le tableau suivant

***Tableau VII.13 : Vérification des déplacements verticales maximales par bloc.***

| Bloc | L (m) | $\delta_{max}$ (mm) | $\delta_{cal}$ (mm) | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 34 | 170 | 61.23 | Vérifiée |
| 2 | 34 | 170 | 66.074 | Vérifiée |
| 3 | 34 | 170 | 65.94 | Vérifiée |

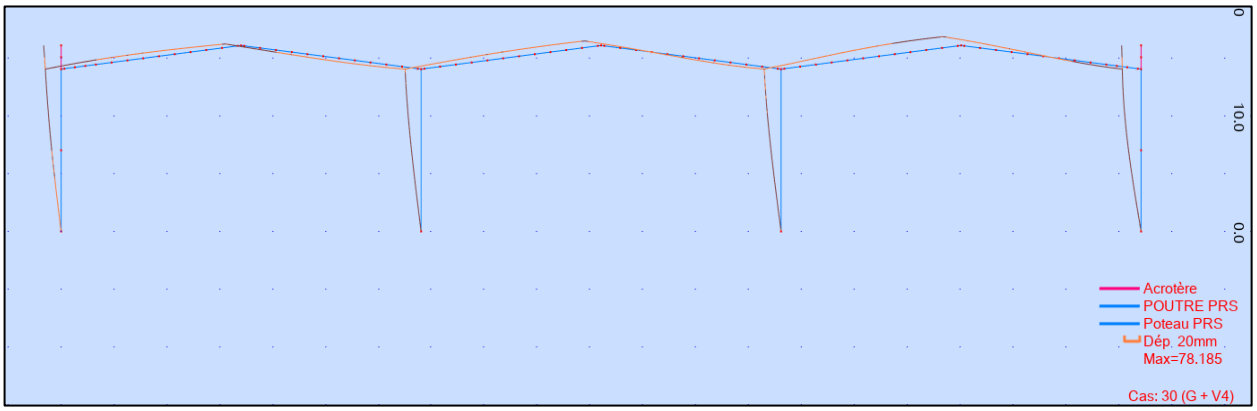



***Figure VII.10 : Déplacement horizontale maximale.***

(14) CCM 97 page 20 Figure 4.3
(14) CCM 97 page 20 Figure 4.3

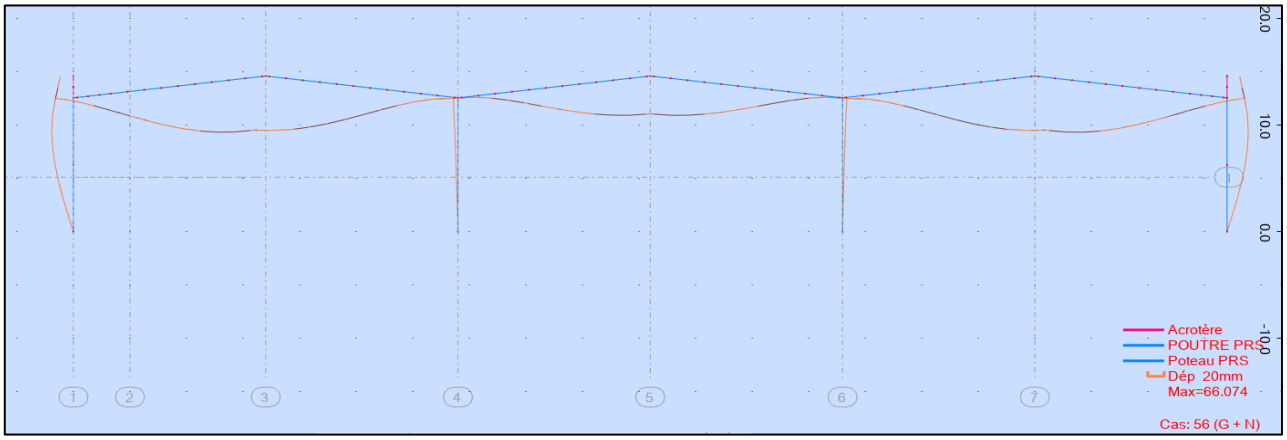



*Figure VII.11 : Déplacement verticale maximale.*

### VII.8.5. Vérification des éléments résistants

#### VII.8.5.1. Vérification du poteau PRS le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité se trouve dans le premier bloc, sous l'effet de la combinaison de charges 1.35G + 1.5N.

| Pièce | Profil | Matériau | Lay | Laz | Ratio | Cas |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 805 | Poteau PRS | S 275 | 38.37 | 120.00 | 0.79 | 57 1.35G + 1.5N |

| Barre/Noeud/Cas | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 805/ 1017/ 57 (C) | 28461.314 | -0.606 | 6029.653 | 0.000 | 0.000 | 0.0 |
| 805/ 1016/ 57 (C) | 22370.982 | 3.332 | 6876.977 | -0.167 | -90668.624 | 18.286 |

*Tableau VII.14 : Caractéristiques du PRS.*

| h (mm) | b (mm) | d (mm) | $t_w$ (mm) | $t_f$ (mm) | A ($cm^2$) | $I_y$ ($cm^4$) | $I_z$ ($cm^4$) | $i_y$ (cm) | $i_z$ (cm) | $W_{pl,y}$ ($cm^3$) | $W_{pl,z}$ ($cm^3$) | $A_{vz}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 950 | 300 | 900 | 20 | 25 | 330 | 442437.5 | 11310 | 36.615 | 5.854 | 10987.5 | 1215 | 180 |

**1) Classification de la section**

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.924$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{2*25} = 3 \leq 10\varepsilon \quad \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- Ame fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{900}{20} = 45 \leq 72\varepsilon \quad \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

**Donc, la section est de classe 1 vis-à-vis de la flexion**

➢ Conforme à l'exigence du RPA 2024 stipulant que les profilés doivent être de classe 1, 2 ou 3, la section PRS conçue respecte cette exigence en n'étant pas de classe 4.

**2) Resistance en section**

$$M_{y,Ed} \leq M_{ply,rd}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10987.5 * 275 * 0.1}{1.1} = 274687.5 \text{ daN.m}$$

$M_{y,Ed} = 90668.624$ daN.m

$$90668.624 \leq 274687.5$$

- La résistance en section est vérifiée

**3) Vérification d'effort tranchant et interaction**

$$V_{z,ed} \leq 0.5 * V_{plz,rd}$$

$$0.5 * V_{plz,rd} = 0.5 * \frac{A_{vz} f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 0.5 * \frac{10 * 180 * 275/\sqrt{3}}{1.1} = 129903.81 \text{ daN}$$

$$6876.977 \leq 129903.81$$

- La résistance à l'effort tranchant est vérifiée et pas d'interaction M,V

**4) Vérification d'effort normal et interaction**

$$N_{Ed} \leq \min(0.25\, N_{pl,Rd}, 0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}}) \text{ , avec } A_w = 180 \text{ cm}^2$$

***Tableau VII.15 : Vérification d'interaction N et M.***

| $N_{Ed}$ (daN) | 0.25 $N_{pl,Rd}$ (daN) | 0.5 $\frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}}$ (daN) | Vérification |
|---|---|---|---|
| 28461.314 | 206250 | 225000 | Vérifiée |

- La résistance à l'effort normal est vérifiée et pas d'interaction M,N

**5) Vérification de flambement**

***Tableau VII.16 : Caractéristique de PRS pour le flambement.***

| **A ($cm^2$)** | **$i_y$ (cm)** | **$i_z$ (cm)** | **$W_{pl,y}$ ($cm^3$)** | **$W_{el,y}$ ($cm^3$)** | **$\beta_{M,y}$** |
|---|---|---|---|---|---|
| 330 | 36.615 | 5.854 | 10987.5 | 9314.474 | 1.8 |

***Tableau VII.17 : Paramètres du flambement.***

| Axe de flambement | $l_f$ (m) | Courbe | α | λ | $\bar{\lambda}$ | ϕ | χ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| y-y | 14.05 | b | 0.34 | 38.372 | 0.442>0.2 | 0.639 | 0.909 |
| z-z | 7.025 | c | 0.49 | 120.003 | 1.382>0.2 | 1.745 | 0.356 |

$$\frac{N_{ed}}{\chi_{min}.N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,ed}}{M_{ply,rd}}$$

Ainsi :

- $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.909, 0.356) = 0.356$

- $\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{M,y} - 4) + (\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}) = -1.048$

- $k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{ed}}{\chi_y.A.f_y} = 1.00$

$$\rightarrow \frac{N_{ed}}{\chi_{min}.N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,ed}}{M_{ply,rd}} = 0.43 \leq 1$$

➢ La résistance au flambement est vérifiée

**6) Vérification de déversement**

***Tableau VII.18 : Paramètres du déversement.***

| $L_D$ (m) | $C_1$ | $\alpha_{LT}$ | $\lambda_{LT}$ | $\bar{\lambda}_{LT}$ | $\phi_{LT}$ | $\chi_{LT}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 7.025 | 1.8 | 0.49 | 80.841 | 0.931>0.4 | 1.113 | 0.581 |

Ainsi :

- $\chi_{LT} = 0.593$

- $\mu_{LT} = 0.15.\bar{\lambda}z.\beta_{M,LT} - 0.15 = 0.223$ , avec $\beta_{M,LT} = 0.223$

- $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{ed}}{\chi_z.A.f_y} = 0.98$

$$\rightarrow \frac{N_{ed}}{\chi_z.N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,ed}}{\chi_{LT}.M_{ply,rd}} = 0.654 \leq 1$$

➢ La résistance au déversement est vérifiée

**7) Note de calcule par Robot**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

---

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

---

**FAMILLE:**

**PIECE:** 805 **POINT:** 3 **COORDONNEE:** x = 0.50 L = 7.025 m

---

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 57 1.35G + 1.5N 5*1.35+7*1.50

---

**MATERIAU:**

S 275 ( S 275 ) fy = 275.000 MPa

---



**PARAMETRES DE LA SECTION: Poteau PRS**

| | | | |
|---|---|---|---|
| h=95.000 cm | gM0=1.10 | gM1=1.10 | |
| b=30.000 cm | Ay=150.000 cm2 | Az=180.000 cm2 | Ax=330.000 cm2 |
| tw=2.000 cm | Iy=442437.500 cm4 | Iz=11310.000 cm4 | Ix=532.727 cm4 |
| tf=2.500 cm | Wply=10987.500 cm3 | Wplz=1215.000 cm3 | |

---

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

| | | |
|---|---|---|
| N,Ed = 25293.239 daN | My,Ed = -42357.864 daN*m | Mz,Ed = -5.123 daN*m |
| | Vy,Ed = 3.332 daN | |
| Nc,Rd = 825000.000 daN | My,Ed,max = -90668.624 daN*m | Mz,Ed,max = 18.286 |
| daN*m | Vy,T,Rd = 216501.828 daN | |
| Nb,Rd = 293604.343 daN | My,c,Rd = 274687.500 daN*m | Mz,c,Rd = 30375.000 |
| daN*m | Vz,Ed = 6876.977 daN | |
| | MN,y,Rd = 274687.500 daN*m | MN,z,Rd = 30375.000 |
| daN*m | Vz,T,Rd = 259803.280 daN | |
| | Mb,Rd = 127290.805 daN*m | Tt,Ed = -0.167 daN*m |
| | | Classe de la section = 1 |

---

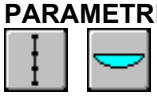



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| z = 0.00 | Mcr = 297810.680 daN*m | Courbe,LT - d | XLT = 0.46 |
| Lcr,low=7.025 m | Lam_LT = 1.01 | fi,LT = 1.31 | |

---

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**


en y:


en z:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ly = 14.050 m | Lam_y = 0.44 | Lz = 14.050 m | Lam_z = 1.38 |
| Lcr,y = 14.050 m | Xy = 0.91 | Lcr,z = 7.025 m | Xz = 0.36 |
| Lamy = 38.37 | kyy = 1.06 | Lamz = 120.00 | kyz = 1.42 |

---

**FORMULES DE VERIFICATION:**

***Contrôle de la résistance de la section:***

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))

(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.02 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

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

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

***Contrôle de la stabilité globale de la barre:***

Lambda,y = 38.37 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 120.00 < Lambda,max = 210.00 STABLE

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.71 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.79 < 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.49 < 1.00 (6.3.3.(4))

---

**DEPLACEMENTS LIMITES**

***Flèches (REPERE LOCAL):***

uy = 0.221 mm < uy max = L/200.00 = 70.250 mm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 30 G + V4 (5+4)*1.00
uz = 6.065 mm < uz max = L/200.00 = 70.250 mm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 26 G + Q (5+6)*1.00

***Déplacements (REPERE GLOBAL):***

vx = 27.378 mm < vx max = L/125.00 = 112.400 mm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 29 G + V3 (5+3)*1.00
vy = 2.314 mm < vy max = L/125.00 = 112.400 mm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 30 G + V4 (5+4)*1.00

---

***Profil correct !!!***

### VII.8.5.2. Vérification de la traverse PRS la plus sollicitée

La traverse la plus sollicitée se situe dans le premier bloc, sous l'effet de la combinaison de charges G + 1.5V.

| Pièce | Profil | Matériau | Lay | Laz | Ratio | Cas |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 7512 Traverse 7 | POUTRE PRS | S 275 | 32.77 | 204.98 | 0.87 | 25 G + 1.5V4 |

| Barre/Noeud/Cas | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 7512/ 925/ 25 (C) | 7407.982 | 1245.112 | 21938.125 | 0.293 | -126619.519 | 3694.927 |
| 7512/ 1101/ 25 (C) | -4106.405 | -67.004 | 21036.549 | -1.668 | 126808.510 | 47.345 |

**1) Resistance en section**

$$M_{y,Ed} \leq M_{ply,rd}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10987.5 * 275 * 0.1}{1.1} = 274687.5 \text{ daN.m}$$

$M_{y,Ed} = 120970.178$ daN.m

$$126619.519 \leq 274687.5$$

- La résistance en section est vérifiée

**2) Vérification d'effort tranchant et interaction**

$$V_{z,ed} \leq 0.5 * V_{plz,rd}$$

$$0.5 * V_{plz,rd} = 0.5 * \frac{A_{vz}\, f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 0.5 * \frac{10 * 180 * 275/\sqrt{3}}{1.1} = 129903.81 \text{ daN}$$

$$21938.125 \leq 129903.81$$

- La résistance à l'effort tranchant est vérifiée et pas d'interaction M,V

**3) Vérification de déversement**

**N.B :** La traverse la plus sollicité est situé dans le portique de contreventement

*Tableau VII.19 : Paramètres du déversement.*

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $M_{y,ed}$ (daN.m) | 126619.519 | $\bar{\lambda}_{LT}$ | 0.814 | $M_{b,rd} = \chi_{LT} * M_{ply,rd} = 179370.94 \geq M_{y,ed}$ Vérifiée |
| $L_D$ (cm) | 600 | $\alpha_{LT}$ | 0.49 | |
| $C_1$ | 1.8 | $\phi_{LT}$ | 0.982 | |
| $\lambda_{LT}$ | 70.693 | $\chi_{LT}$ | 0.653 | |

➢ La résistance au déversement est vérifiée

**4) Note de calcul par ROBOT**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

---

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

---

**FAMILLE:**
**PIECE:** 7512 Traverse_7512 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.000 m

---

**CHARGEMENTS:**
*Cas de charge décisif:* 25 G + 1.5V4 5*1.00+4*1.50

---

**MATERIAU:**
S 275 ( S 275 ) fy = 275.000 MPa

---



**PARAMETRES DE LA SECTION: POUTRE PRS**

| | | | |
|---|---|---|---|
| h=95.000 cm | gM0=1.10 | gM1=1.10 | |
| b=30.000 cm | Ay=150.000 cm2 | Az=180.000 cm2 | Ax=330.000 cm2 |
| tw=2.000 cm | Iy=442437.500 cm4 | Iz=11310.000 cm4 | Ix=532.727 cm4 |
| tf=2.500 cm | Wply=10987.500 cm3 | Wplz=1215.000 cm3 | |

---

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

| | | |
|---|---|---|
| N,Ed = 7407.982 daN | My,Ed = -126619.519 daN*m | Mz,Ed = 3694.927 daN*m |
| | Vy,Ed = 1245.112 daN | |
| Nc,Rd = 825000.000 daN | My,Ed,max = -126619.519 daN*m | Mz,Ed,max = 3694.927 |
| daN*m | Vy,T,Rd = 216498.390 daN | |
| Nb,Rd = 825000.000 daN | My,c,Rd = 274687.500 daN*m | Mz,c,Rd = 30375.000 |
| daN*m | Vz,Ed = 21938.125 daN | |
| | MN,y,Rd = 274687.500 daN*m | MN,z,Rd = 30375.000 |
| daN*m | Vz,T,Rd = 259799.979 daN | |
| | Mb,Rd = 171748.528 daN*m | Tt,Ed = 0.293 daN*m |

Classe de la section = 1

---

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| z = 0.00 | Mcr = 391038.963 daN*m | Courbe,LT - | XLT = 0.61 |
| Lcr,low=6.000 m | Lam_LT = 0.88 | fi,LT = 1.06 | XLT,mod = 0.63 |

---

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y: kyy = 1.00 en z: kzz = 1.00

---

**FORMULES DE VERIFICATION:**

***Contrôle de la résistance de la section:***

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.33 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.08 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

***Contrôle de la stabilité globale de la barre:***

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.74 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.87 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.87 < 1.00 (6.3.3.(4))

---

**DEPLACEMENTS LIMITES**

***Flèches (REPERE LOCAL):***

uy = 4.559 mm < uy max = L/200.00 = 60.000 mm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 29 G + V3 (5+3)*1.00
uz = 2.080 mm < uz max = L/200.00 = 60.000 mm Vérifié
***Cas de charge décisif:*** 30 G + V4 (5+4)*1.00

***Déplacements (REPERE GLOBAL):*** *Non analysé*

---

***Profil correct !!!***

### VII.8.5.3. Vérification de la diagonale de stabilité la plus sollicité

La diagonale de stabilité la plus sollicité est située dans le premier bloc, sous l'effet de la combinaison de charges G + 1.5V.

| Pièce | Profil | Matériau | Lay | Laz | Ratio | Cas |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 9450 | Stabilité Paroi | S 275 | 126.42 | 126.42 | 0.23 | 24 G + 1.5V3 |

| Barre/Noeud/Cas | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 9450/ 9773/ 24 (C) | 6761.074 | -0.000 | 63.629 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 9450/ 1008/ 24 (C) | 6612.077 | -0.000 | -63.629 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

*Tableau VII.20 : Caractéristiques du cornière 120*12.*

| h (mm) | b (mm) | t (mm) | A ($cm^2$) | $I_y$ ($cm^4$) | $I_z$ ($cm^4$) | $i_y$ (cm) | $i_z$ (cm) | $W_{el,y}$ ($cm^3$) | $W_{el,z}$ ($cm^3$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 120 | 120 | 12 | 27.5 | 367,7 | 367,7 | 3,65 | 3,65 | 42,73 | 42,73 |

**1) Resistance à la traction**

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

$$N_{Rd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{u,rd} ; N_{net,rd}) \ldots\ldots^{(16)}$$

- $N_{pl,rd} = \frac{A.f_y}{\Upsilon_{M0}}$

- $N_{u,rd} = \frac{0.9A_{net}.f_u}{\Upsilon_{M2}}$

- $N_{net,rd} = \frac{A_{net}.f_y}{\Upsilon_{M0}}$

Pour un seul rangé de boulons $A_{net} = A - d_0 * t$ ……[17]

Pour un boulon de diamètre d = 12 mm avec un jeu de 1 mm on a $d_0$ = 13 mm

➔ $A_{net}$ = 25.94 $cm^2$

- $N_{pl,rd} = \frac{A.f_y}{\Upsilon_{M0}} = \frac{27.5*275*10}{1.1}$ = 68750 daN

- $N_{u,rd} = \frac{0.9A_{net}.f_u}{\Upsilon_{M2}} = \frac{0.9*25.94*430*10}{1.25}$ = 80310.024 daN

- $N_{net,rd} = \frac{A_{net}.f_y}{\Upsilon_{M0}} = \frac{25.94*275*10}{1.1}$ = 64850 daN

$$N_{Rd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{u,rd} ; N_{net,rd}) = 64850 \text{ daN}$$

$$N_{,Ed} = 6761.074 \leq N_{Rd} = 64850$$

➢ La résistance en traction est vérifiée

**2) Note de calcul par robot**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

---

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

---

[16] CCM 97 page 61 paragraphe 5.4.3 (5.13)
[17] CCM 97 page 57 paragraphe 5.4.2.2

**PIECE:** 9450 **POINT:** **COORDONNEE:**

---

**CHARGEMENTS:**
*Cas de charge décisif:* Défini manuellement

---

**MATERIAU:**
S 275 ( S 275 ) fy = 275.000 MPa

---



**PARAMETRES DE LA SECTION:** **Stabilité Paroi**

| | | | |
|---|---|---|---|
| h=12.000 cm | gM0=1.10 | gM1=1.10 | |
| b=12.000 cm | Ay=14.400 cm2 | Az=14.400 cm2 | Ax=27.541 cm2 |
| tw=1.200 cm | Iy=367.700 cm4 | Iz=367.700 cm4 | Ix=13.133 cm4 |
| tf=1.200 cm | Wely=42.756 cm3 | Welz=42.756 cm3 | |

---

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**
N,Ed = 6761.074 daN
Nc,Rd = 68853.250 daN
Nb,Rd = 68853.250 daN

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/Nc,Rd = 0.10 < 1.00 (6.2.4.(1))

---

***Profil correct !!!***

## VII.9. Dimensionnement des joints entre blocs

Le dimensionnement de l'épaisseur des joints dépend des déplacements horizontaux maximaux dans le plan du long pan.
L'épaisseur de joint recommandée est donnée par la formule suivante :

$$d_{min} = \max \begin{cases} \sqrt{(\delta_1^2 + \delta_2^2)} \\ 40\ mm \end{cases} \quad \ldots\ldots^{(18)}$$

-$\delta_i$ = Le déplacement maximum du bloc i

(18) DTR BC 2.48 (RPA 2024) page 90 paragraphe 5.8

***Tableau VII.21 : déplacements horizontaux maximaux dans le plan du long pan.***

| Bloc | $\delta_{max}$ (mm) |
|---|---|
| 1 | 69.42 |
| 2 | 41.21 |
| 3 | 39.22 |

➔ $d_{min}(1,2)$ = 80.73 mm « On opte 100 mm »

➔$d_{min}(2,3)$ = 56.9 mm « On opte 70 mm »

# CHAPITRE VIII
# CALCUL DES ASSEMBLAGES

## VIII.1. Introduction

L'efficacité et la tenue des systèmes structurels dépendent fortement de leurs assemblages, Ces derniers ont pour rôle principal de lier les éléments entre eux, assurant une transmission et une répartition des diverses sollicitations entre les éléments. Considérant leur importance notable pour la solidité structurelle, la conception et le dimensionnement de ces éléments cruciaux méritent une attention équivalente à celle accordée aux éléments eux-mêmes.

## VIII.2. Types des assemblages

### VIII.2.1. Selon la méthode d'assemblage

#### VIII.2.1.1. Assemblages par soudures

**1) Définition**

L'assemblage par soudure est une méthode d'assemblage permanent qui crée une liaison métallurgique entre les pièces à connecter en les fusionnant localement, souvent avec l'apport d'un matériau d'apport. Ce procédé assure une continuité de la matière et permet de transmettre efficacement les efforts entre les éléments assemblés.

**2) Types d'assemblages soudé**

- **Soudure d'angle**
- **Soudure en bout**
- **Soudure en entaille**
- **Soudure en bouchon**

#### VIII.2.1.2. Assemblages par boulonnage

**1) Définition**

L'assemblage boulonné est une méthode d'assemblage démontable qui utilise des boulons, des écrous et parfois des rondelles pour maintenir ensemble deux ou plusieurs éléments en exerçant une force de serrage. Cette technique permet une connexion mécanique relativement simple à réaliser, tout en offrant la possibilité de démontage pour la maintenance ou la modification de la structure.

**2) Types d'assemblages boulonné**

- **Assemblage en bout**
- **Assemblage par recouvrement**

#### VIII.2.1.3. Assemblages par rivet

Les assemblages par rivets sont des liaisons permanentes ou démontables (selon le type de rivet) utilisées pour fixer des pièces métalliques, notamment dans les structures où la soudure est difficile ou indésirable.

#### VIII.2.1.4. Assemblages mixtes

Un assemblage mixte est une liaison mécanique qui combine au moins deux techniques de fixation différentes dans une même jonction, afin d'exploiter simultanément les avantages de chaque procédé.

### VIII.2.2. Selon la rigidité

#### VIII.2.2.1. Assemblage articulé

Un assemblage articulé est une liaison mécanique qui permet une rotation libre entre les éléments connectés tout en bloquant les translations dans les directions principales. Ce type de connexion transmet uniquement les efforts axiaux et transversaux mais aucun moment de flexion.

#### VIII.2.2.2. Assemblage rigide

Un assemblage rigide est une liaison mécanique ou structurelle conçue pour empêcher tout mouvement relatif entre les éléments connectés, qu'il s'agisse de rotations ou de translations. Cette connexion assure une transmission complète des efforts, y compris les moments de flexion, les efforts axiaux et les forces de cisaillement, tout en maintenant l'alignement initial des pièces sous charge.

#### VIII.2.2.3. Assemblage semi-rigide

Un assemblage semi-rigide est une liaison intermédiaire qui combine partiellement les caractéristiques des assemblages rigides et articulés, permettant une rotation limitée tout en transmettant une partie des moments de flexion.

**Dans ce chapitre, nous nous intéressons aux assemblages boulonnés.**

### VIII.3. Types de boulons d'assemblage

#### VIII.3.1. Boulons ordinaires

Les boulons ordinaires sont des éléments de fixation standard, qui ne nécessitent pas de serrage contrôlé. Ils sont principalement utilisés pour transmettre les efforts par cisaillement et par pression diamétrale.

#### VIII.3.2. Boulons précontraints

Les boulons précontraints sont utilisés dans des assemblages où les efforts sont transmis non pas par contact direct entre le boulon et les parois du trou, mais par frottement entre les surfaces des pièces assemblées.

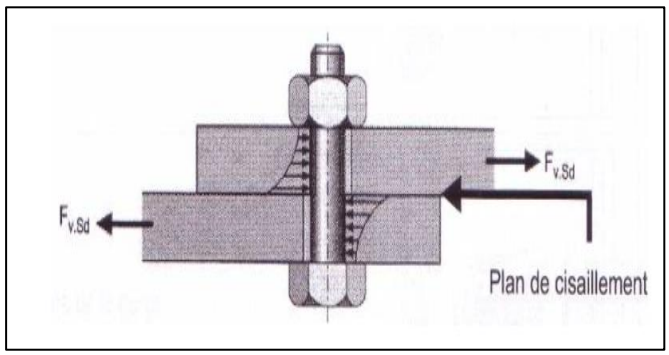



*Figure VIII.1 : Cisaillement boulon ordinaire.*

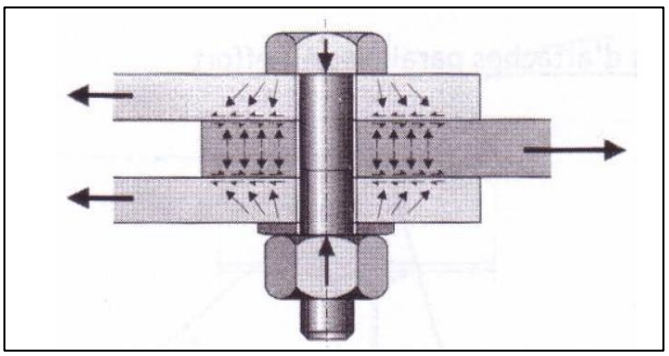


*Figure VIII.2 : Frottement boulon précontrainte.*

## VIII.4. Assemblage poutre maitresse solive

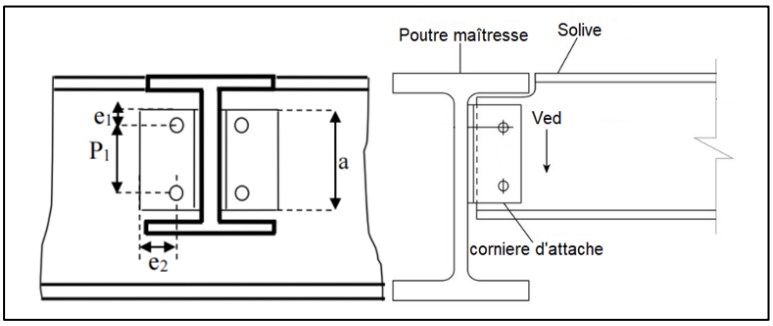



*Figure VIII.3 : Assemblage poutre maitresse solive.*

### VIII.4.1. Choix et disposition des boulons

On choisit des boulons ordinaires de diamètre d=16 mm de classe 5.6

*Tableau VIII.1 : Caractéristique du boulon de classe 5.6.*

| d (mm) | $d_0$ (mm) | $A_s$ ($mm^2$) | $f_y$ (MPa) | $f_u$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 16 | 18 | 157 | 300 | 500 |

Disposition des boulons ……[1]

Pince longitudinale $e_1 \geq 1.2d_0 = 21.6$ ➔ $e_1 = 25$ mm

Pince transversale $e_2 \geq 1.5d_0 = 27$ mm ➔ $e_2 = 30$ mm

Entraxe $p_1 \geq 2.2d_0 = 39.6$ mm ➔ $p_1 = 40$ mm

La solive la plus sollicitée se situe dans le troisième bloc, sous l'effet de la combinaison de charges 1.35G + 1.5Q.

| Pièce | Profil | Matériau | Lay | Laz | Ratio | Cas |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 9207 Solives 92 | OK Solives | S 275 | 53.45 | 198.48 | 0.86 | 20 1.35G + 1.5Q |

| Barre/Noeud/Cas | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 9207/ 9066/ 20 (C) | 196.999 | 0.000 | 3027.260 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 9207/ 10181/ 20 (C) | 196.999 | 0.000 | -3027.260 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

### VIII.4.2. Vérification de la résistance d'assemblage

#### VIII.4.2.1. Effort reprise par boulon

$V_{ed} = \frac{V}{m*n}$ , avec n = nombre de boulons et m = nombre de plans de cisaillement

[1] CCM 97 page 106 Tableau 65.1

$$V_{ed} = \frac{3027.26}{2*2} = 756.815 \text{ daN}$$

### VIII.4.2.2. Résistance des boulons au cisaillement

La résistance des boulons par plan de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \ldots\ldots^{(2)}$$

Pour un boulon de classe 5.6 $\alpha_v = 0.6$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6*500*157*0.1}{1.25} = 3768 \text{ daN}$$

$$V_{ed} = 756.815 \leq F_{v,rd} = 3768$$

➢ **La Résistance au cisaillement est vérifiée**

### VIII.4.2.3. Résistance des pièces à la pression diamétrale

$$F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha f_u\, d\, t}{\gamma_{Mb}} \quad \ldots\ldots^{(3)}$$

$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_u}{f_{ub}} ; 1\right) = (0.46 ; 0.49 ; 1.162 ; 1) = 0.46$

Pour une cornière d'attache CAE 80*80*8 t = 8 mm

$$F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha f_u\, d\, t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2.5*0.46*430*16*8*0.1}{1.25} = 5063.68 \text{ daN}$$

$$V_{ed} = 756.815 \leq F_{v,rd} = 5063.68$$

➢ **La Résistance à la pression diamétrale est vérifiée**

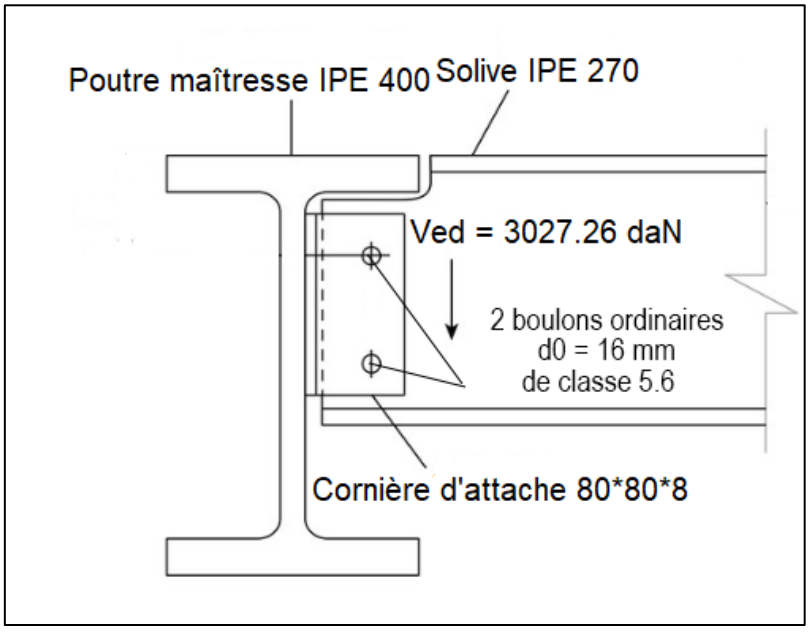



*Figure VIII.3 : Croquis d'assemblage poutre maitresse solive.*

(2) CCM 97 page 113 Tableau 65.4
(3) CCM 97 page 113 Tableau 65.4

## VIII.5. Assemblage diagonale de stabilité avec poteau

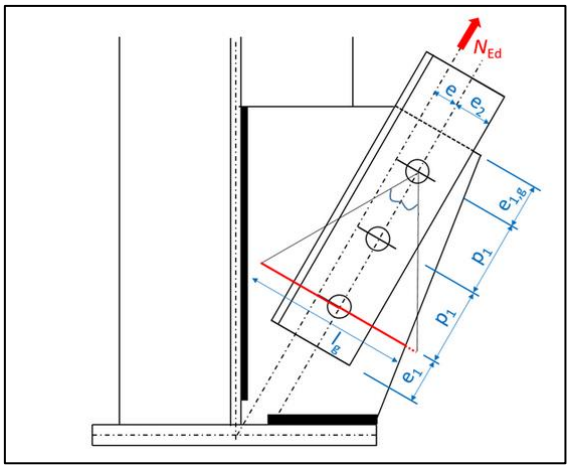



*Figure VIII.4 : : Assemblage diagonale poteau.*

### VIII.5.1. Choix et disposition des boulons

On choisit des boulons ordinaires de diamètre d=16 mm de classe 5.6

*Tableau VIII.2 : Caractéristique du boulon de classe 5.6.*

| d (mm) | $d_0$ (mm) | $A_s$ ($mm^2$) | $f_y$ (MPa) | $f_u$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 16 | 18 | 157 | 300 | 500 |

Disposition des boulons

Pince longitudinale $e_1 \geq 1.2d_0 = 21.6$ ➔ $e_1 = 25$ mm

Pince transversale $e_2 \geq 1.5d_0 = 27$ mm ➔ $e_2 = 30$ mm

Entraxe $p_1 \geq 2.2d_0 = 39.6$ mm ➔ $p_1 = 40$ mm

La diagonale de stabilité la plus sollicité est située dans le premier bloc, sous l'effet de la combinaison de charges G + 1.5V.

| Barre/Noeud/Cas | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 9450/ 9773/ 24 (C) | 6761.074 | -0.000 | 63.629 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 9450/ 1008/ 24 (C) | 6612.077 | -0.000 | -63.629 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

*Tableau VIII.3 : Caractéristiques du cornière 120*12.*

| h (mm) | b (mm) | t (mm) | A ($cm^2$) | $I_y$ ($cm^4$) | $I_z$ ($cm^4$) | $i_y$ (cm) | $i_z$ (cm) | $W_{el,y}$ ($cm^3$) | $W_{el,z}$ ($cm^3$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 120 | 120 | 12 | 27.5 | 367,7 | 367,7 | 3,65 | 3,65 | 42,73 | 42,73 |

### VIII.5.2. Vérification de la résistance d'assemblage

Effort reprise par boulon

$V_{ed} = \frac{N}{m*n}$ , avec n = nombre de boulons et m = nombre de plans de cisaillement

$$V_{ed} = \frac{6761.074}{3} = 2253.7 \text{ daN}$$

### VIII.5.2.1. Résistance des boulons au cisaillement

La résistance des boulons par plan de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_S}{\gamma_{Mb}}$$

Pour un boulon de classe 5.6 $\alpha_v = 0.6$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6*500*157*0.1}{1.25} = 3768 \text{ daN}$$

$$V_{ed} = 2253.7 \leq F_{v,rd} = 3768$$

➢ **La Résistance au cisaillement est vérifiée**

### VIII.5.2.2. Résistance des pièces à la pression diamétrale

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

$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_u}{f_{ub}} ; 1\right) = (0.46 ; 0.49 ; 1.162 ; 1) = 0.46$

Pour un gousset d'épaisseur de 8mm

$$F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha f_u\, d\, t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2.5*0.46*430*16*8*0.1}{1.25} = 5063.68 \text{ daN}$$

$$V_{ed} = 2253.7 \leq F_{v,rd} = 5063.68$$

➢ **La Résistance à la pression diamétrale est vérifiée**

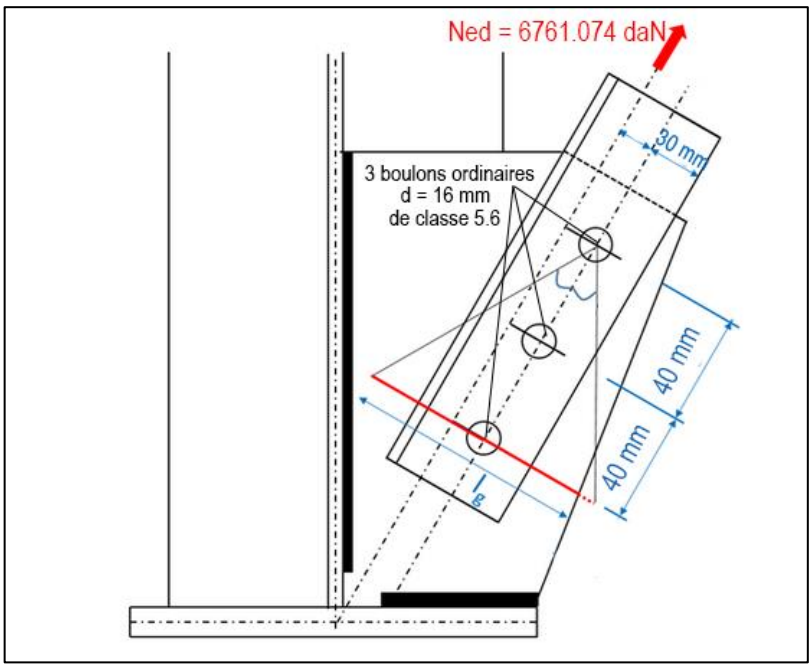



***Figure VIII.5 : Croquis d'assemblage diagonale de stabilité avec poteau.***

## VIII.6. Assemblage Poteau Traverse « PRS »

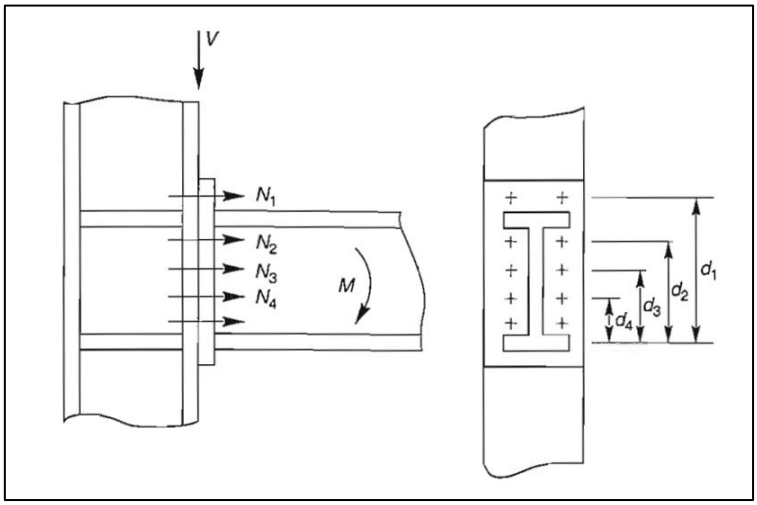



*Figure VIII.6 : Assemblage poteau poutre par platine d'about.*

### VIII.6.1. Choix et disposition des boulons

On choisit des boulons HR de diamètre d=20 mm de classe 10.9

*Tableau VIII.4 : Caractéristique du boulon de classe 10.9.*

| d (mm) | $d_0$ (mm) | $A_s$ ($mm^2$) | $f_y$ (MPa) | $f_u$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 22 | 24 | 303 | 900 | 1000 |

### VIII.6.2. Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} \quad \ldots\ldots^{(4)}$$

$$X = 2.5 \sqrt{\frac{30}{2}} = 9.68 \text{ cm}$$

### VIII.6.3. Vérification au moment

Le nœud le plus sollicité est située dans le premier bloc, sous l'effet de la combinaison de charges G + 1.5V.

| Barre/Noeud/Cas | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 889/ 1104/ 25 (C) | -17703.850 | 28.528 | -4471.822 | 3.045 | 80512.309 | 171.210 |
| 889/ 1105/ 25 (C) | -22318.187 | -2.500 | -6989.075 | 0.0 | 0.000 | -0.000 |

- $N_{ed}$ = 4471.822 daN

(4) Calcul des éléments de constructions métalliques selon l'EC3 par Mr Dahmani Lahlou page 286

-$V_{ed}$ = 17703.85 daN

-$M_{ed}$ = 80512.31 daN.m

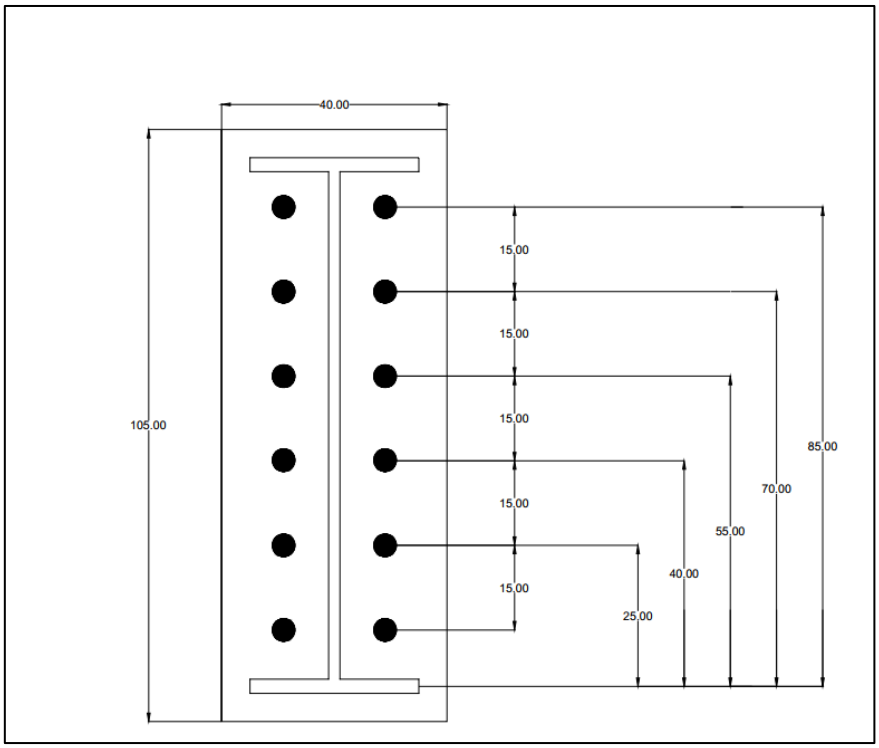



***Figure VIII.7 : Croquis d'assemblage poteau poutre.***

### VIII.6.3.1. Effort de calcul de précontrainte

L'effort de calcul de précontrainte autorisé est donné par la formule suivante

$$F_{p,Cd} = 0.7 * A_s * f_{ub} \ldots\ldots^{(5)}$$

$$F_{p,Cd} = 21210 \text{ daN}$$

### VIII.6.3.2. Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{b,Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \ldots\ldots^{(6)}$$

$\sum d_i^2 = (25^2 + 40^2 + 55^2 + 70^2 + 85^2)$ 17375 cm$^2$

$d_1$ = 85 cm

$N_1$ = n. $F_{p,Cd}$ = 42420 daN , avec n = nombre de boulons dans une rangée horizontale

$$M_{b,Rd} = \frac{42420 * 17375 * 0.01}{85} = 86711.471 \text{ daN.m}$$

$$M_{ed} = 80512.31 \leq M_{b,Rd} = 86711.471$$

- **La Résistance au moment est vérifiée**

(5) CCM 97 page 115 paragraphe 6.5.6.2 (6.5)
(6) Calcul des éléments de constructions métalliques selon l'EC3 par Mr Dahmani Lahlou page 288

### VIII.6.4. Vérification au glissement

#### VIII.6.4.1. Effort reprise par boulon

$V_{ed} = \frac{N}{m*n}$ , avec n = nombre de boulons et m = nombre de plans de cisaillement

$$V_{ed} = \frac{17703.85}{12} = 1475.321 \text{ daN}$$

#### VIII.6.4.2. Effort résistant par boulons

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s.n.\mu.F_{p,Cd}}{\Upsilon_{Ms}} \quad \ldots\ldots^{(7)}$$

-$K_s$ = 1.0 « Trou normale »

-$n$ = 1 « nombre d'interfaces de frottement »

-$\Upsilon_{Ms}$ = 1.25 « état limite ultime »

-$\mu$ = 0.3 « Coefficient de frottement, on considère la classe C »

$$F_{s,Rd} = \frac{1*1*0.3*21210}{1.25} = 5090.4 \text{ daN}$$

$$V_{ed} = 1475.321 \leq F_{s,Rd} = 5090.4$$

➢ **La Résistance au glissement est vérifiée**

### VIII.6.5. Vérification à la résistance de l'âme dans la zone tendue

#### VIII.6.5.1. Effort de cisaillement

$$F_{v,ed} = \frac{M_{ed}}{h - t_f} \quad \ldots\ldots^{(8)}$$

$$F_{v,ed} = \frac{80512.309}{0.95 - 0.025} = 87040.33 \text{ daN}$$

#### VIII.6.5.2. Effort résistant de l'âme

$$F_{tw,Rd} = \frac{b_{eff}*t_w*f_y}{\Upsilon_{M0}} \quad \ldots\ldots^{(9)}$$

-$b_{eff}$ = 15 cm « entraxe des rangées des boulons »

$$F_{tw,Rd} = \frac{15*2*10*275}{1.1} = 75000 \text{ daN}$$

$$F_{tw,Rd} = 75000 \leq F_{v,ed} = 87040.33$$

➢ **Nécessite un raidisseur**

(7) CCM 97 page 115 paragraphe 6.5.6.1 (6.4)
(8) EC3 partie 1-8 page 80 paragraphe 6.2.6.7 (6.21)
(9) EC3 partie 1-8 page 81 paragraphe 6.2.6.8 (6.22)

### VIII.6.6. Vérification à la résistance de l'âme dans la zone comprimée

#### VIII.6.6.1. Effort de compression

$$N_{,ed} = \sum \frac{M_{ed} * d_i}{\sum d_i^2} \quad \ldots\ldots^{(10)}$$

$$N_{,ed} = \frac{80512.309 * 0.25}{2.75^2} + \frac{80512.309 * 0.4}{2.75^2} + \frac{80512.309 * 0.55}{2.75^2} + \frac{80512.309 * 0.7}{2.75^2} + \frac{80512.309 * 0.85}{2.75^2}$$

$$N_{,ed} = 29277.203 \text{ daN}$$

#### VIII.6.6.2. Effort résistant de l'âme

$$F_{cw,Rd} = \frac{K_w.\omega.\rho.b_{eff} * t_w * f_y}{\Upsilon_{M1}} \quad \ldots\ldots^{(11)}$$

-$\omega$ : « Coefficient réducteur en fonction de paramètre de transformation β »

-$\beta$ =1 « Paramètre de transformation » ……(12)

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1+1.3(\frac{b_{eff}.t_w}{A_{vz}})^2}} \quad \ldots\ldots^{(13)}$$

-$K_w$= 1 - $\frac{\sigma_{comp,ed}}{f_y}$ ……(14)

-$\sigma_{comp,ed}$= $\frac{V_{ed}}{A} + \frac{M_{ed}.h}{2.I_y} = \frac{4471.822}{330} + \frac{80512.309 * 95 * 100}{2 * 442437.5}$ = 877.93 daN/cm$^2$ = 87.793 MPa

$K_w$= 1, car $\sigma_{comp,ed}$ 87.793 MPa ≤ 0.7*$f_y$ = 192.5 MPa

-$b_{eff}$ = $t_{fpoutre}$ + 2$a_p\sqrt{2}$ + 5($t_{fpoteau}$ + s) + $s_p$ ……(15)

-$a_p$ = épaisseur de gorge de soudure de platine « on prend 5 mm »

-$s$ = 2ac « 2* épaisseur de gorge de soudure de la section on prend 10mm » = 20 mm

-$s_p$ = 2$t_p$ « épaisseur de la platine on prend 20 mm » = 40 mm

$$b_{eff} = 2.5 + 2*0.5*\sqrt{2} + 5(2.5 + 2) + 4 = 30.414 \text{ cm}$$

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1+1.3(\frac{30.414*2}{2*90})^2}} = 0.933$$

-$\rho$ = « Coefficient réducteur pour le voilement de plaque en fonction de l'élancement de la plaque $\overline{\lambda_p}$ »

(10) Calcul des éléments de constructions métalliques selon l'EC3 par Mr Dahmani Lahlou page 292
(11) EC3 partie 1-8 page 80 paragraphe 6.2.6.7 (6.21)
(12) EC3 partie 1-8 page 56 Tableau 5.4
(13) EC3 partie 1-8 page 70 Tableau 6.3
(14) EC3 partie 1-8 page 70 Tableau (6.14)
(15) EC3 partie 1-8 page 69 Tableau (6.11)

-$\overline{\lambda_p}$ = 0.923* $\sqrt{\frac{b_{eff}*d_w*f_y}{E*t_w^2}}$ ……(16)

-$d_w$ = h – 2($t_f$ + 2$a_c$) = 86 cm

$$-\overline{\lambda_p} = 0.923*\sqrt{\frac{30.414*86*275}{2.1*10^5*2^2}} = 0.854$$

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_p} - 0.2}{\overline{\lambda_p^2}} \quad \ldots\ldots^{(17)}$$

$$\rho = \frac{0.854 - 0.2}{0.854^2} = 0.897$$

Donc :

$$F_{cw,Rd} = \frac{1*0.933*0.897*30.414*2*275*10}{1.1} = 127267.535 \text{ daN}$$

$$N_{,ed} = 29277.203 \leq F_{cw,Rd} = 127267.535$$

➢ **La Résistance dans la zone comprimée est vérifiée**

### VIII.6.7. Vérification à la résistance de l'âme dans la zone cisaillée

$$V_{ed} \leq V_{rd}$$

$$V_{rd} = \frac{0.9*f_{y,w}*A_{vz}}{\sqrt{3}*\Upsilon_{M0}} \quad \ldots\ldots^{(18)}$$

-$f_{y,w}$ = Résistance élastique de matériau de l'âme « $f_{y,w}$ = 275 MPa »

-$A_{vz}$ = Aire de cisaillement de poteau « $A_{vz}$ = 180 cm$^2$ »

$$V_{rd} = \frac{0.9*275*180*10}{\sqrt{3}*1.1} = 23382.686 \text{ daN}$$

$$V_{,ed} = 17703.85 \leq V_{rd} = 23382.686$$

➢ **La Résistance dans la zone cisaillée est vérifiée**

(16) EC3 partie 1-8 page 70 Tableau (6.13 c)
(17) EC3 partie 1-8 page 69 Tableau (6.13 b)
(18) EC3 partie 1-8 page 67 paragraphe 6.2.6.1 (6.7)

## VIII.7. Calcul de pieds de poteau articulé

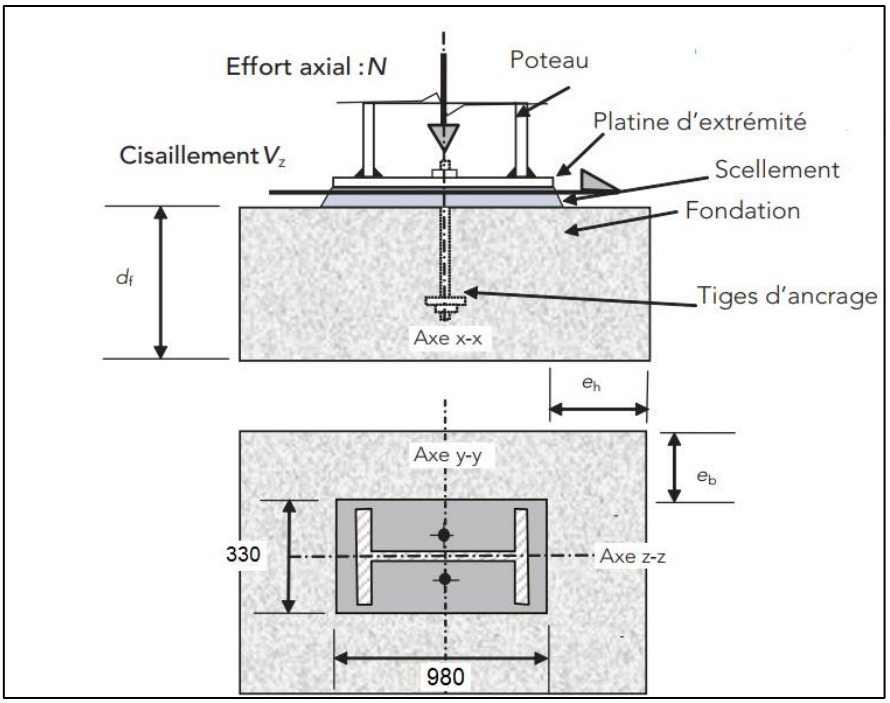



***Figure VIII.9 : Pied de poteau.***

Le pied de poteau le sollicité est située dans le premier bloc, sous l'effet de la combinaison de charges 1.35G + 1.5N en compression et G + 1.5V en soulèvement.

| Barre/Noeud/Cas | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 889/ 1104/ 57 (C) | 22677.326 | -3.907 | 6495.774 | -4.283 | -89906.635 | -25.174 |
| 889/ 1105/ 57 (C) | 28711.471 | 3.762 | 6302.355 | 0.000 | -0.000 | 0.000 |

| Barre/Noeud/Cas | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 889/ 1104/ 25 (C) | -17703.850 | 28.528 | -4471.822 | 3.045 | 80512.309 | 171.210 |
| 889/ 1105/ 25 (C) | -22318.187 | -2.500 | -6989.075 | 0.0 | -0.000 | -0.000 |

-$N_{ed}$ = 22318.187 daN « Soulèvement » / $V_{ed}$ = 6989.075 daN

-$N_{ed}$ = 28711.417 daN « Compression » / $V_{ed}$ = 6302.355 daN

### VIII.7.1. Caractéristiques des matériaux

-Classe de béton de fondation : C30/37 $f_{c28}$ = 30 MPa

-Résistance de béton à la compression : $f_{cd}$ = 20 MPa

-Résistance de matériau de scellement « fondation de dimensions inconnues » $f_{jd}$ = 20 MPa

### VIII.7.2. Dimensions et caractéristiques de la plaque d'assise

On opte forfaitairement les dimensions suivantes :

-Longueur de la platine : $h_p$ = 980 mm « débord $\beta_c$= 15 mm »

-Largeur de la platine : $b_p$ = 330 mm « débord $\beta_c$= 15 mm »

-Épaisseur de la platine : $t_p$ = 20 mm

-Nuance d'acier de la platine : $f_{yp}$ = S235

### VIII.7.3. Largeur d'appui additionnelle

$$c = t_p\sqrt{\frac{f_{yp}}{3.f_{jd}.\gamma_{M0}}} \ldots\ldots^{(19)}$$

$$c = 20\sqrt{\frac{235}{3*20*1.1}} = 38 \text{ mm}$$

### VIII.7.4. Type de plaque d'assise

La largeur d'appuis additionnelle C = 38 mm est supérieur de la débord $\beta_c$= 15 mm donc la platine est de type « projection courte » ……[20]

### VIII.7.5. Calcul de la section efficace

$$A_{eff} = 2*(b + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_f) + (h - 2c - 2t_f)(2c + t_w) \ldots\ldots^{(21)}$$

$$A_{eff} = 2*(300 + 2*15)(38 + 15 + 25) + (950 - 2*38 - 2*25)(2*38 + 20) = 130584 \text{ mm}^2$$

### VIII.7.6. Vérification de la résistance à la compression

$$N_{Rd} = A_{eff}*f_{jd} \ldots\ldots^{(22)}$$

$$N_{Rd} = 130584*20*10^{-1} = 261168 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = 28711.4 \leq N_{Rd} = 261168$$

- **La Résistance à la compression est vérifiée**

### VIII.7.7. Vérification de la résistance de scellement au cisaillement

$$F_{t,Rd} = C_{fd}*N_{ed} \ldots\ldots^{(23)}$$

- $C_{fd}$ : Coefficient de frottement entre la plaque et le matériau de scellement « $C_{fd}$ = 0.2 pour un mortier de calage »

$$F_{t,Rd} = 0.2*28711.4 = 5742.3 \text{ daN}$$

$$V_{ed} = 6302.4 \geq F_{v,Rd} = 5742.3$$

**La Résistance au cisaillement est non vérifiée, les tiges d'ancrages vont reprendre l'effort qu'il faut vérifier**

[19] EC3 partie 1-8 page 66 paragraphe 6.2.5 (6.5)
[20] Assemblages des pieds de poteaux en acier CSTB éditions page 50 paragraphe 5.1.6
[21] EC3 partie 1-8 page 66 paragraphe 6.2.5 Figure (a)
[22] EC3 partie 1-8 page 66 paragraphe 6.2.5 (6.4)
[23] EC3 partie 1-8 page 61 paragraphe 6.2.2 (6.1)

### VIII.7.8. Vérification de la résistance de tiges au cisaillement

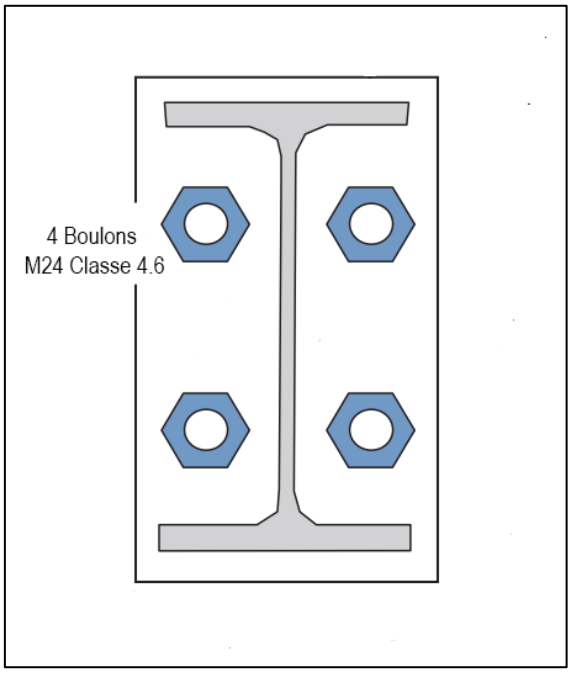



***Figure VIII.8 : Croquis d'assemblage de pied de poteau.***

***Tableau VIII.5 : Caractéristique du boulon de classe 4.6.***

| d (mm) | $A_s$ (mm$^2$) | $f_y$ (MPa) | $f_u$ (MPa) |
|---|---|---|---|
| 24 | 353 | 240 | 400 |

$$F_{v,Rd} = F_{t,Rd} + nF_{vb,Rd} \ldots\ldots^{(23)}$$

- n : Nombre de boulons d'ancrage « n = 4 »

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b . f_{ub} * A_s}{\Upsilon_{M2}}$$

$$\alpha_b = 0.44 - 0.0003 f_{yb}$$

$$\alpha_b = 0.44 - 0.0003*240 = 0.368$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0.368*400*353*0.1}{1.25} = 4156.93 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = 5742.3 + 2*4156.93 = 22370 \text{ daN}$$

$$V_{ed} = 6302.4 \leq F_{v,Rd} = 22370$$

**La Résistance au cisaillement est vérifiée**

(24) EC3 partie 1-8 page 62 paragraphe 6.2.2 (6.3)

### VIII.7.9. Vérification de la résistance de tiges à l'effort de soulèvement

Dans le cas d'un effort de soulèvement $F_{t,Rd} = 0$ ……(24)

$$\frac{V_{ed}}{n.F_{v,Rd}} + \frac{N_{ed}}{n.N_{Rd}} \leq 1 \text{ ……}^{(25)}$$

$$N_{Rd} = \frac{0.9.f_{ub}*A_s}{\Upsilon_{M2}}$$

$$N_{Rd} = \frac{0.9*400*353*0.1}{1.25} = 10166.4 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{ed}}{n.F_{v,Rd}} + \frac{N_{ed}}{n.N_{Rd}} = \frac{6302.4}{4*4156.93} + \frac{22318.187}{4*10166.4} = 0.93 \leq 1$$

➢ **La Résistance au soulèvement est vérifiée**

### VIII.7.10. Vérification des tiges à l'adhérence

Pour le type d'ancrage on choisit un ancrage par crochet

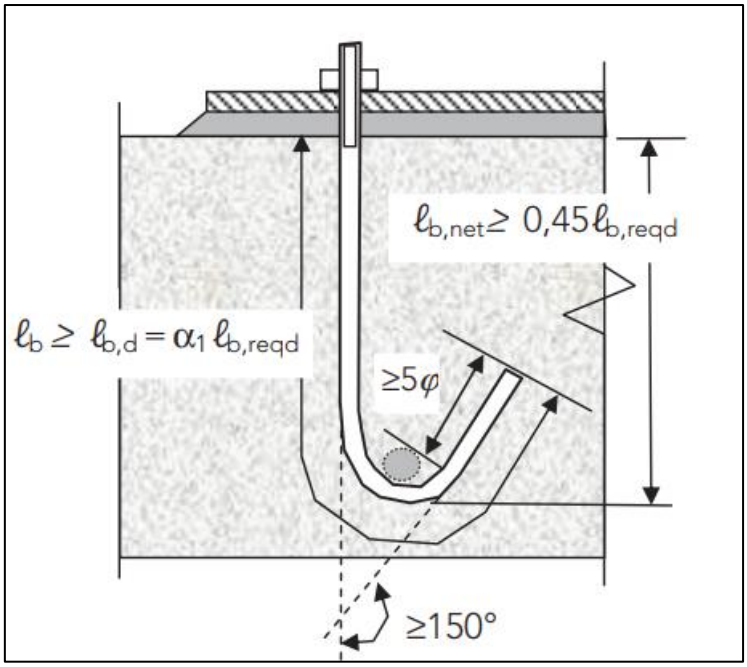



***Figure VIII.11 : Encrage par crochet.***

### VIII.7.10.1. Longueur d'ancrage requise

$$L_{b,req} = \frac{0.576*d*f_{ub}}{4*f_{bd}} \text{ ……}^{(26)}$$

-$f_{ub}$: Résistance ultime du boulon d'ancrage

- $F_{bd}$ : Contrainte d'adhérence

-d : Diamètre de boulon d'ancrage

(24) EC3 partie 1-8 page 62 paragraphe 6.2.2
(25) Assemblages des pieds de poteaux en acier CSTB éditions page 201 Annexe J paragraphe J.3
(26) Assemblages des pieds de poteaux en acier CSTB éditions page 191 Annexe H paragraphe H.4

$$F_{bd} = \frac{0.36*\sqrt{F_{c28}}}{\gamma_c} \ldots\ldots^{(27)}$$

$$F_{bd} = \frac{0.36*\sqrt{30}}{1.5} = 1.314 \text{ MPa}$$

$$L_{b,req} = \frac{0.576*24*400}{4*1.314} = 1052.054 \text{ mm « on prend 1100 mm »}$$

### VIII.7.10.2. Profondeur d'ancrage

La profondeur nette d'ancrage dans le cas d'ancrage avec crochet $L_{b,net} = 0.45L_{b,req}$ ……[28]

$$L_{b,net} = 0.45*1100 = 495 \text{ mm}$$

[27] Assemblages des pieds de poteaux en acier CSTB éditions page 190 Annexe H paragraphe H.3
[28] Assemblages des pieds de poteaux en acier CSTB éditions page 193 Annexe H paragraphe H.5.1

# CHAPITRE IX
# CALCUL DE FONDATIONS

## IX.1. Introduction

Les fondations sont des éléments essentiels assurant la stabilité d'un ouvrage en transmettant les charges vers le sol. On distingue deux types principaux : les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radiers) posées près de la surface et les fondations profondes (pieux, barrettes) ancrées dans les couches plus résistantes du sol en profondeur.

Leur conception dépend des caractéristiques du sol, des charges à supporter et des normes en vigueur. En Algérie, la conception et le calcul des fondations est encadré par plusieurs Documents Techniques Règlementaires de Conception (DTRC), notamment :

- **DTR-C2.331** (fondations superficielles),
- **DTR-C2.41** (structures en béton armé – CBA93),
- **DTR-C2.48** (règles parasismiques – RPA 2024).

Sous chaque élément porteur — mur, poteau, voile — une fondation appropriée est nécessaire pour garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité de la structure.

## IX.2. Dimensionnement de fût de fondation

### IX.2.1. Dimensions de fût en plan

La longueur « a » et la largeur « b » du fût sont obtenues à partir des relations suivantes :

$$\frac{4a_0}{3} \leq a \leq 10a_0 \; ; \frac{4b_0}{3} \leq b \leq 10b_0 \; \ldots\ldots^{(1)}$$

-$a_0$ : Longueur de platine de pied de poteau « $a_0$ = 980 mm »

-$b_0$ : Largeur de platine de pied de poteau « $b_0$ = 330 mm »

$$1306.67 \leq a \leq 9800 \text{ mm}$$

On prend a = 1500 mm

$$440 \leq b \leq 3300 \text{ mm}$$

On prend b = 500 mm

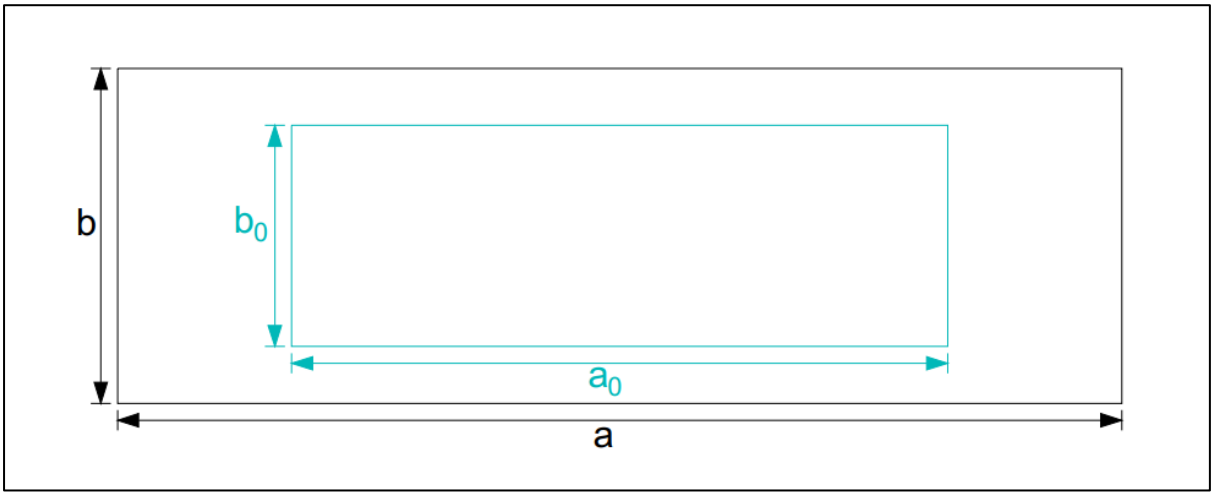



***Figure IX.1 : : Dimensions de fût en plan.***

(1) BAEL 91 R 99 page 55 paragraphe A.8.4.12

### IX.2.2. Hauteur de fût

La hauteur « h » est obtenue à partir de la relation suivante :

$$h \geq \frac{a_0 b_0}{a_0 + b_0} \quad \ldots\ldots^{(2)}$$

$$h \geq \frac{980 * 330}{980 + 330} = 246.87 \text{ mm}$$

### IX.2.3. Ferraillage longitudinale de fût à la traction

-L'effort de traction de calcul à L'ELU agissant sur le fût $N_{ed}$ = 22318.187 daN

-L'effort de traction de calcul à L'ELS agissant sur le fût $N_{ed}$ = 10686.06 daN

Pour le calcul de ferraillage longitudinale on utilise logiciel Robot Expert 2010

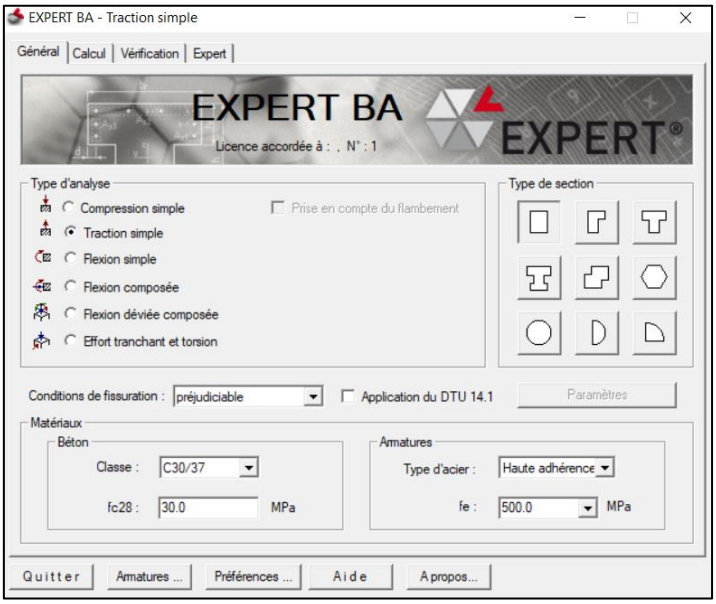



***Figure IX.2 : Calcul de la section d'acier nécessaire.***

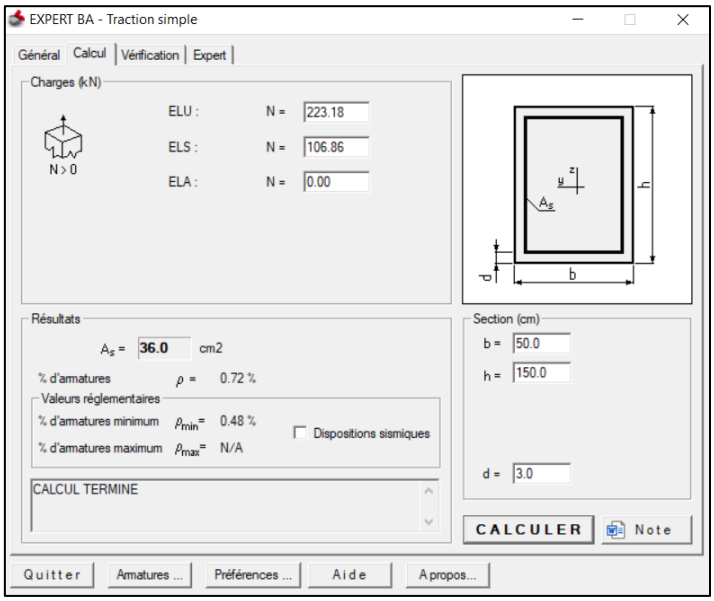



***Figure IX.3 : Caractéristiques de béton et l'acier de ferraillage.***

(2) BAEL 91 R 99 page 55 paragraphe A.8.4.12 (commentaire)

D'après les résultats donnés par les calculs, nous avons une section d'armature nécessaire égale à :

$$As = 36\ cm^2$$

On choisit 18T16 « A = 36.19 $cm^2 \geq$ As »

- Ferraillage dans le sens longitudinal = 14 barres, 7 barres sur chaque coté

- Ferraillage dans le sens transversal = 8 barres, 4 barres sur chaque

-Enrobage dans le sens longitudinale e = 3 cm

-Enrobage dans le sens transversale e = 3 cm

-Espacement longitudinale $S_l = \frac{a-(2*e+\varphi)}{N-1} = \frac{150-(2*3+1.6)}{7-1} \approx 23$ cm

-Espacement longitudinale $S_t = \frac{b-(2*e+\varphi)}{N-1} = \frac{50-(2*3+1.6)}{4-1} \approx 14$ cm

### IX.2.4. Ferraillage transversale du fût

-L'effort de compression de calcul à L'ELU agissant sur le fût $N_{ed}$ = 28711.417 daN

-L'effort de cisaillement de calcul à L'ELU agissant sur le fût $V_{ed}$ = 6989.075 daN

La section d'armatures transversales est obtenue par la relation suivante :

$$A_t \geq \frac{\Upsilon_s}{f_e}(0.5R_u + V_{ed}) \ \ldots\ldots^{(3)}$$

- $R_u = \frac{N_{ed}}{2}$ = 14355.71 daN

- $f_e$ = 500 MPa

- $\Upsilon_s$ = 1.15 MPa

$$A_t \geq \frac{1.15*10^{-5}}{500}(0.5 * 14355.7 + 6989.075)$$

$$A_t \geq 3.26\ cm^2$$

## IX.3. Dimensionnement de semelle de fondation

### IX.3.1. Dimensions de semelle en plan

La longueur « A » et la largeur « B » de la semelle sont obtenues à partir des relations suivantes :

-$d_a$ : Le débord suivant la longueur de semelle « $d_a \geq \frac{a}{6}$ = 250 mm, on prend $d_b$= 750 mm »

-$d_b$ : Le débord suivant la longueur de semelle « $d_b \geq \frac{b}{6}$ = 83.3 mm, on prend $d_b$= 250 mm »

$A \geq a + 2d_a$ ; $B \geq b + 2d_b$ ……(4)

-$d_a$ : Le débord suivant la longueur de semelle « $d_a \geq \frac{a}{6}$ = 250 mm, on prend $d_b$= 750 mm »

(3) BAEL 91 R 99 page 75 paragraphe A.8.4.14 (commentaire)
(4) BAEL 91 R 99 page 72 paragraphe A.8.4.12

-$d_b$ : Le débord suivant la longueur de semelle « $d_b \geq \frac{b}{6}$ = 83.3 mm, on prend $d_b$= 250 mm »

Donc :

A = 3000 mm

B = 1000 mm

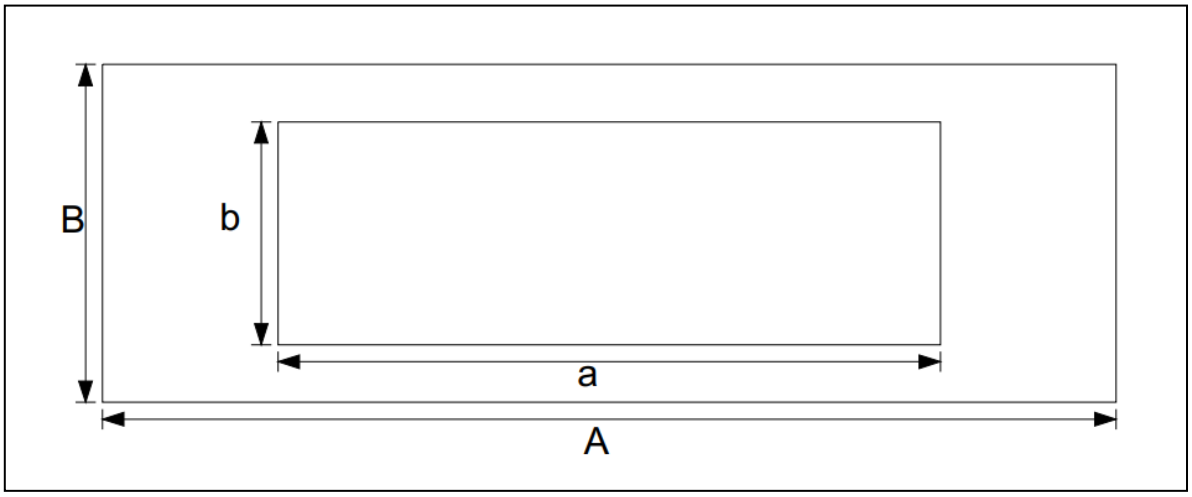



***Figure IX.4 : Dimensions de fondation en plan.***

### IX.3.2. Épaisseur de fondation

L'épaisseur « h » est obtenue à partir de la relation de rigidité suivante :

h = d + 5 cm

-d : la hauteur utile = max des valeurs obtenues par les relations suivantes :

$$d = \begin{cases} \frac{A-a}{4} \leq d \leq A-a \\ \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \end{cases} \quad \ldots\ldots^{(5)}$$

$$d = \begin{cases} 375 \leq d \leq 1500 \\ 125 \leq d \leq 500 \end{cases}$$

On prend d= 400 mm

Donc :

h = 450 mm

### IX.3.3. Vérification de portance de sol

La contrainte sur la l'interface semelle sol doit être inférieur à la contrainte admissible de sol donnée dans le rapport géotechnique $\sigma_{sol}$

- La contrainte admissible de sol à l'ELS : $\sigma_{sol}$ = 2 bars

- La valeur moyenne de poids volumique de sol : $\gamma$ = 19 KN/m$^3$

- Encrage de fondation : D = 2 m

(5) Livre ADETS page 121 paragraphe 3.5 (1.b)

- Surface de la semelle : S = 1.4 $m^2$

- Effort normal de calcul à l'ELS (Effort de compression sur pied de poteau + Poids de fût + Poids de semelle + Poids de du sol au-dessus de semelle) : $N_{ed}$ = 20398.8 +2500(1.5*0.5*1.55 + 3*1*0.45) + 1900[1.55(3*1 – 1.5*0.5)] = 33306.3 daN

$$\sigma = \frac{N_{ed}}{S}$$

$$\sigma = \frac{33306.3*10^{-4}}{3*1} = 1.11 \text{ bar} \leq 2 \text{ bars}$$

➢ **La portance de sol est vérifiée**

### IX.3.4. Vérification au poinçonnement

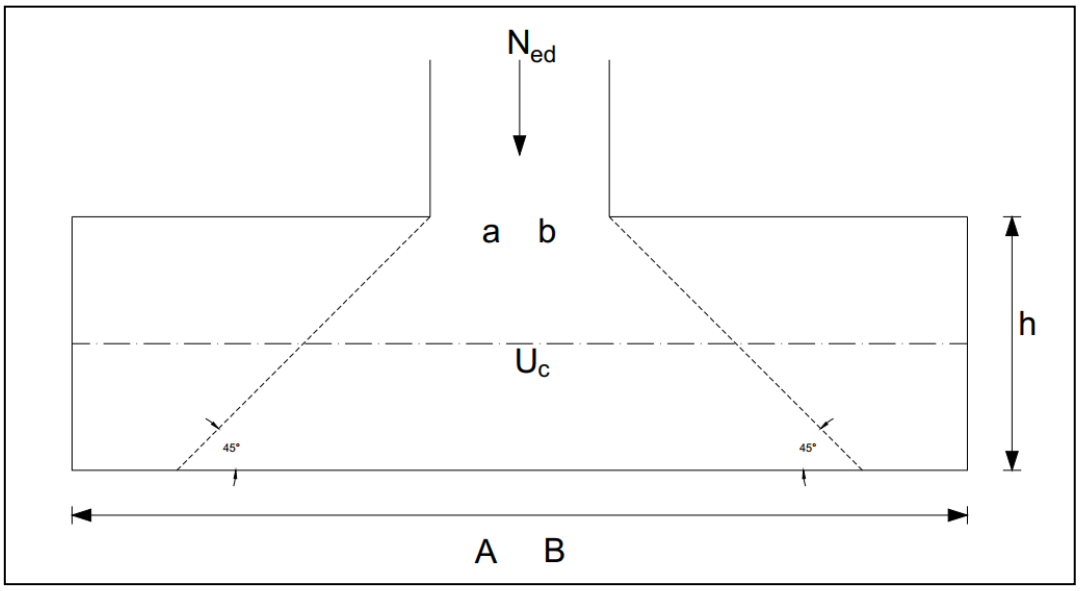



***Figure IX.5 : Rupture par poinçonnement.***

La condition de non poinçonnement est donnée par la formule suivante :

$Qu \leq 0.045 U_c \frac{h.f_{c28}}{\gamma_b}$ ……(6)

- Qu : L'effort normal de calcul à l'ELU (Effort de compression sur pied de poteau + Poids de fût), Qu = 28711.417 + 1.35*2500*1.5*0.5*1.55 = 32634.855 daN

- h : Épaisseur de semelle h = 450 mm

- $f_{c28}$ : Résistance de béton à la compression, $f_{c28}$ = 30 MPa

- Uc : Le périmètre du feuillé moyen, Uc = 2[(a + h) + (b + h)] = 5.8 m

$$0.045 U_c \frac{h.f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045*5.8*\frac{0.45*30*10^5}{1.5} = 234900 \text{ daN}$$

$Qu = 32634.855 \leq 0.045 U_c \frac{h.f_{c28}}{\gamma_b} = 234900$ daN

➢ **La résistance au poinçonnement est vérifiée**

(6) BAEL 91 R 99 page 57 paragraphe A.5.2.42

### IX.3.5. Ferraillage de la semelle

Le ferraillage de la semelle sera calculer à la flexion simple comme une console soumise à une charge uniformément répartie que représente la réaction de sol sous la charge de compression

#### IX.3.5.1. Ferraillage longitudinale

-L'effort de compression de calcul à L'ELU agissant sur la semelle $N_{ed}$ = 46136.542 daN

$$A_{sl} = \frac{N_{ed}*(A-a)}{8*d*\sigma_s} \quad \ldots\ldots^{(7)}$$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15}$ = 434.783 MPa

$$A_{sl} = \frac{46136.542*(3-1.5)*10^4}{8*0.4*434*10^5} = 4.98 \text{ cm}^2$$

- La section de ferraillage minimale recommandé $As_{min} = 0.23\frac{b.d.f_{t28}}{f_e}$ ……(8)

-b : La largeur de la section transversale du béton : 300 cm

-$f_{t28}$ : La résistance de béton à la traction : 0.6 + 0.06$f_{c28}$ = 2.4 MPa ……(9)

-d : La hauteur utile = 40 cm

$As_{min}$ = 13.25 cm$^2$ > $A_{sl}$

Il est recommandé de majorer la section de ferraillage par 10% dans le cas de fissuration préjudiciables donc : $A_{sl}$ = 14.6 cm$^2$

- L'espacement maximum autorisé $S_t$(max) = h + 10 cm = 55 cm ……(10)

On choisit 10T15 « A = 15.39 cm$^2$ ≥ $A_{sl}$ »

$$S_t = \frac{A-(2*e+\varphi)}{N-1} = \frac{300-(2*5+1.4)}{10-1} \approx 32 \text{ cm}$$

#### IX.3.5.2. Ferraillage transversale

-L'effort de compression de calcul à L'ELU agissant sur la semelle $N_{ed}$ = 43603.605 daN

$$A_{st} = \frac{N_{ed}*(A-a)}{8*d*\sigma_s}$$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15}$ = 434.783 MPa

$$A_{st} = \frac{46136.542*(1-0.5)*10^4}{8*0.4*434*10^5} = 1.66 \text{ cm}^2$$

- La section de ferraillage minimale recommandé $As_{min} = 0.23\frac{b.d.f_{t28}}{f_e}$

-b : La largeur de la section transversale du béton : 100 cm

-$f_{t28}$ : La résistance de béton à la traction : 0.6 + 0.06$f_{c28}$ = 2.4 MPa

-d : La hauteur utile = 40 cm

(7) BAEL 91 R 99 page 171 paragraphe E.5.4.1
(8) BAEL 91 R 99 page 23 paragraphe A.4.2.1
(9) BAEL 91 R 99 page 11 paragraphe A.2.1.12
(10) BAEL 91 R 99 page 106 paragraphe B.7.4

$$As_{min} = 4.416\ cm^2 > A_{sl}$$

Il est recommandé de majorer la section de ferraillage par 10% dans le cas de fissuration préjudiciables donc : $A_{st} = 4.86\ cm^2$

- L'espacement maximum autorisé $S_t(max) = h + 10\ cm = 55\ cm$

On choisit 5T12 « $A = 5.65\ cm^2 \geq A_{sl}$ »

$$S_t = \frac{B-(2*e+\varphi)}{5-1} = \frac{100-(2*5+1.4)}{5-1} \approx 22\ cm$$

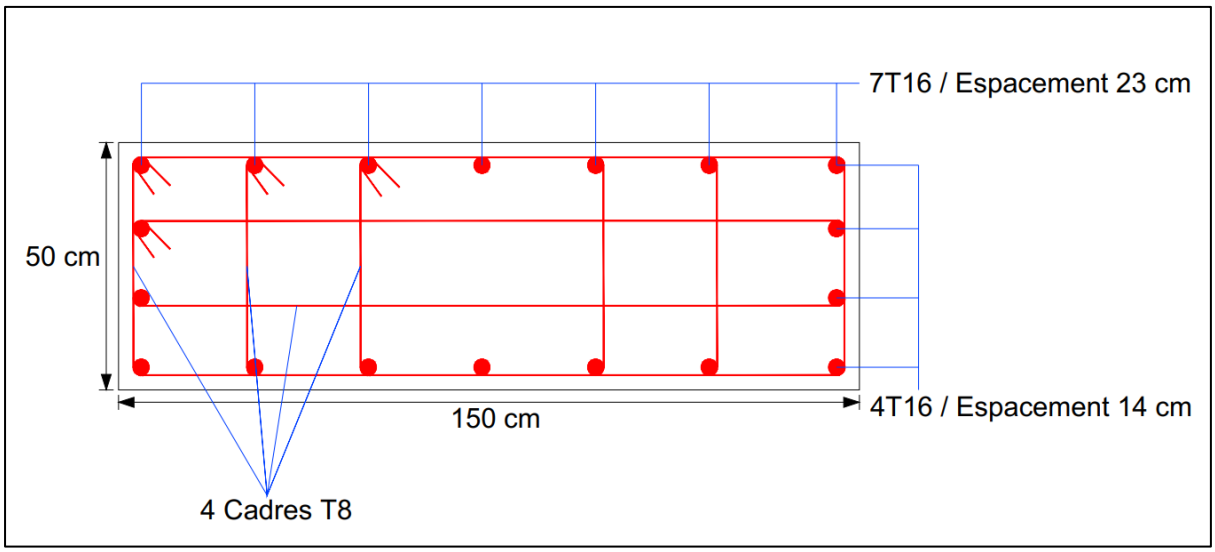



*Figure IX.5 : Croquis de ferraillage de fût.*

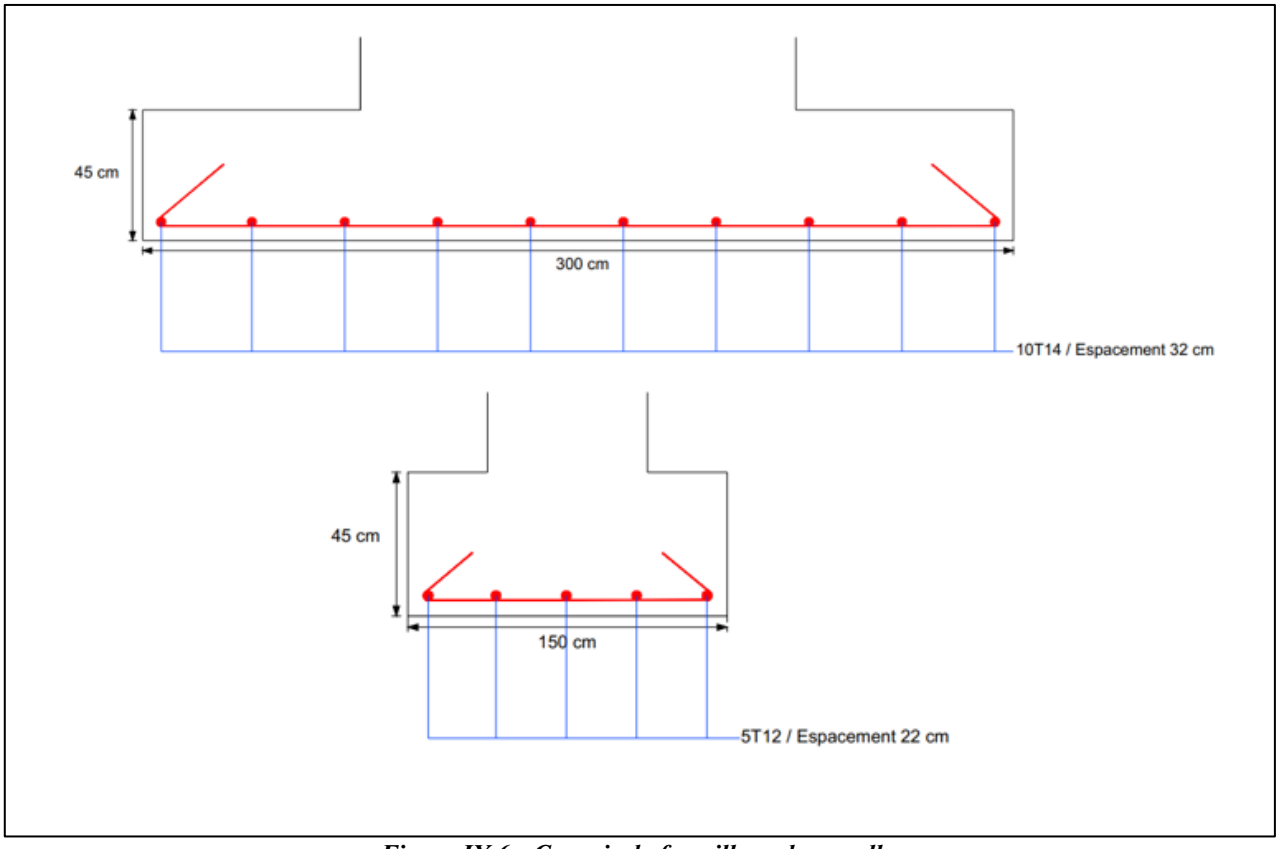



*Figure IX.6 : Croquis de ferraillage de semelle.*

# Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études, consacré à la conception et au dimensionnement d'un hangar industriel en charpente métallique, d'une surface de **222 m × 102 m** répartie en **trois blocs** de hauteurs respectives **14,6 m**, **12,55 m** et **16,1 m**, intégrant **deux ponts roulants de 5 tonnes chacun**, a représenté une opportunité précieuse pour mobiliser et approfondir les compétences techniques acquises au sein du département Matériaux et Structures de l'École Supérieure des Travaux Publics.

La structure principale repose sur un système de portiques métalliques réguliers, associés à un **contreventement mixte**, combinant à la fois **paliers triangulés mixtes** et **portiques contreventés**, assurant une stabilité optimale face aux sollicitations horizontales telles que le vent ou les séismes. L'hangar utilise une combinaison de **profils laminés à chaud** et de **profils reconstitués soudés (PRS)**, permettant une meilleure adaptation aux contraintes locales tout en assurant une performance structurelle élevée. Les fondations superficielles, constituées de **semelles isolées avec fûts en béton armé**, ont été soigneusement dimensionnées pour garantir une transmission efficace des efforts vers le sol.

Le projet a été réalisé en stricte conformité avec les normes techniques en vigueur, notamment :

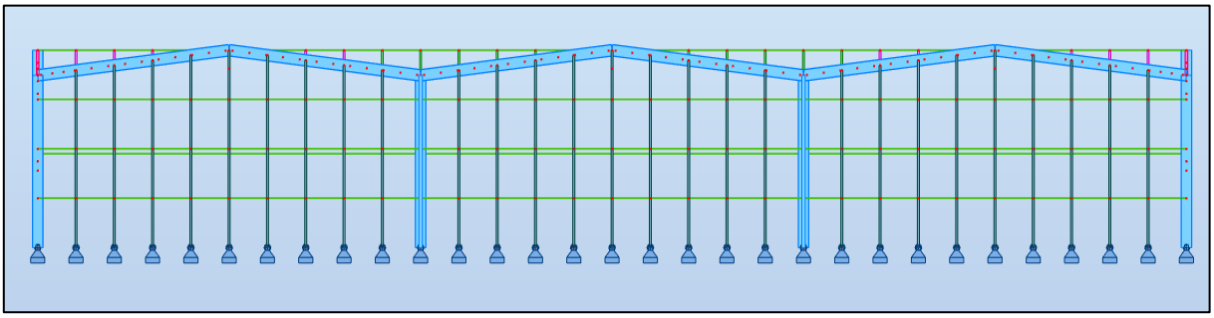
- **Règlement Parasismique Algérien RPA 2024**,
- **Code de Calcul des Structures Métalliques CCM 97**,
- **Eurocodes 3 et 4**,
- **Règlement BAEL 91**,
- **DTR BC 2.331**,
- **Règlement Neige et Vent 2013 – DTR BC2.47 / RNVA 2013**.

L'ensemble du dimensionnement, des vérifications et de la modélisation a été effectué à l'aide de logiciels professionnels tels que **Robot Structural Analysis**, **Robot Expert BA**, ainsi que des **logiciels BIM**-assurant une précision optimale de calculs, une visualisation 3D claire de la structure, et une coordination efficace entre les différents composants du projet.

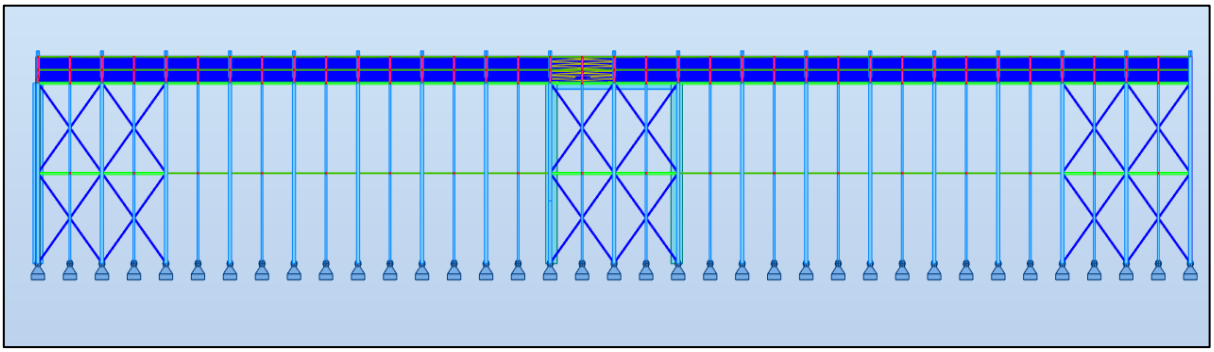
Ce projet a constitué une véritable immersion dans le processus global de conception d'un ouvrage industriel complexe, depuis l'étude des données géotechniques et architecturales, jusqu'au dimensionnement des éléments porteurs, à l'intégration des équipements industriels (notamment les ponts roulants), et à la génération des plans d'exécution. Il a permis de consolider notre rigueur méthodologique, notre maîtrise des outils de calcul avancés, ainsi que notre compréhension des exigences normatives et fonctionnelles.

En résumé, cette expérience constitue un socle solide pour aborder notre carrière professionelle en ingénierie avec un minimum de compétences, autonomie et engagement, prêts à relever les défis du génie civil industriel contemporain.

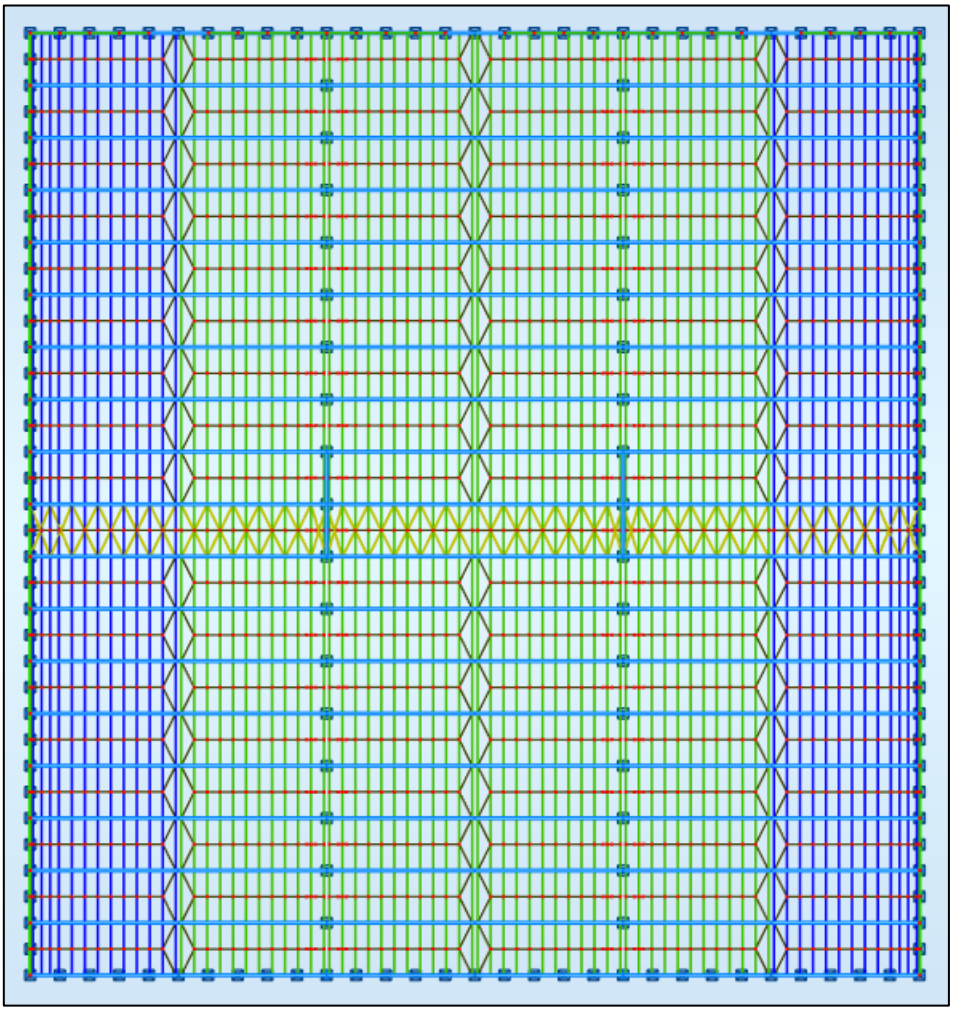
# ANNEXE A
# VUES SUR LE HANGAR



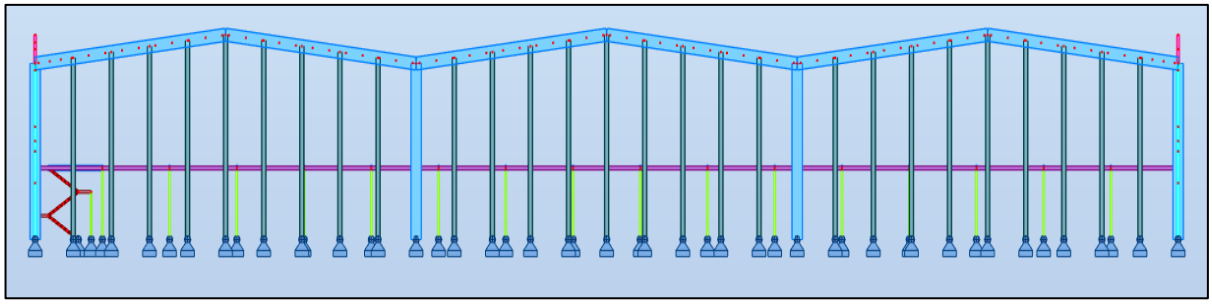
*Vue en élévation pignon « Bloc 1 »*



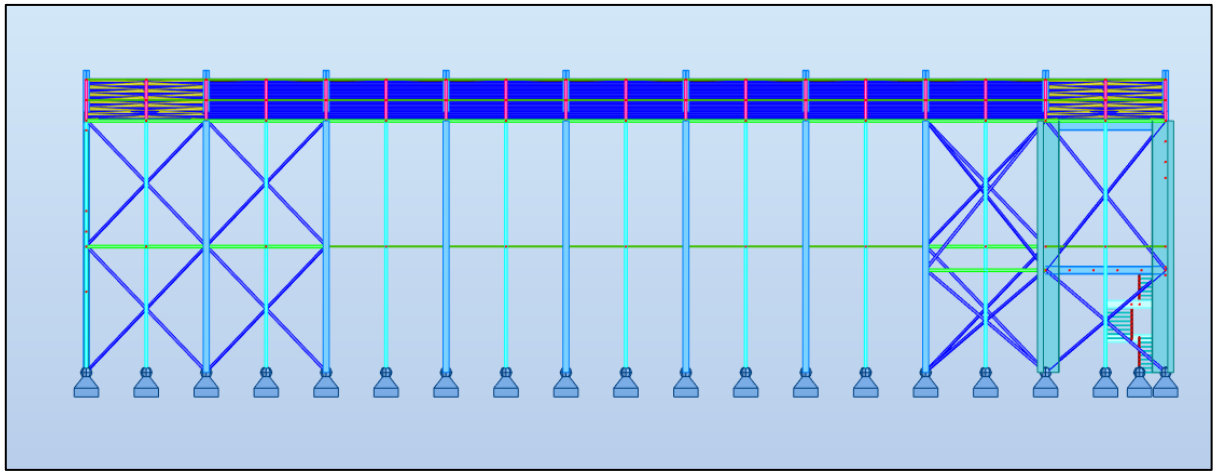
*Vue en élévation Long pan « Bloc 1 »*



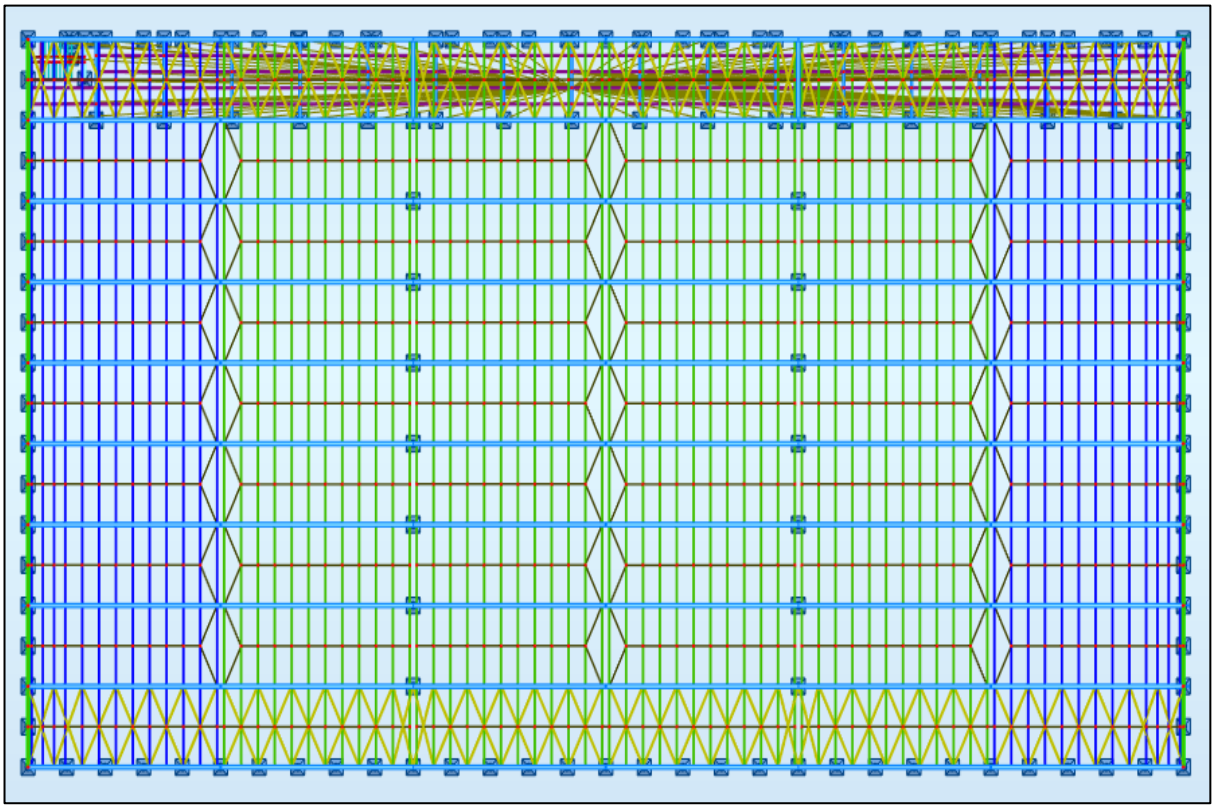
*Vue en plan toiture « Bloc 1 »*



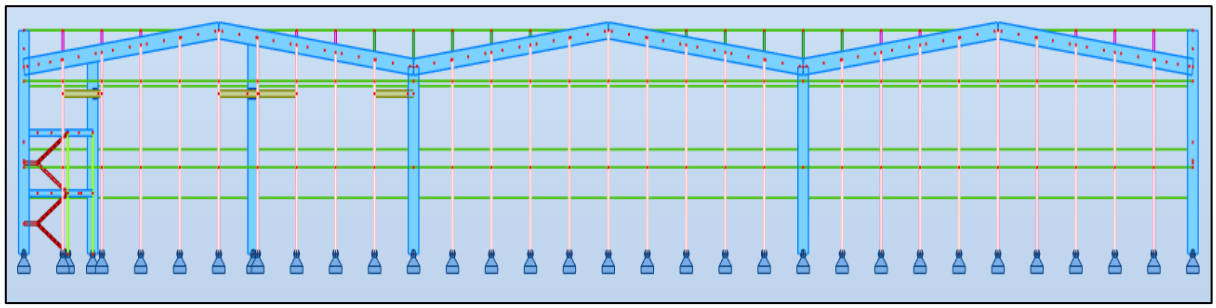
*Vue en élévation pignon « Bloc2 »*



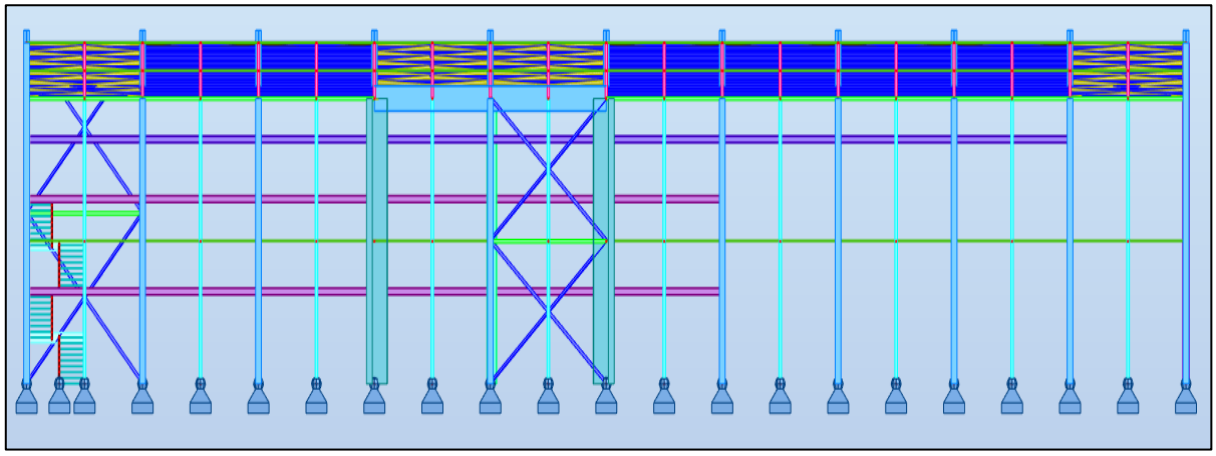
*Vue en élévation Long pan « Bloc 2 »*



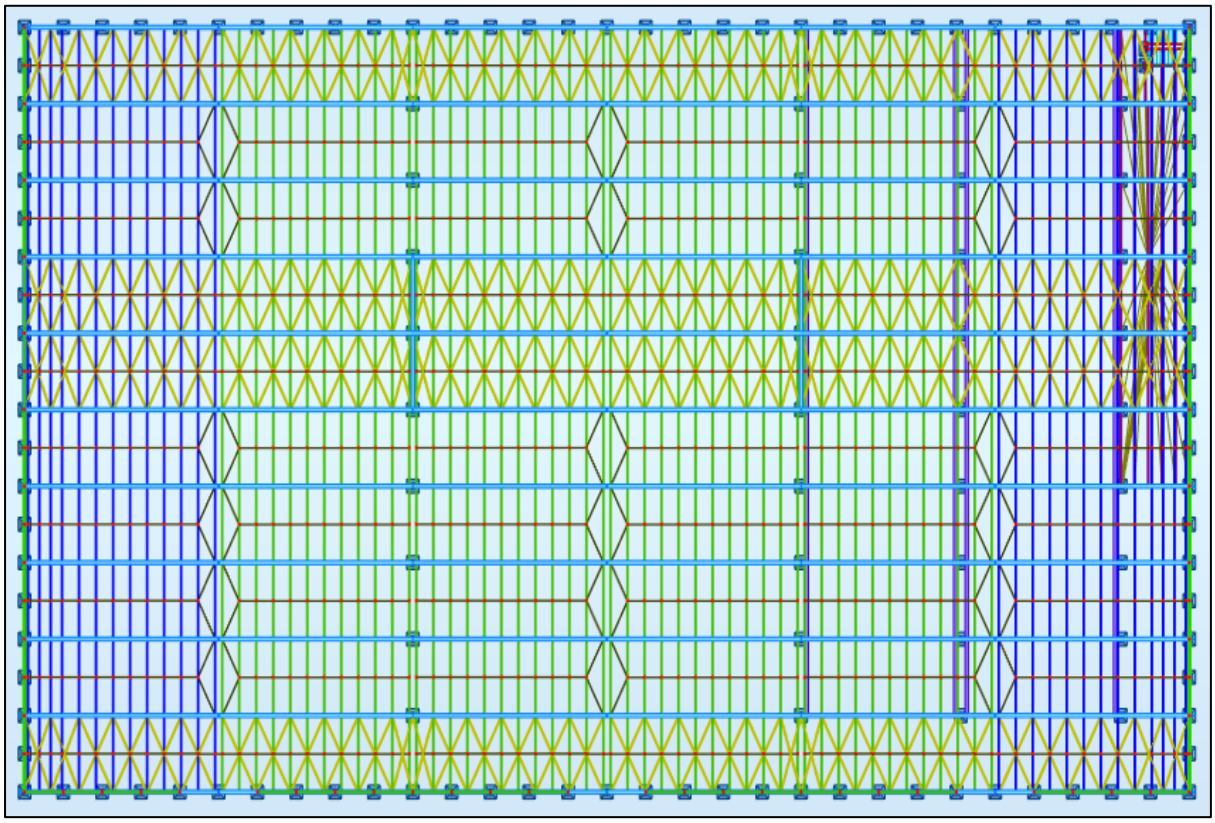
*Vue en plan toiture « Bloc 2 »*



*Vue en élévation pignon « Bloc 3 »*



*Vue en élévation Long pan « Bloc 3 »*



*Vue en plan toiture « Bloc 2 »*

# ANNEXE B
# VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

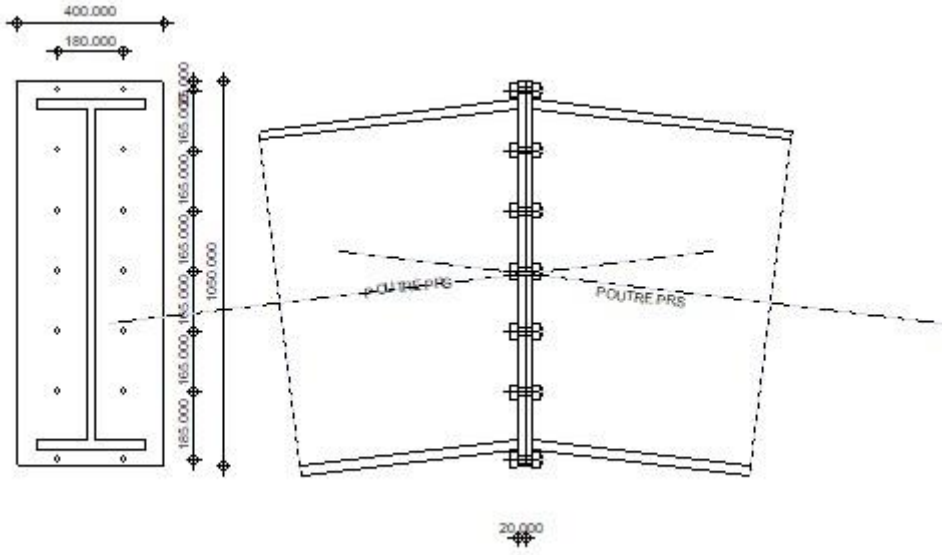
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

# Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio
**0.81**




## GENERAL

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 1097
Barres de la structure: 881, 882

## GEOMETRIE

### GAUCHE

### POUTRE

| | | | |
|---|---|---|---|
| Profilé: | | | POUTRE PRS |
| Barre N°: | | | 881 |
| $\alpha$ = | -173.1 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_{bl}$ = | 950.000 | [mm] | Hauteur de la section de la poutre |
| $b_{fbl}$ = | 300.000 | [mm] | Largeur de la section de la poutre |
| $t_{wbl}$ = | 20.000 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section de la poutre |
| $t_{fbl}$ = | 25.000 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section de la poutre |
| $A_{bl}$ = | 330.000 | [$cm^2$] | Aire de la section de la poutre |
| $I_{xbl}$ = | 442437.500 | [$cm^4$] | Moment d'inertie de la poutre |
| Matériau: | S 275 | | |
| $f_{yb}$ = | 275.000 | [MPa] | Résistance |

### DROITE

### POUTRE

| | | | |
|---|---|---|---|
| Profilé: | | | POUTRE PRS |
| Barre N°: | | | 882 |
| $\alpha$ = | -6.9 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_{br}$ = | 950.000 | [mm] | Hauteur de la section de la poutre |

$\alpha$ = -6.9 [Deg] Angle d'inclinaison
$b_{fbr}$ = 300.000 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr}$ = 20.000 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr}$ = 25.000 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$A_{br}$ = 330.000 [$cm^2$] Aire de la section de la poutre
$I_{xbr}$ = 442437.500 [$cm^4$] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
$f_{yb}$ = 275.000 [MPa] Résistance

## BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
d = 20.000 [mm] Diamètre du boulon
Classe = 10.9 Classe du boulon
$F_{tRd}$ = 17640.000 [daN] Résistance du boulon à la traction
$n_h$ = 2 Nombre de colonnes des boulons
$n_v$ = 7 Nombre de rangéss des boulons
$h_1$ = 25.000 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i$ = 180.000 [mm]
Entraxe $p_i$ = 165.000;165.000;165.000;165.000;165.000;185.000 [mm]

## PLATINE

$h_{pr}$ = 1050.000 [mm] Hauteur de la platine
$b_{pr}$ = 400.000 [mm] Largeur de la platine
$t_{pr}$ = 20.000 [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S 275
$f_{ypr}$ = 275.000 [MPa] Résistance

## SOUDURES D'ANGLE

$a_w$ = 14.000 [mm] Soudure âme
$a_f$ = 18.000 [mm] Soudure semelle

## COEFFICIENTS DE MATERIAU

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\gamma_{M0}$ = | 1.00 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M1}$ = | 1.00 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M2}$ = | 1.25 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M3}$ = | 1.25 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |

# EFFORTS

**Etat limite: ultime**
Cas: 57: 1.35G + 1.5N 5*1.35+7*1.50
$M_{b1,Ed}$ = -66336.630 [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ = -1105.564 [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ = -5493.814 [daN] Effort axial dans la poutre droite

# RESULTATS

## RESISTANCES DE LA POUTRE

**COMPRESSION**
$A_b$ = 330.000 [$cm^2$] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
$N_{cb,Rd}$ = 907500.000 [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]
**CISAILLEMENT**

$A_{vb}$ = 180.000 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 285788.383 [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0.00 < 1.00 vérifié (0.00)

**FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)**

$W_{plb}$ = 11825.000 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ = 325187.500 [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**

$W_{pl}$ = 9668.073 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ = 265872.020 [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$M_{cb,Rd}$ = 265872.020 [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f$ = 931.701 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ = 285361.901 [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

## PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

| Nr | m | $m_x$ | e | $e_x$ | p | $l_{eff,cp}$ | $l_{eff,nc}$ | $l_{eff,1}$ | $l_{eff,2}$ | $l_{eff,cp,g}$ | $l_{eff,nc,g}$ | $l_{eff,1,g}$ | $l_{eff,2,g}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 64.161 | 7.753 | 110.000 | 15.000 | 81.417 | 48.714 | 49.762 | 48.714 | 49.762 | - | - | - | - |
| 2 | 64.161 | - | 110.000 | - | 165.000 | 403.134 | 402.174 | 402.174 | 402.174 | 366.567 | 287.602 | 287.602 | 287.602 |
| 3 | 64.161 | - | 110.000 | - | 165.000 | 403.134 | 394.143 | 394.143 | 394.143 | 330.000 | 165.000 | 165.000 | 165.000 |
| 4 | 64.161 | - | 110.000 | - | 165.000 | 403.134 | 394.143 | 394.143 | 394.143 | 330.000 | 165.000 | 165.000 | 165.000 |
| 5 | 64.161 | - | 110.000 | - | 165.000 | 403.134 | 394.143 | 394.143 | 394.143 | 330.000 | 165.000 | 165.000 | 165.000 |
| 6 | 64.161 | - | 110.000 | - | 165.000 | 403.134 | 394.143 | 394.143 | 394.143 | 366.567 | 279.572 | 279.572 | 279.572 |
| 7 | 64.161 | 4.635 | 110.000 | 25.000 | 75.181 | 29.125 | 49.791 | 29.125 | 49.791 | - | - | - | - |

m – Distance du boulon de l'âme

$m_x$ – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

$e_x$ – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

$l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

$l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

$l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

## RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = Min ( N_{cb,Rd} )$

$N_{j,Rd}$ = 907500.000 [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ 0.01 < 1.00 vérifié (0.01)

## RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd}$ = 17640.000 [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
$B_{p,Rd}$ = 38905.483 [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = Min (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \omega\ b_{eff,t,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = Min (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb}\ t_{wb}\ f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

| $F_{t1,Rd,comp}$ - Formule | $F_{t1,Rd,comp}$ | Composant |
|---|---|---|
| $F_{t1,Rd} = Min (F_{t1,Rd,comp})$ | 35280.000 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,ep,Rd(1)}$ = 35280.000 | 35280.000 | Platine d'about - traction |
| $B_{p,Rd}$ = 77810.967 | 77810.967 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $F_{c,fb,Rd}$ = 285361.901 | 285361.901 | Aile de la poutre - compression |

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

| $F_{t2,Rd,comp}$ - Formule | $F_{t2,Rd,comp}$ | Composant |
|---|---|---|
| $F_{t2,Rd} = Min (F_{t2,Rd,comp})$ | 34922.303 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,ep,Rd(2)}$ = 34922.303 | 34922.303 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(2)}$ = 221195.551 | 221195.551 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd}$ = 77810.967 | 77810.967 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 285361.901 - 35280.000 | 250081.901 | Aile de la poutre - compression |

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_2/h_1$
$F_{t2,Rd}$ = 28568.013 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

| $F_{t3,Rd,comp}$ - Formule | $F_{t3,Rd,comp}$ | Composant |
|---|---|---|
| $F_{t3,Rd} = Min (F_{t3,Rd,comp})$ | 27875.547 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,ep,Rd(3)}$ = 34616.351 | 34616.351 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(3)}$ = 216778.778 | 216778.778 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd}$ = 77810.967 | 77810.967 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 285361.901 - 63848.013 | 221513.888 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 56443.560 - 28568.013 | 27875.547 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 248931.162 - 28568.013 | 220363.149 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 56443.560 - 28568.013 | 27875.547 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 248931.162 - 28568.013 | 220363.149 | Ame de la poutre - traction - groupe |

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_3/h_1$
$F_{t3,Rd}$ = 22581.645 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

| $F_{t4,Rd,comp}$ - Formule | $F_{t4,Rd,comp}$ | Composant |
|---|---|---|
| $F_{t4,Rd} = Min (F_{t4,Rd,comp})$ | 29190.931 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,ep,Rd(4)}$ = 34616.351 | 34616.351 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(4)}$ = 216778.778 | 216778.778 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd}$ = 77810.967 | 77810.967 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 285361.901 - 86429.658 | 198932.243 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 51772.576 - 22581.645 | 29190.931 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 181500.000 - 22581.645 | 158918.355 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 82329.848 - 51149.658 | 31180.190 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 339681.162 - 51149.658 | 288531.504 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 82329.848 - 51149.658 | 31180.190 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 339681.162 - 51149.658 | 288531.504 | Ame de la poutre - traction - groupe |

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_4/h_1$

$F_{t4,Rd}$ = 16595.278 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**

| $F_{t5,Rd,comp}$ - Formule | $F_{t5,Rd,comp}$ | Composant |
|---|---|---|
| $F_{t5,Rd} = Min (F_{t5,Rd,comp})$ | 34616.351 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,ep,Rd(5)} = 34616.351$ | 34616.351 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(5)} = 216778.778$ | 216778.778 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 77810.967$ | 77810.967 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 285361.901 - 103024.936$ | 182336.965 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 51772.576 - 16595.278$ | 35177.298 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 181500.000 - 16595.278$ | 164904.722 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 77658.865 - 39176.923$ | 38481.941 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 272250.000 - 39176.923$ | 233073.077 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 108216.136 - 67744.936$ | 40471.200 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 430431.162 - 67744.936$ | 362686.226 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 108216.136 - 67744.936$ | 40471.200 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 430431.162 - 67744.936$ | 362686.226 | Ame de la poutre - traction - groupe |

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_5/h_1$

$F_{t5,Rd}$ = 10608.911 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6**

| $F_{t6,Rd,comp}$ - Formule | $F_{t6,Rd,comp}$ | Composant |
|---|---|---|
| $F_{t6,Rd} = Min (F_{t6,Rd,comp})$ | 34616.351 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,ep,Rd(6)} = 34616.351$ | 34616.351 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(6)} = 216778.778$ | 216778.778 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 77810.967$ | 77810.967 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 285361.901 - 113633.847$ | 171728.054 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 56137.608 - 10608.911$ | 45528.697 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 244514.389 - 10608.911$ | 233905.478 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 82023.896 - 27204.189$ | 54819.707 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 335264.389 - 27204.189$ | 308060.200 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 107910.184 - 49785.834$ | 58124.350 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 426014.389 - 49785.834$ | 376228.555 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 138467.456 - 78353.847$ | 60113.609 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 584195.551 - 78353.847$ | 505841.704 | Ame de la poutre - traction - groupe |

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_6/h_1$

$F_{t6,Rd}$ = 4622.544 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

| Nr | $h_j$ | $F_{tj,Rd}$ | $F_{t,fc,Rd}$ | $F_{t,wc,Rd}$ | $F_{t,ep,Rd}$ | $F_{t,wb,Rd}$ | $F_{t,Rd}$ | $B_{p,Rd}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 972.409 | 35280.000 | - | - | 35280.000 | - | 35280.000 | 77810.967 |
| 2 | 787.409 | 28568.013 | - | - | 34922.303 | 221195.551 | 35280.000 | 77810.967 |
| 3 | 622.409 | 22581.645 | - | - | 34616.351 | 216778.778 | 35280.000 | 77810.967 |
| 4 | 457.409 | 16595.278 | - | - | 34616.351 | 216778.778 | 35280.000 | 77810.967 |
| 5 | 292.409 | 10608.911 | - | - | 34616.351 | 216778.778 | 35280.000 | 77810.967 |
| 6 | 127.409 | 4622.544 | - | - | 34616.351 | 216778.778 | 35280.000 | 77810.967 |
| 7 | -37.591 | - | - | - | 35280.000 | - | 35280.000 | 77810.967 |

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

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

$M_{j,Rd}$ = 82138.296 [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ | 0.81 < 1.00 | vérifié | (0.81) |

## RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\alpha_v$ = | 0.60 | | Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ | [Tableau 3.4] |
| $\beta_{Lf}$ = | 0.82 | | Coefficient réducteur pour les assemblages longs | [3.8] |
| $F_{v,Rd}$ = | 12403.008 | [daN] | Résistance d'un boulon au cisaillement | [Tableau 3.4] |
| $F_{t,Rd,max}$ = | 17640.000 | [daN] | Résistance d'un boulon à la traction | [Tableau 3.4] |
| $F_{b,Rd,int}$ = | 34400.000 | [daN] | Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale | [Tableau 3.4] |
| $F_{b,Rd,ext}$ = | 7818.182 | [daN] | Résistance du boulon de rive en pression diamétrale | [Tableau 3.4] |

| Nr | $F_{tj,Rd,N}$ | $F_{tj,Ed,N}$ | $F_{tj,Rd,M}$ | $F_{tj,Ed,M}$ | $F_{tj,Ed}$ | $F_{vj,Rd}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 35280.000 | -784.831 | 35280.000 | 28492.876 | 27708.046 | 10890.276 |
| 2 | 35280.000 | -784.831 | 28568.013 | 23072.133 | 22287.302 | 13612.722 |
| 3 | 35280.000 | -784.831 | 22581.645 | 18237.416 | 17452.585 | 16040.849 |
| 4 | 35280.000 | -784.831 | 16595.278 | 13402.699 | 12617.868 | 18468.977 |
| 5 | 35280.000 | -784.831 | 10608.911 | 8567.981 | 7783.151 | 20897.104 |
| 6 | 35280.000 | -784.831 | 4622.544 | 3733.264 | 2948.434 | 23325.231 |
| 7 | 35280.000 | -784.831 | 0.000 | 0.000 | -784.831 | 24806.016 |

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$
$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$
$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$
$F_{vj,Rd} = \text{Min}\ (n_h\ F_{v,Ed}\ (1 - F_{tj,Ed}/\ (1.4\ n_h\ F_{t,Rd,max}),\ n_h\ F_{v,Rd}\ ,\ n_h\ F_{b,Rd}))$

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ | | | | [Tableau 3.4] |
| $V_{j,Rd}$ = | 128041.175 | [daN] | Résistance de l'assemblage au cisaillement | [Tableau 3.4] |
| $V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \le 1,0$ | 0.01 < 1.00 | | vérifié | (0.01) |

## RESISTANCE DES SOUDURES

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $A_w$ = | 462.626 | [cm²] | Aire de toutes les soudures | [4.5.3.2(2)] |
| $A_{wy}$ = | 208.800 | [cm²] | Aire des soudures horizontales | [4.5.3.2(2)] |
| $A_{wz}$ = | 253.826 | [cm²] | Aire des soudures verticales | [4.5.3.2(2)] |
| $I_{wy}$ = | 629432.797 | [cm⁴] | Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. | [4.5.3.2(5)] |
| $\sigma_{\perp max}=\tau_{\perp max}$ = | -37.165 | [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.2(6)] |
| $\sigma_\perp=\tau_\perp$ = | -34.618 | [MPa] | Contraintes dans la soudure verticale | [4.5.3.2(5)] |
| $\tau_{II}$ = | -0.436 | [MPa] | Contrainte tangentielle | [4.5.3.2(5)] |
| $\beta_w$ = | 0.85 | | Coefficient de corrélation | [4.5.3.2(7)] |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ | 74.330 < 404.706 | | vérifié | (0.18) |
| $\sqrt{[\sigma_\perp^2 + 3*(\tau_\perp^2+\tau_{II}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ | 69.240 < 404.706 | | vérifié | (0.17) |
| $\sigma_\perp \le 0.9*f_u/\gamma_{M2}$ | 37.165 < 309.600 | | vérifié | (0.12) |

## RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $t_{wash}$ = | 4.000 | [mm] | Epaisseur de la plaquette | [6.2.6.3.(2)] |
| $h_{head}$ = | 14.000 | [mm] | Hauteur de la tête du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $h_{nut}$ = | 20.000 | [mm] | Hauteur de l'écrou du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $L_b$ = | 70.000 | [mm] | Longueur du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $k_{10}$ = | 5.600 | [mm] | Coefficient de rigidité des boulons | [6.3.2.(1)] |

**RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS**

| Nr | hj | $k_3$ | $k_4$ | $k_5$ | $k_{eff,j}$ | $k_{eff,j}\ h_j$ | $k_{eff,j}\ h_j^2$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Somme | 96.720 | 7778.587 |
| 1 | 972.409 | ∞ | ∞ | 752.609 | 5.518 | 53.656 | 5217.603 |
| 2 | 787.409 | ∞ | ∞ | 7.840 | 2.306 | 18.157 | 1429.677 |
| 3 | 622.409 | ∞ | ∞ | 4.498 | 1.605 | 9.987 | 621.594 |
| 4 | 457.409 | ∞ | ∞ | 4.498 | 1.605 | 7.339 | 335.710 |
| 5 | 292.409 | ∞ | ∞ | 4.498 | 1.605 | 4.692 | 137.195 |

| Nr | hj | $k_3$ | $k_4$ | $k_5$ | $k_{eff,j}$ | $k_{eff,j}\ h_j$ | $k_{eff,j}\ h_j^2$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 | 127.409 | ∞ | ∞ | 7.621 | 2.268 | 2.889 | 36.810 |
| | | | | | | | |

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j}\ h_j^2 / \sum_j k_{eff,j}\ h_j$

$z_{eq}$ = 804.235 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j}\ h_j / z_{eq}$

$k_{eq}$ = 12.026 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E\ z_{eq}^2\ k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini}$ = 163350336.209 [daN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu$ = 1.68 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j$ = 97322398.394 [daN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

**Classification de l'assemblage par rigidité.**

$S_{j,rig}$ = 43408759.679 [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2713047.480 [daN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

## COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

## REMARQUES

Pince du boulon trop faible. 25.000 [mm] < 26.400 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0.81

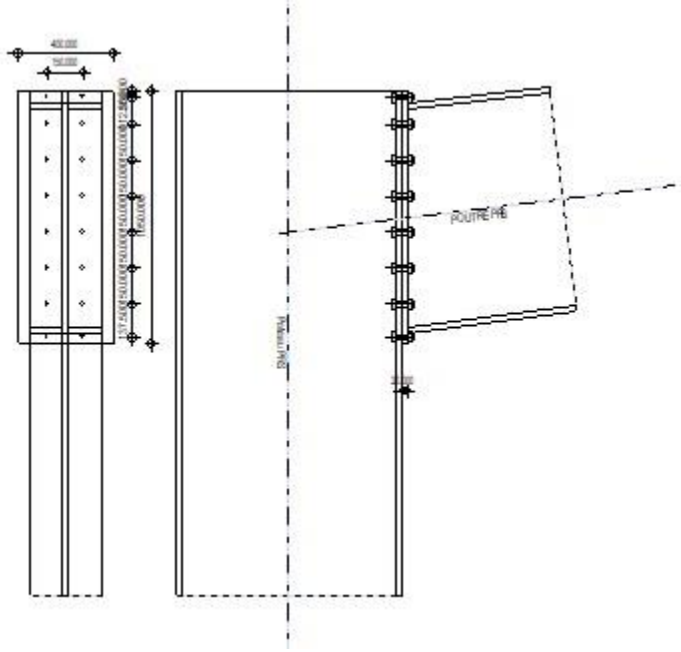
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

# Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio **0.91**



## GENERAL

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage : Angle de portique
Noeud de la structure: 1104
Barres de la structure: 889, 888

## GEOMETRIE

## POTEAU

Profilé: Poteau PRS
Barre N°: 889

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\alpha$ = | -90.0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_c$ = | 950.000 | [mm] | Hauteur de la section du poteau |
| $b_{fc}$ = | 300.000 | [mm] | Largeur de la section du poteau |
| $t_{wc}$ = | 20.000 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section du poteau |
| $t_{fc}$ = | 25.000 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section du poteau |
| $A_c$ = | 330.000 | [cm$^2$] | Aire de la section du poteau |
| $I_{xc}$ = | 442437.500 | [cm$^4$] | Moment d'inertie de la section du poteau |
| Matériau: | S 275 | | |
| $f_{yc}$ = | 275.000 | [MPa] | Résistance |

## POUTRE

Profilé: POUTRE PRS
Barre N°: 888

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\alpha$ = | 6.9 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_b$ = | 950.000 | [mm] | Hauteur de la section de la poutre |
| $b_f$ = | 300.000 | [mm] | Largeur de la section de la poutre |
| $t_{wb}$ = | 20.000 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section de la poutre |

$\alpha$ = 6.9 [Deg] Angle d'inclinaison
$t_{fb}$ = 25.000 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b$ = 0.000 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b$ = 330.000 [cm$^2$] Aire de la section de la poutre
$I_{xb}$ = 442437.500 [cm$^4$] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
$f_{yb}$ = 275.000 [MPa] Résistance

## BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
d = 20.000 [mm] Diamètre du boulon
Classe = 10.9 Classe du boulon
$F_{tRd}$ = 17640.000 [daN] Résistance du boulon à la traction
$n_h$ = 2 Nombre de colonnes des boulons
$n_v$ = 8 Nombre de rangéss des boulons
$h_1$ = 25.000 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i$ = 150.000 [mm]
Entraxe $p_i$ = 112.500;150.000;150.000;150.000;150.000;150.000;137.500 [mm]

## PLATINE

$h_p$ = 1050.000 [mm] Hauteur de la platine
$b_p$ = 400.000 [mm] Largeur de la platine
$t_p$ = 20.000 [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S 275
$f_{yp}$ = 275.000 [MPa] Résistance

## SOUDURES D'ANGLE

$a_w$ = 14.000 [mm] Soudure âme
$a_f$ = 18.000 [mm] Soudure semelle

## COEFFICIENTS DE MATERIAU

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\gamma_{M0}$ = | 1.00 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M1}$ = | 1.00 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M2}$ = | 1.25 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M3}$ = | 1.25 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |

# EFFORTS

**Etat limite: ultime**
Cas: 57: 1.35G + 1.5N 5*1.35+7*1.50
$M_{b1,Ed}$ = 89909.353 [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ = 22440.094 [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ = -6381.586 [daN] Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed}$ = -89906.635 [daN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed}$ = -6495.774 [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed}$ = -22677.326 [daN] Effort axial dans le poteau inférieur
$N_{c2,Ed}$ = -338.136 [daN] Effort axial dans le poteau supérieur

# RESULTATS

## RESISTANCES DE LA POUTRE

**COMPRESSION**

$A_b$ = 330.000 [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd}$ = 907500.000 [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

**CISAILLEMENT**

$A_{vb}$ = 180.000 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 285788.383 [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)**

$W_{plb}$ = 11825.000 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ = 325187.500 [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**

$W_{pl}$ = 9668.073 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ = 265872.020 [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$M_{cb,Rd}$ = 265872.020 [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f$ = 931.701 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ = 285361.900 [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

## RESISTANCES DU POTEAU

**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed}$ = 89909.353 [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed}$ = 0.000 [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed}$ = -6495.774 [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed}$ = 0.000 [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

z = 913.042 [mm] Bras de levier [6.2.5]

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

$V_{wp,Ed}$ = 101720.224 [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs}$ = 180.000 [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc}$ = 180.000 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{wp,Rd} = 0.9*( f_{y,wc}*A_{vc}+f_{y,wp}*A_{vp}+f_{ys}*A_{vd} ) / (\sqrt{3}\ \gamma_{M0})$

$V_{wp,Rd}$ = 257209.545 [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ 0.40 < 1.00 vérifié (0.40)

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

Pression diamétrale:

$t_{wc}$ = 20.000 [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc}$ = 340.088 [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc}$ = 180.000 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega$ = 0.92 Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed}$ = 94.292 [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc}$ = 1.00 Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega\ k_{wc}\ b_{eff,c,wbc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1}$ = 171782.811 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc}$ = 860.402 [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p$ = 0.91 Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho$ = 0.86 Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = \omega\ k_{wc}\ \rho\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2}$ = 147028.807 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

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

$F_{c,wc,Rd}$ = 147028.807 [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:

| | | | |
|---|---|---|---|
| $t_{wc}$ = 20.000 [mm] | Epaisseur efficace de l'âme du poteau | | [6.2.6.2.(6)] |
| $b_{eff,c,wc}$ = 340.088 [mm] | Largeur efficace de l'âme à la compression | | [6.2.6.2.(1)] |
| $A_{vc}$ = 180.000 [cm$^2$] | Aire de la section au cisaillement | | EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] |
| $\omega$ = 0.92 | Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement | | [6.2.6.2.(1)] |
| $\sigma_{com,Ed}$ = 94.292 [MPa] | Contrainte de compression maximale dans l'âme | | [6.2.6.2.(2)] |
| $k_{wc}$ = 1.00 | Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression | | [6.2.6.2.(2)] |

$F_{c,wc,Rd1} = \omega\ k_{wc}\ b_{eff,c,wbc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1}$ = 171782.811 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

| | | | |
|---|---|---|---|
| $d_{wc}$ = 860.402 [mm] | Hauteur de l'âme comprimée | | [6.2.6.2.(1)] |
| $\lambda_p$ = 0.91 | Elancement de plaque | | [6.2.6.2.(1)] |
| $\rho$ = 0.86 | Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément | | [6.2.6.2.(1)] |

$F_{c,wb,Rd2} = \omega\ k_{wc}\ \rho\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2}$ = 147028.807 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

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

$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 147028.807 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

## PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

| Nr | m | $m_x$ | e | $e_x$ | p | $l_{eff,cp}$ | $l_{eff,nc}$ | $l_{eff,1}$ | $l_{eff,2}$ | $l_{eff,cp,g}$ | $l_{eff,nc,g}$ | $l_{eff,1,g}$ | $l_{eff,2,g}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 49.161 | – | 75.000 | – | 112.500 | 204.443 | 170.197 | 170.197 | 170.197 | 162.500 | 81.250 | 81.250 | 81.250 |
| 2 | 49.161 | – | 75.000 | – | 131.250 | 308.886 | 290.393 | 290.393 | 290.393 | 225.000 | 112.500 | 112.500 | 112.500 |
| 3 | 49.161 | – | 75.000 | – | 150.000 | 308.886 | 290.393 | 290.393 | 290.393 | 300.000 | 150.000 | 150.000 | 150.000 |
| 4 | 49.161 | – | 75.000 | – | 150.000 | 308.886 | 290.393 | 290.393 | 290.393 | 300.000 | 150.000 | 150.000 | 150.000 |
| 5 | 49.161 | – | 75.000 | – | 150.000 | 308.886 | 290.393 | 290.393 | 290.393 | 300.000 | 150.000 | 150.000 | 150.000 |
| 6 | 49.161 | – | 75.000 | – | 150.000 | 308.886 | 290.393 | 290.393 | 290.393 | 300.000 | 150.000 | 150.000 | 150.000 |
| 7 | 49.161 | – | 75.000 | – | 143.750 | 308.886 | 290.393 | 290.393 | 290.393 | 275.000 | 137.500 | 137.500 | 137.500 |
| 8 | 49.161 | – | 75.000 | – | 137.500 | 204.443 | 170.197 | 170.197 | 170.197 | 187.500 | 93.750 | 93.750 | 93.750 |

### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

| Nr | m | $m_x$ | e | $e_x$ | p | $l_{eff,cp}$ | $l_{eff,nc}$ | $l_{eff,1}$ | $l_{eff,2}$ | $l_{eff,cp,g}$ | $l_{eff,nc,g}$ | $l_{eff,1,g}$ | $l_{eff,2,g}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 49.161 | 4.635 | 125.000 | 25.000 | 75.181 | 29.125 | 49.791 | 29.125 | 49.791 | – | – | – | – |
| 2 | 49.161 | – | 125.000 | – | 150.000 | 308.886 | 393.286 | 308.886 | 393.286 | 304.443 | 291.840 | 291.840 | 291.840 |
| 3 | 49.161 | – | 125.000 | – | 150.000 | 308.886 | 352.893 | 308.886 | 352.893 | 300.000 | 150.000 | 150.000 | 150.000 |
| 4 | 49.161 | – | 125.000 | – | 150.000 | 308.886 | 352.893 | 308.886 | 352.893 | 300.000 | 150.000 | 150.000 | 150.000 |
| 5 | 49.161 | – | 125.000 | – | 150.000 | 308.886 | 352.893 | 308.886 | 352.893 | 300.000 | 150.000 | 150.000 | 150.000 |
| 6 | 49.161 | – | 125.000 | – | 150.000 | 308.886 | 352.893 | 308.886 | 352.893 | 300.000 | 150.000 | 150.000 | 150.000 |
| 7 | 49.161 | – | 125.000 | – | 150.000 | 308.886 | 352.893 | 308.886 | 352.893 | 304.443 | 251.447 | 251.447 | 251.447 |
| 8 | 49.161 | –2.247 | 125.000 | 25.000 | 61.417 | –14.118 | 22.262 | –14.118 | 22.262 | – | – | – | – |

m – Distance du boulon de l'âme

$m_x$ – Distance du boulon de l'aile de la poutre

m – Distance du boulon de l'âme
e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
$e_x$ – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p – Entraxe des boulons
$l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
$l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
$l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

## RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd}$ = Min ( $N_{cb,Rd}$ , 2 $F_{c,wc,Rd,low}$ , 2 $F_{c,wc,Rd,upp}$ )
$N_{j,Rd}$ = 294057.614 [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]
$N_{b1,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0 0.02 < 1.00 vérifié (0.02)

## RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd}$ = 17640.000 [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
$B_{p,Rd}$ = 38905.483 [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
$F_{t,fc,Rd}$ = Min ($F_{T,1,fc,Rd}$ , $F_{T,2,fc,Rd}$ , $F_{T,3,fc,Rd}$) [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd}$ = $\omega$ $b_{eff,t,wc}$ $t_{wc}$ $f_{yc}$ / $\gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd}$ = Min ($F_{T,1,ep,Rd}$ , $F_{T,2,ep,Rd}$ , $F_{T,3,ep,Rd}$) [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd}$ = $b_{eff,t,wb}$ $t_{wb}$ $f_{yb}$ / $\gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

| **$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule** | **$F_{t1,Rd,comp}$** | **Composant** |
|---|---|---|
| $F_{t1,Rd}$ = Min ($F_{t1,Rd,comp}$) | 32823.064 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(1)}$ = 32823.064 | 32823.064 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(1)}$ = 91505.259 | 91505.259 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(1)}$ = 35280.000 | 35280.000 | Platine d'about - traction |
| $B_{p,Rd}$ = 77810.967 | 77810.967 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta$ = 257209.545 | 257209.545 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd}$ = 147028.807 | 147028.807 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd}$ = 285361.900 | 285361.900 | Aile de la poutre - compression |

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

| **$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule** | **$F_{t2,Rd,comp}$** | **Composant** |
|---|---|---|
| $F_{t2,Rd}$ = Min ($F_{t2,Rd,comp}$) | 21429.930 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(2)}$ = 35280.000 | 35280.000 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(2)}$ = 149894.571 | 149894.571 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(2)}$ = 35280.000 | 35280.000 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(2)}$ = 169887.557 | 169887.557 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd}$ = 77810.967 | 77810.967 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta$ - $\sum_1^1 F_{ti,Rd}$ = 257209.545 - 32823.064 | 224386.481 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 147028.807 - 32823.064 | 114205.743 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 285361.900 - 32823.064 | 252538.836 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,fc,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 54252.994 - 32823.064 | 21429.930 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 103490.550 - 32823.064 | 70667.486 | Ame du poteau - traction - groupe |

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

| **$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule** | **$F_{t3,Rd,comp}$** | **Composant** |
|---|---|---|
| $F_{t3,Rd}$ = Min ($F_{t3,Rd,comp}$) | 31253.931 | Résistance d'une rangée de boulon |

| $F_{t3,Rd,comp}$ - Formule | $F_{t3,Rd,comp}$ | Composant |
|---|---|---|
| $F_{t,fc,Rd(3)}$ = 35280.000 | 35280.000 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(3)}$ = 149894.571 | 149894.571 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(3)}$ = 35280.000 | 35280.000 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(3)}$ = 169887.557 | 169887.557 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd}$ = 77810.967 | 77810.967 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta$ - $\sum_1^2 F_{ti,Rd}$ = 257209.545 - 54252.994 | 202956.551 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 147028.807 - 54252.994 | 92775.813 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 285361.900 - 54252.994 | 231108.906 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,fc,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 59594.379 - 21429.930 | 38164.449 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 136998.264 - 21429.930 | 115568.334 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(3+2+1)}$ - $\sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 85506.925 - 54252.994 | 31253.931 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(3+2+1)}$ - $\sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 173339.092 - 54252.994 | 119086.098 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 61169.797 - 21429.930 | 39739.867 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 243011.917 - 21429.930 | 221581.987 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 61169.797 - 21429.930 | 39739.867 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 243011.917 - 21429.930 | 221581.987 | Ame de la poutre - traction - groupe |

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

| $F_{t4,Rd,comp}$ - Formule | $F_{t4,Rd,comp}$ | Composant |
|---|---|---|
| $F_{t4,Rd}$ = Min ($F_{t4,Rd,comp}$) | 22863.101 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(4)}$ = 35280.000 | 35280.000 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(4)}$ = 149894.571 | 149894.571 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(4)}$ = 35280.000 | 35280.000 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(4)}$ = 169887.557 | 169887.557 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd}$ = 77810.967 | 77810.967 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta$ - $\sum_1^3 F_{ti,Rd}$ = 257209.545 - 85506.925 | 171702.620 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 147028.807 - 85506.925 | 61521.882 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 285361.900 - 85506.925 | 199854.975 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,fc,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 62507.862 - 31253.931 | 31253.931 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 154236.296 - 31253.931 | 122982.365 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 90848.310 - 52683.861 | 38164.449 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 201074.520 - 52683.861 | 148390.659 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 116760.856 - 85506.925 | 31253.931 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 230231.451 - 85506.925 | 144724.526 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 54117.032 - 31253.931 | 22863.101 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 165000.000 - 31253.931 | 133746.069 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 88228.313 - 52683.861 | 35544.452 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 325511.917 - 52683.861 | 272828.056 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 88228.313 - 52683.861 | 35544.452 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 325511.917 - 52683.861 | 272828.056 | Ame de la poutre - traction - groupe |

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**

| $F_{t5,Rd,comp}$ - Formule | $F_{t5,Rd,comp}$ | Composant |
|---|---|---|
| $F_{t5,Rd}$ = Min ($F_{t5,Rd,comp}$) | 27058.516 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(5)}$ = 35280.000 | 35280.000 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(5)}$ = 149894.571 | 149894.571 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(5)}$ = 35280.000 | 35280.000 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(5)}$ = 169887.557 | 169887.557 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd}$ = 77810.967 | 77810.967 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta$ - $\sum_1^4 F_{ti,Rd}$ = 257209.545 - 108370.026 | 148839.519 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 147028.807 - 108370.026 | 38658.781 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 285361.900 - 108370.026 | 176991.875 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,fc,Rd(5+4)}$ - $\sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 62507.862 - 22863.101 | 39644.761 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(5+4)}$ - $\sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 154236.296 - 22863.101 | 131373.195 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(5+4+3)}$ - $\sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 93761.793 - 54117.032 | 39644.761 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(5+4+3)}$ - $\sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 215014.260 - 54117.032 | 160897.228 | Ame du poteau - traction - groupe |

| $F_{t5,Rd,comp}$ - Formule | $F_{t5,Rd,comp}$ | Composant |
|---|---|---|
| $F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 122102.241 - 75546.962$ | 46555.280 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 251948.366 - 75546.962$ | 176401.405 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 148014.787 - 108370.026$ | 39644.761 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 274383.884 - 108370.026$ | 166013.858 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 54117.032 - 22863.101$ | 31253.931 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 165000.000 - 22863.101$ | 142136.899 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 81175.548 - 54117.032$ | 27058.516 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 247500.000 - 54117.032$ | 193382.968 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 115286.828 - 75546.962$ | 39739.867 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 408011.917 - 75546.962$ | 332464.955 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 115286.828 - 75546.962$ | 39739.867 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 408011.917 - 75546.962$ | 332464.955 | Ame de la poutre - traction - groupe |

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6**

| $F_{t6,Rd,comp}$ - Formule | $F_{t6,Rd,comp}$ | Composant |
|---|---|---|
| $F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$ | 11600.265 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(6)} = 35280.000$ | 35280.000 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(6)} = 149894.571$ | 149894.571 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(6)} = 35280.000$ | 35280.000 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(6)} = 169887.557$ | 169887.557 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 77810.967$ | 77810.967 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{ti,Rd} = 257209.545 - 135428.542$ | 121781.003 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 147028.807 - 135428.542$ | 11600.265 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 285361.900 - 135428.542$ | 149933.359 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 62507.862 - 27058.516$ | 35449.346 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 154236.296 - 27058.516$ | 127177.780 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 93761.793 - 49921.617$ | 43840.177 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 215014.260 - 49921.617$ | 165092.644 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 125015.724 - 81175.548$ | 43840.177 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 262718.722 - 81175.548$ | 181543.174 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 153356.172 - 102605.478$ | 50750.695 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 290896.385 - 102605.478$ | 188290.908 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 179268.718 - 135428.542$ | 43840.177 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 307837.573 - 135428.542$ | 172409.031 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 54117.032 - 27058.516$ | 27058.516 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 165000.000 - 27058.516$ | 137941.484 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 81175.548 - 49921.617$ | 31253.931 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 247500.000 - 49921.617$ | 197578.383 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 108234.063 - 81175.548$ | 27058.516 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 330000.000 - 81175.548$ | 248824.452 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 142345.344 - 102605.478$ | 39739.867 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 490511.917 - 102605.478$ | 387906.439 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 142345.344 - 102605.478$ | 39739.867 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 490511.917 - 102605.478$ | 387906.439 | Ame de la poutre - traction - groupe |

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7**

| $F_{t7,Rd,comp}$ - Formule | $F_{t7,Rd,comp}$ | Composant |
|---|---|---|
| $F_{t7,Rd} = \text{Min}(F_{t7,Rd,comp})$ | 0.000 | Résistance d'une rangée de boulon |
| $F_{t,fc,Rd(7)} = 35280.000$ | 35280.000 | Aile du poteau - traction |
| $F_{t,wc,Rd(7)} = 149894.571$ | 149894.571 | Ame du poteau - traction |
| $F_{t,ep,Rd(7)} = 35280.000$ | 35280.000 | Platine d'about - traction |
| $F_{t,wb,Rd(7)} = 169887.557$ | 169887.557 | Ame de la poutre - traction |
| $B_{p,Rd} = 77810.967$ | 77810.967 | Boulons au cisaillement/poinçonnement |

| $F_{t7,Rd,comp}$ - Formule | $F_{t7,Rd,comp}$ | Composant |
|---|---|---|
| $V_{wp,Rd}/\beta$ - $\sum_1^6 F_{ti,Rd}$ = 257209.545 - 147028.807 | 110180.738 | Panneau d'âme - compression |
| $F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^6 F_{tj,Rd}$ = 147028.807 - 147028.807 | 0.000 | Ame du poteau - compression |
| $F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^6 F_{tj,Rd}$ = 285361.900 - 147028.807 | 138333.093 | Aile de la poutre - compression |
| $F_{t,fc,Rd(7+6)}$ - $\sum_6^6 F_{tj,Rd}$ = 61536.701 - 11600.265 | 49936.436 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(7+6)}$ - $\sum_6^6 F_{tj,Rd}$ = 148576.836 - 11600.265 | 136976.571 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(7+6+5)}$ - $\sum_6^5 F_{tj,Rd}$ = 92790.632 - 38658.781 | 54131.851 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(7+6+5)}$ - $\sum_6^5 F_{tj,Rd}$ = 210460.463 - 38658.781 | 171801.682 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)}$ - $\sum_6^4 F_{tj,Rd}$ = 124044.563 - 61521.882 | 62522.681 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)}$ - $\sum_6^4 F_{tj,Rd}$ = 259209.799 - 61521.882 | 197687.917 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)}$ - $\sum_6^3 F_{tj,Rd}$ = 155298.494 - 92775.813 | 62522.681 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)}$ - $\sum_6^3 F_{tj,Rd}$ = 296389.798 - 92775.813 | 203613.985 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)}$ - $\sum_6^2 F_{tj,Rd}$ = 183638.942 - 114205.743 | 69433.200 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)}$ - $\sum_6^2 F_{tj,Rd}$ = 318125.281 - 114205.743 | 203919.538 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)}$ - $\sum_6^1 F_{tj,Rd}$ = 209551.488 - 147028.807 | 62522.681 | Aile du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)}$ - $\sum_6^1 F_{tj,Rd}$ = 331178.740 - 147028.807 | 184149.933 | Ame du poteau - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(7+6)}$ - $\sum_6^6 F_{tj,Rd}$ = 59161.306 - 11600.265 | 47561.041 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(7+6)}$ - $\sum_6^6 F_{tj,Rd}$ = 220795.639 - 11600.265 | 209195.374 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(7+6+5)}$ - $\sum_6^5 F_{tj,Rd}$ = 86219.822 - 38658.781 | 47561.041 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(7+6+5)}$ - $\sum_6^5 F_{tj,Rd}$ = 303295.639 - 38658.781 | 264636.858 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)}$ - $\sum_6^4 F_{tj,Rd}$ = 113278.338 - 61521.882 | 51756.456 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)}$ - $\sum_6^4 F_{tj,Rd}$ = 385795.639 - 61521.882 | 324273.757 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)}$ - $\sum_6^3 F_{tj,Rd}$ = 140336.854 - 92775.813 | 47561.041 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)}$ - $\sum_6^3 F_{tj,Rd}$ = 468295.639 - 92775.813 | 375519.826 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)}$ - $\sum_6^2 F_{tj,Rd}$ = 174448.135 - 114205.743 | 60242.392 | Platine d'about - traction - groupe |
| $F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)}$ - $\sum_6^2 F_{tj,Rd}$ = 628807.556 - 114205.743 | 514601.813 | Ame de la poutre - traction - groupe |

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

| Nr | $h_j$ | $F_{tj,Rd}$ | $F_{t,fc,Rd}$ | $F_{t,wc,Rd}$ | $F_{t,ep,Rd}$ | $F_{t,wb,Rd}$ | $F_{t,Rd}$ | $B_{p,Rd}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 969.292 | 32823.064 | 32823.064 | 91505.259 | 35280.000 | - | 35280.000 | 77810.967 |
| 2 | 856.792 | 21429.930 | 35280.000 | 149894.571 | 35280.000 | 169887.557 | 35280.000 | 77810.967 |
| 3 | 706.792 | 31253.931 | 35280.000 | 149894.571 | 35280.000 | 169887.557 | 35280.000 | 77810.967 |
| 4 | 556.792 | 22863.101 | 35280.000 | 149894.571 | 35280.000 | 169887.557 | 35280.000 | 77810.967 |
| 5 | 406.792 | 27058.516 | 35280.000 | 149894.571 | 35280.000 | 169887.557 | 35280.000 | 77810.967 |
| 6 | 256.792 | 11600.265 | 35280.000 | 149894.571 | 35280.000 | 169887.557 | 35280.000 | 77810.967 |
| 7 | 106.792 | - | 35280.000 | 149894.571 | 35280.000 | 169887.557 | 35280.000 | 77810.967 |
| 8 | -30.708 | - | 32823.064 | 91505.259 | - | - | 35280.000 | 77810.967 |

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

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

$M_{j,Rd}$ = 98982.151 [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ | 0.91 < 1.00 | vérifié | (0.91) |

## RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\alpha_v$ = | 0.60 | | Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ | [Tableau 3.4] |
| $\beta_{Lf}$ = | 0.82 | | Coefficient réducteur pour les assemblages longs | [3.8] |
| $F_{v,Rd}$ = | 12440.707 | [daN] | Résistance d'un boulon au cisaillement | [Tableau 3.4] |
| $F_{t,Rd,max}$ = | 17640.000 | [daN] | Résistance d'un boulon à la traction | [Tableau 3.4] |
| $F_{b,Rd,int}$ = | 34400.000 | [daN] | Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale | [Tableau 3.4] |
| $F_{b,Rd,ext}$ = | 13030.303 | [daN] | Résistance du boulon de rive en pression diamétrale | [Tableau 3.4] |

| Nr | $F_{tj,Rd,N}$ | $F_{tj,Ed,N}$ | $F_{tj,Rd,M}$ | $F_{tj,Ed,M}$ | $F_{tj,Ed}$ | $F_{vj,Rd}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 35280.000 | -797.698 | 32823.064 | 29814.471 | 29016.773 | 10264.101 |
| 2 | 35280.000 | -797.698 | 21429.930 | 19465.642 | 18667.944 | 15477.364 |
| 3 | 35280.000 | -797.698 | 31253.931 | 28389.166 | 27591.468 | 10982.104 |
| 4 | 35280.000 | -797.698 | 22863.101 | 20767.447 | 19969.749 | 14821.574 |
| 5 | 35280.000 | -797.698 | 27058.516 | 24578.307 | 23780.609 | 12901.839 |
| 6 | 35280.000 | -797.698 | 11600.265 | 10536.974 | 9739.276 | 19975.215 |
| 7 | 35280.000 | -797.698 | 0.000 | 0.000 | -797.698 | 24881.414 |
| 8 | 35280.000 | -797.698 | 0.000 | 0.000 | -797.698 | 24881.414 |

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$
$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$
$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$
$F_{vj,Rd} = \text{Min}\ (n_h\ F_{v,Ed}\ (1 - F_{tj,Ed}/\ (1.4\ n_h\ F_{t,Rd,max}),\ n_h\ F_{v,Rd}\ ,\ n_h\ F_{b,Rd}))$

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ | | | | [Tableau 3.4] |
| $V_{j,Rd}$ = | 134185.024 | [daN] | Résistance de l'assemblage au cisaillement | [Tableau 3.4] |
| $V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \le 1,0$ | | 0.17 < 1.00 | vérifié | (0.17) |

## RESISTANCE DES SOUDURES

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $A_w$ = | 415.536 | [$cm^2$] | Aire de toutes les soudures | [4.5.3.2(2)] |
| $A_{wy}$ = | 161.711 | [$cm^2$] | Aire des soudures horizontales | [4.5.3.2(2)] |
| $A_{wz}$ = | 253.826 | [$cm^2$] | Aire des soudures verticales | [4.5.3.2(2)] |
| $I_{wy}$ = | 527008.559 | [$cm^4$] | Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. | [4.5.3.2(5)] |
| $\sigma_{\perp max}=\tau_{\perp max}$ = | -59.888 | [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | [4.5.3.2(6)] |
| $\sigma_\perp=\tau_\perp$ = | -55.765 | [MPa] | Contraintes dans la soudure verticale | [4.5.3.2(5)] |
| $\tau_{II}$ = | 8.841 | [MPa] | Contrainte tangentielle | [4.5.3.2(5)] |
| $\beta_w$ = | 0.85 | | Coefficient de corrélation | [4.5.3.2(7)] |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ | | 119.776 < 404.706 | vérifié | (0.30) |
| $\sqrt{[\sigma_\perp^2 + 3*(\tau_\perp^2+\tau_{II}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ | | 112.576 < 404.706 | vérifié | (0.28) |
| $\sigma_\perp \le 0.9*f_u/\gamma_{M2}$ | | 59.888 < 309.600 | vérifié | (0.19) |

## RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $t_{wash}$ = | 4.000 | [mm] | Epaisseur de la plaquette | [6.2.6.3.(2)] |
| $h_{head}$ = | 14.000 | [mm] | Hauteur de la tête du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $h_{nut}$ = | 20.000 | [mm] | Hauteur de l'écrou du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $L_b$ = | 70.000 | [mm] | Longueur du boulon | [6.2.6.3.(2)] |
| $k_{10}$ = | 5.600 | [mm] | Coefficient de rigidité des boulons | [6.3.2.(1)] |

### RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

| Nr | hj | $k_3$ | $k_4$ | $k_5$ | $k_{eff,j}$ | $k_{eff,j}\ h_j$ | $k_{eff,j}\ h_j^2$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Somme | 45.038 | 3067.846 |
| 1 | 969.292 | 1.264 | 9.617 | 2105.484 | 0.931 | 9.023 | 874.596 |
| 2 | 856.792 | 1.750 | 13.316 | 17.686 | 1.134 | 9.718 | 832.640 |
| 3 | 706.792 | 2.333 | 17.754 | 9.090 | 1.293 | 9.138 | 645.855 |
| 4 | 556.792 | 2.333 | 17.754 | 9.090 | 1.293 | 7.199 | 400.809 |

| Nr | hj | $k_3$ | $k_4$ | $k_5$ | $k_{eff,j}$ | $k_{eff,j}\ h_j$ | $k_{eff,j}\ h_j^2$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5 | 406.792 | 2.333 | 17.754 | 9.090 | 1.293 | 5.259 | 213.942 |
| 6 | 256.792 | 2.333 | 17.754 | 9.090 | 1.293 | 3.320 | 85.254 |
| 7 | 106.792 | 2.139 | 16.275 | 15.238 | 1.293 | 1.381 | 14.750 |
| | | | | | | | |

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j}\ h_j^2 / \sum_j k_{eff,j}\ h_j$

$z_{eq}$ = 681.169 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j}\ h_j / z_{eq}$

$k_{eq}$ = 6.612 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc}$ = 180.000 [$cm^2$] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta$ = 1.00 Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z$ = 681.169 [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1$ = 10.042 [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$b_{eff,c,wc}$ = 337.750 [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$t_{wc}$ = 20.000 [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$d_c$ = 900.000 [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$k_2$ = 5.254 [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E\ z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini}$ = 22086562.932 [daN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu$ = 2.31 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j$ = 9581029.306 [daN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

**Classification de l'assemblage par rigidité.**

$S_{j,rig}$ = 43408759.679 [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2713047.480 [daN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \le S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

## COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN COMPRESSION

## REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 125.000 [mm] > 120.000 [mm]

Pince du boulon trop faible. 25.000 [mm] < 26.400 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0.91

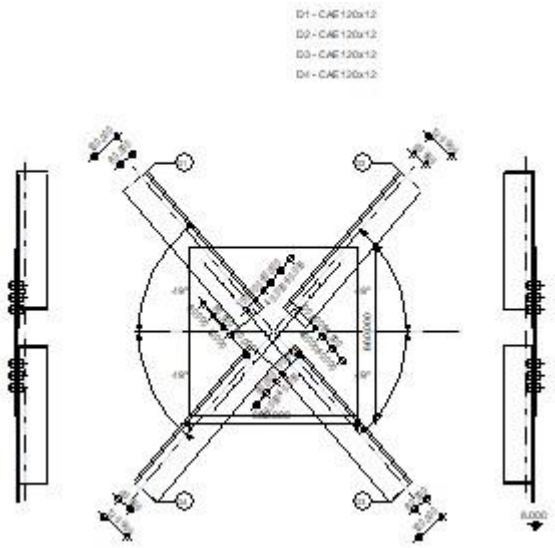
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

# Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio
**0.60**



## GENERAL

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
Noeud de la structure: 10415
Barres de la structure: 9797, 9796, 9798, 9795,

## GEOMETRIE

## BARRES

| | | Barre 1 | Barre 2 | Barre 3 | Barre 4 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Barre N°:** | | 9797 | 9796 | 9798 | 9795 | | |
| **Profilé:** | | CAE 120x12 | CAE 120x12 | CAE 120x12 | CAE 120x12 | | |
| | h | 120.000 | 120.000 | 120.000 | 120.000 | | mm |
| | $b_f$ | 120.000 | 120.000 | 120.000 | 120.000 | | mm |
| | $t_w$ | 12.000 | 12.000 | 12.000 | 12.000 | | mm |
| | $t_f$ | 12.000 | 12.000 | 12.000 | 12.000 | | mm |
| | r | 13.000 | 13.000 | 13.000 | 13.000 | | mm |
| | A | 27.541 | 27.541 | 27.541 | 27.541 | | cm2 |
| **Matériau:** | | S 275 | S 275 | S 275 | S 275 | | |
| | $f_y$ | 275.000 | 275.000 | 275.000 | 275.000 | | MPa |
| | $f_u$ | 430.000 | 430.000 | 430.000 | 430.000 | | MPa |
| **Angle** | $\alpha$ | 49.5 | 49.5 | 49.5 | 49.5 | | Deg |
| **Longueur** | l | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | | m |

## BOULONS

**Barre 1**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = 5.6 Classe du boulon
d = 16.000 [mm] Diamètre du boulon
$d_0$ = 18.000 [mm] Diamètre du trou de boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = 5.6 Classe du boulon
$A_s$ = 1.570 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v$ = 2.011 [cm²] Aire de la section du boulon
$f_{yb}$ = 300.000 [MPa] Limite de plasticité
$f_{ub}$ = 500.000 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 3 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60.000;60.000 [mm]
$e_1$ = 40.000 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2$ = 60.000 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c$ = 100.000 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Barre 2**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = 5.6 Classe du boulon
d = 16.000 [mm] Diamètre du boulon
$d_0$ = 18.000 [mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s$ = 1.570 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v$ = 2.011 [cm²] Aire de la section du boulon
$f_{yb}$ = 300.000 [MPa] Limite de plasticité
$f_{ub}$ = 500.000 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 3 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60.000;60.000 [mm]
$e_1$ = 40.000 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2$ = 60.000 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c$ = 100.000 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Barre 3**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = 5.6 Classe du boulon
d = 16.000 [mm] Diamètre du boulon
$d_0$ = 18.000 [mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s$ = 1.570 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v$ = 2.011 [cm²] Aire de la section du boulon
$f_{yb}$ = 300.000 [MPa] Limite de plasticité
$f_{ub}$ = 500.000 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 3 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60.000;60.000 [mm]
$e_1$ = 40.000 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2$ = 60.000 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c$ = 100.000 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Barre 4**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = 5.6 Classe du boulon
d = 16.000 [mm] Diamètre du boulon
$d_0$ = 18.000 [mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s$ = 1.570 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v$ = 2.011 [cm²] Aire de la section du boulon
$f_{yb}$ = 300.000 [MPa] Limite de plasticité
$f_{ub}$ = 500.000 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 3 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60.000;60.000 [mm]
$e_1$ = 40.000 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2$ = 60.000 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c$ = 100.000 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

## GOUSSET

$l_p$ = 660.000 [mm] Longueur de la platine
$h_p$ = 660.000 [mm] Hauteur de la platine
$t_p$ = 8.000 [mm] Epaisseur de la platine

**Paramètres**

$h_1$ = 0.000 [mm] Grugeage
$v_1$ = 0.000 [mm] Grugeage
$h_2$ = 0.000 [mm] Grugeage
$v_2$ = 0.000 [mm] Grugeage
$h_3$ = 0.000 [mm] Grugeage
$v_3$ = 0.000 [mm] Grugeage
$h_4$ = 0.000 [mm] Grugeage
$v_4$ = 0.000 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0.000;0.000)

$e_V$ = 330.000 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_H$ = 330.000 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: S 275
$f_y$ = 275.000 [MPa] Résistance

## COEFFICIENTS DE MATERIAU

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\gamma_{M0}$ = | 1.00 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M2}$ = | 1.25 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |

# EFFORTS

Cas: 24: G + 1.5V3 5*1.00+3*1.50

$N_{b1,Ed}$ = 7287.567 [daN] Effort axial
$N_{b2,Ed}$ = -5099.907 [daN] Effort axial
$N_{b3,Ed}$ = 6202.553 [daN] Effort axial
$N_{b4,Ed}$ = -6211.896 [daN] Effort axial

# RESULTATS

## BARRE 1

### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ = 4825.486 [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd}= 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

$k_{1x}$ = 2.50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x}$ > 0.0 2.50 > 0.00 vérifié

$\alpha_{bx}$ = 0.74 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx}$ > 0.0 0.74 > 0.00 vérifié

$F_{b,Rd1x}$ = 12231.111 [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z}$ = 2.50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z}$ > 0.0 2.50 > 0.00 vérifié

$\alpha_{bz}$ = 1.00 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz}$ > 0.0 1.00 > 0.00 vérifié

$F_{b,Rd1z}$ = 16512.000 [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x

$k_{1x}$ = 2.50 Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x}$ > 0.0 2.50 > 0.00 vérifié

$\alpha_{bx}$ = 0.86 Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\alpha_{bx}$ > 0.0 | | 0.86 > 0.00 | vérifié | |
| $F_{b,Rd2x}$ = | 9479.111 [daN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | | $F_{b,Rd2x}=k_1*\alpha_b*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$ |

Direction z

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $k_{1z}$ = | 2.50 | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | | $k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z}$ > 0.0 | | 2.50 > 0.00 | vérifié | |
| $\alpha_{bz}$ = | 1.00 | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | | $\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz}$ > 0.0 | | 1.00 > 0.00 | vérifié | |
| $F_{b,Rd2z}$ = | 11008.000 [daN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | | $F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$ |

## VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

**cisaillement des boulons**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| e = | 26.034 [mm] | Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons | | |
| $M_0$ = | 189.727 [daN*m] | Moment fléchissant réel | | $M_0=N_{b1,Ed}*e$ |
| $F_{NSd}$ = | 2429.189 [daN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial | | $F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$ |
| $F_{MSd}$ = | 1581.057 [daN] | Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment | | $F_{MSd}=M_0*x_{max}/\Sigma x_i^2$ |
| $F_{x,Ed}$ = | 2429.189 [daN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | | $F_{x,Ed} = F_{NSd}$ |
| $F_{z,Ed}$ = | 1581.057 [daN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | | $F_{z,Ed} = F_{MSd}$ |
| $F_{Ed}$ = | 2898.396 [daN] | Effort tranchant résultant dans le boulon | | $F_{Ed} = \sqrt{( F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2 )}$ |
| $F_{Rdx}$ = | 9479.111 [daN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | | $F_{Rdx}=\min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz}$ = | 11008.000 [daN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z | | $F_{Rdz}=\min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |
| $\lvert F_{x,Ed}\rvert \le F_{Rdx}$ | | $\lvert 2429.189\rvert$ < 9479.111 | vérifié | (0.26) |
| $\lvert F_{z,Ed}\rvert \le F_{Rdz}$ | | $\lvert 1581.057\rvert$ < 11008.000 | vérifié | (0.14) |
| $F_{Ed} \le F_{vRd}$ | | 2898.396 < 4825.486 | vérifié | (0.60) |

## VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\beta_3$ = | 0.57 | Coefficient de réduction | | [Tableau 3.8] |
| $A_{net}$ = | 25.381 [$cm^2$] | Aire de la section nette | | $A_{net} = A - d_0*t_{f1}$ |
| $N_{u,Rd}$ = | 49476.614 [daN] | Résistance de calcul de la section nette | | $N_{u,Rd} = (\beta_3*A_{net}*f_{u1})/\gamma_{M2}$ |
| $N_{pl,Rd}$ = | 68164.717 [daN] | Résistance de calcul plastique de la section brute | | $N_{pl,Rd} = (0.9*A*f_{y1})/\gamma_{M2}$ |
| $\lvert N_{b1,Ed}\rvert \le N_{u,Rd}$ | | $\lvert 7287.567\rvert$ < 49476.614 | vérifié | (0.15) |
| $\lvert N_{b1,Ed}\rvert \le N_{pl,Rd}$ | | $\lvert 7287.567\rvert$ < 68164.717 | vérifié | (0.11) |

## VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $A_{nt}$ = | 6.120 [$cm^2$] | Aire nette de la zone de la section en traction | | |
| $A_{nv}$ = | 13.800 [$cm^2$] | Aire de la zone de la section en traction | | |
| $V_{effRd}$ = | 32436.843 [daN] | Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous | | $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$ |
| $\lvert N_{b1,Ed}\rvert \le V_{effRd}$ | | $\lvert 7287.567\rvert$ < 32436.843 | vérifié | (0.22) |

# BARRE 2

## RESISTANCE DES BOULONS

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $F_{v,Rd}$ = | 4825.486 [daN] | Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement | | $F_{v,Rd}= 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$ |

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $k_{1x}$ = | 2.50 | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | | $k_{1x}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x}$ > 0.0 | | 2.50 > 0.00 | vérifié | |
| $\alpha_{bx}$ = | 0.74 | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | | $\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx}$ > 0.0 | | 0.74 > 0.00 | vérifié | |
| $F_{b,Rd1x}$ = | 12231.111 [daN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | | $F_{b,Rd1x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$ |

Direction z

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $k_{1z}$ = | 2.50 | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | | $k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$ |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $k_{1z}$ > 0.0 | | 2.50 > 0.00 | vérifié | |
| $\alpha_{bz}$ = | 1.00 | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | | $\alpha_{bz}$=min[$e_2$/(3*$d_0$), $f_{ub}$/$f_u$, 1] |
| $\alpha_{bz}$ > 0.0 | | 1.00 > 0.00 | vérifié | |
| $F_{b,Rd1z}$ = | 16512.000 [daN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | | $F_{b,Rd1z}$=$k_{1z}$*$\alpha_{bz}$*$f_u$*$d$*$t_i$/$\gamma_{M2}$ |

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $k_{1x}$ = | 2.50 | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | | $k_1$=min[2.8*($e_2$/$d_0$)-1.7, 2.5] |
| $k_{1x}$ > 0.0 | | 2.50 > 0.00 | vérifié | |
| $\alpha_{bx}$ = | 0.86 | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | | $\alpha_{bx}$=min[$e_1$/(3*$d_0$), $p_1$/(3*$d_0$)-0.25, $f_{ub}$/$f_u$, 1] |
| $\alpha_{bx}$ > 0.0 | | 0.86 > 0.00 | vérifié | |
| $F_{b,Rd2x}$ = | 9479.111 [daN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | | $F_{b,Rd2x}$=$k_1$*$\alpha_b$*$f_u$*$d$*$t_i$/$\gamma_{M2}$ |

Direction z

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $k_{1z}$ = | 2.50 | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | | $k_{1z}$=min[2.8*($e_1$/$d_0$)-1.7, 1.4*($p_1$/$d_0$)-1.7, 2.5] |
| $k_{1z}$ > 0.0 | | 2.50 > 0.00 | vérifié | |
| $\alpha_{bz}$ = | 1.00 | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | | $\alpha_{bz}$=min[$e_2$/(3*$d_0$), $f_{ub}$/$f_u$, 1] |
| $\alpha_{bz}$ > 0.0 | | 1.00 > 0.00 | vérifié | |
| $F_{b,Rd2z}$ = | 11008.000 [daN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | | $F_{b,Rd2z}$=$k_{1z}$*$\alpha_{bz}$*$f_u$*$d$*$t_i$/$\gamma_{M2}$ |

## VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

**cisaillement des boulons**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| e = | 26.034 [mm] | Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons | | |
| $M_0$ = | -132.773 [daN*m] | Moment fléchissant réel | | $M_0$=$N_{b2,Ed}$*e |
| $F_{NSd}$ = | -1699.969 [daN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial | | $F_{NSd}$ = $N_{b2,Ed}$/n |
| $F_{MSd}$ = | -1106.439 [daN] | Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment | | $F_{MSd}$=$M_0$*$x_{max}$/$\Sigma x_i^2$ |
| $F_{x,Ed}$ = | -1699.969 [daN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | | $F_{x,Ed}$ = $F_{NSd}$ |
| $F_{z,Ed}$ = | -1106.439 [daN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | | $F_{z,Ed}$ = $F_{MSd}$ |
| $F_{Ed}$ = | 2028.325 [daN] | Effort tranchant résultant dans le boulon | | $F_{Ed}$ = √( $F_{x,Ed}^2$ + $F_{z,Ed}^2$ ) |
| $F_{Rdx}$ = | 9479.111 [daN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | | $F_{Rdx}$=min($F_{bRd1x}$, $F_{bRd2x}$) |
| $F_{Rdz}$ = | 11008.000 [daN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z | | $F_{Rdz}$=min($F_{bRd1z}$, $F_{bRd2z}$) |
| $\|F_{x,Ed}\| \le F_{Rdx}$ | | \|-1699.969\| < 9479.111 | vérifié | (0.18) |
| $\|F_{z,Ed}\| \le F_{Rdz}$ | | \|-1106.439\| < 11008.000 | vérifié | (0.10) |
| $F_{Ed} \le F_{vRd}$ | | 2028.325 < 4825.486 | vérifié | (0.42) |

## VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\beta_3$ = | 0.57 | Coefficient de réduction | | [Tableau 3.8] |
| $A_{net}$ = | 25.381 [$cm^2$] | Aire de la section nette | | $A_{net}$ = A - $d_0$*$t_{f2}$ |
| $N_{u,Rd}$ = | 49476.614 [daN] | Résistance de calcul de la section nette | | $N_{u,Rd}$ = ($\beta_3$*$A_{net}$*$f_{u2}$)/$\gamma_{M2}$ |
| $N_{pl,Rd}$ = | 68164.717 [daN] | Résistance de calcul plastique de la section brute | | $N_{pl,Rd}$ = (0.9*A*$f_{y2}$)/$\gamma_{M2}$ |
| $\|N_{b2,Ed}\| \le N_{u,Rd}$ | | \|-5099.907\| < 49476.614 | vérifié | (0.10) |
| $\|N_{b2,Ed}\| \le N_{pl,Rd}$ | | \|-5099.907\| < 68164.717 | vérifié | (0.07) |

## VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $A_{nt}$ = | 6.120 [$cm^2$] | Aire nette de la zone de la section en traction | | |
| $A_{nv}$ = | 13.800 [$cm^2$] | Aire de la zone de la section en traction | | |
| $V_{effRd}$ = | 32436.843 [daN] | Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous | | $V_{effRd}$=0.5*$f_u$*$A_{nt}$/$\gamma_{M2}$ + (1/√3)*$f_y$*$A_{nv}$/$\gamma_{M0}$ |

$A_{nt}$ = 6.120 [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\|N_{b2,Ed}\| \leq V_{effRd}$ | \|-5099.907\| < 32436.843 | vérifié | (0.16) |

# BARRE 3

## RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$ = 4825.486 [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd}= 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

| | | | |
|---|---|---|---|
| $k_{1x}$ = 2.50 | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | | $k_{1x}=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x}$ > 0.0 | 2.50 > 0.00 | vérifié | |
| $\alpha_{bx}$ = 0.74 | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | | $\alpha_{bx}=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx}$ > 0.0 | 0.74 > 0.00 | vérifié | |
| $F_{b,Rd1x}$ = 12231.111 [daN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | | $F_{b,Rd1x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$ |

Direction z

| | | | |
|---|---|---|---|
| $k_{1z}$ = 2.50 | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | | $k_{1z}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z}$ > 0.0 | 2.50 > 0.00 | vérifié | |
| $\alpha_{bz}$ = 1.00 | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | | $\alpha_{bz}=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz}$ > 0.0 | 1.00 > 0.00 | vérifié | |
| $F_{b,Rd1z}$ = 16512.000 [daN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | | $F_{b,Rd1z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$ |

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x

| | | | |
|---|---|---|---|
| $k_{1x}$ = 2.50 | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | | $k_1=min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x}$ > 0.0 | 2.50 > 0.00 | vérifié | |
| $\alpha_{bx}$ = 0.86 | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | | $\alpha_{bx}=min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx}$ > 0.0 | 0.86 > 0.00 | vérifié | |
| $F_{b,Rd2x}$ = 9479.111 [daN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | | $F_{b,Rd2x}=k_1*\alpha_b*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$ |

Direction z

| | | | |
|---|---|---|---|
| $k_{1z}$ = 2.50 | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | | $k_{1z}=min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z}$ > 0.0 | 2.50 > 0.00 | vérifié | |
| $\alpha_{bz}$ = 1.00 | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | | $\alpha_{bz}=min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz}$ > 0.0 | 1.00 > 0.00 | vérifié | |
| $F_{b,Rd2z}$ = 11008.000 [daN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | | $F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$ |

## VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

**cisaillement des boulons**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| e = | 26.034 | [mm] | Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons | |
| $M_0$ = | 161.479 | [daN*m] | Moment fléchissant réel | $M_0=N_{b3,Ed}*e$ |
| $F_{NSd}$ = | 2067.518 | [daN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial | $F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$ |
| $F_{MSd}$ = | 1345.661 | [daN] | Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment | $F_{MSd}=M_0*x_{max}/\Sigma x_i^2$ |
| $F_{x,Ed}$ = | 2067.518 | [daN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | $F_{x,Ed} = F_{NSd}$ |
| $F_{z,Ed}$ = | 1345.661 | [daN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | $F_{z,Ed} = F_{MSd}$ |
| $F_{Ed}$ = | 2466.867 | [daN] | Effort tranchant résultant dans le boulon | $F_{Ed} = \sqrt{( F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2 )}$ |
| $F_{Rdx}$ = | 9479.111 | [daN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | $F_{Rdx}=min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz}$ = | 11008.000 | [daN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z | $F_{Rdz}=min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\|F_{x,Ed}\| \leq F_{Rdx}$ | \|2067.518\| < 9479.111 | vérifié | (0.22) |
| $\|F_{z,Ed}\| \leq F_{Rdz}$ | \|1345.661\| < 11008.000 | vérifié | (0.12) |
| $F_{Ed} \leq F_{vRd}$ | 2466.867 < 4825.486 | vérifié | (0.51) |

## VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\beta_3$ = | 0.57 | | Coefficient de réduction | [Tableau 3.8] |
| $A_{net}$ = | 25.381 | [cm²] | Aire de la section nette | $A_{net} = A - d_0*t_{f3}$ |

### VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\beta_3$ = | 0.57 | | Coefficient de réduction | [Tableau 3.8] |
| $N_{u,Rd}$ = | 49476.614 | [daN] | Résistance de calcul de la section nette | $N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u3})/\gamma_{M2}$ |
| $N_{pl,Rd}$ = | 68164.717 | [daN] | Résistance de calcul plastique de la section brute | $N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y3})/\gamma_{M2}$ |
| $\lvert N_{b3,Ed}\rvert \leq N_{u,Rd}$ | | | $\lvert 6202.553\rvert < 49476.614$ vérifié | (0.13) |
| $\lvert N_{b3,Ed}\rvert \leq N_{pl,Rd}$ | | | $\lvert 6202.553\rvert < 68164.717$ vérifié | (0.09) |

### VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $A_{nt}$ = | 6.120 | [cm²] | Aire nette de la zone de la section en traction | |
| $A_{nv}$ = | 13.800 | [cm²] | Aire de la zone de la section en traction | |
| $V_{effRd}$ = | 32436.843 | [daN] | Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous | $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$ |
| $\lvert N_{b3,Ed}\rvert \leq V_{effRd}$ | | | $\lvert 6202.553\rvert < 32436.843$ vérifié | (0.19) |

## BARRE 4

### RESISTANCE DES BOULONS

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $F_{v,Rd}$ = | 4825.486 | [daN] | Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement | $F_{v,Rd}= 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$ |

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $k_{1x}$ = | 2.50 | | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1x}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | | | 2.50 > 0.00 vérifié | |
| $\alpha_{bx}$ = | 0.74 | | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | $\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | | | 0.74 > 0.00 vérifié | |
| $F_{b,Rd1x}$ = | 12231.111 | [daN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | $F_{b,Rd1x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$ |

Direction z

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $k_{1z}$ = | 2.50 | | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | | | 2.50 > 0.00 vérifié | |
| $\alpha_{bz}$ = | 1.00 | | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | | | 1.00 > 0.00 vérifié | |
| $F_{b,Rd1z}$ = | 16512.000 | [daN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | $F_{b,Rd1z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$ |

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $k_{1x}$ = | 2.50 | | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_1=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | | | 2.50 > 0.00 vérifié | |
| $\alpha_{bx}$ = | 0.86 | | Coefficient dépendant de l'espacement des boulons | $\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | | | 0.86 > 0.00 vérifié | |
| $F_{b,Rd2x}$ = | 9479.111 | [daN] | Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou | $F_{b,Rd2x}=k_1*\alpha_b*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$ |

Direction z

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $k_{1z}$ = | 2.50 | | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | | | 2.50 > 0.00 vérifié | |
| $\alpha_{bz}$ = | 1.00 | | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | | | 1.00 > 0.00 vérifié | |
| $F_{b,Rd2z}$ = | 11008.000 | [daN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | $F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$ |

### VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

**cisaillement des boulons**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| e = | 26.034 | [mm] | Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons | |
| $M_0$ = | -161.723 | [daN*m] | Moment fléchissant réel | $M_0=N_{b4,Ed}*e$ |
| $F_{NSd}$ = | -2070.632 | [daN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial | $F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$ |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $e$ = | 26.034 | [mm] | Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons | |
| $F_{MSd}$ = | -1347.688 | [daN] | Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment | $F_{MSd}=M_0*x_{max}/\Sigma x_i^2$ |
| $F_{x,Ed}$ = | -2070.632 | [daN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | $F_{x,Ed} = F_{NSd}$ |
| $F_{z,Ed}$ = | -1347.688 | [daN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z | $F_{z,Ed} = F_{MSd}$ |
| $F_{Ed}$ = | 2470.583 | [daN] | Effort tranchant résultant dans le boulon | $F_{Ed} = \sqrt{( F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2 )}$ |
| $F_{Rdx}$ = | 9479.111 | [daN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | $F_{Rdx}=\min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz}$ = | 11008.000 | [daN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z | $F_{Rdz}=\min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\lvert F_{x,Ed}\rvert \le F_{Rdx}$ | \|-2070.632\| < 9479.111 | vérifié | (0.22) |
| $\lvert F_{z,Ed}\rvert \le F_{Rdz}$ | \|-1347.688\| < 11008.000 | vérifié | (0.12) |
| $F_{Ed} \le F_{vRd}$ | 2470.583 < 4825.486 | vérifié | (0.51) |

## VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\beta_3$ = | 0.57 | | Coefficient de réduction | [Tableau 3.8] |
| $A_{net}$ = | 25.381 | [cm²] | Aire de la section nette | $A_{net} = A - d_0*t_{f4}$ |
| $N_{u,Rd}$ = | 49476.614 | [daN] | Résistance de calcul de la section nette | $N_{u,Rd} = (\beta_3*A_{net}*f_{u4})/\gamma_{M2}$ |
| $N_{pl,Rd}$ = | 68164.717 | [daN] | Résistance de calcul plastique de la section brute | $N_{pl,Rd} = (0.9*A*f_{y4})/\gamma_{M2}$ |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\lvert N_{b4,Ed}\rvert \le N_{u,Rd}$ | \|-6211.896\| < 49476.614 | vérifié | (0.13) |
| $\lvert N_{b4,Ed}\rvert \le N_{pl,Rd}$ | \|-6211.896\| < 68164.717 | vérifié | (0.09) |

## VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $A_{nt}$ = | 6.120 | [cm²] | Aire nette de la zone de la section en traction | |
| $A_{nv}$ = | 13.800 | [cm²] | Aire de la zone de la section en traction | |
| $V_{effRd}$ = | 32436.843 | [daN] | Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous | $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$ |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\lvert N_{b4,Ed}\rvert \le V_{effRd}$ | \|-6211.896\| < 32436.843 | vérifié | (0.19) |

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0.60

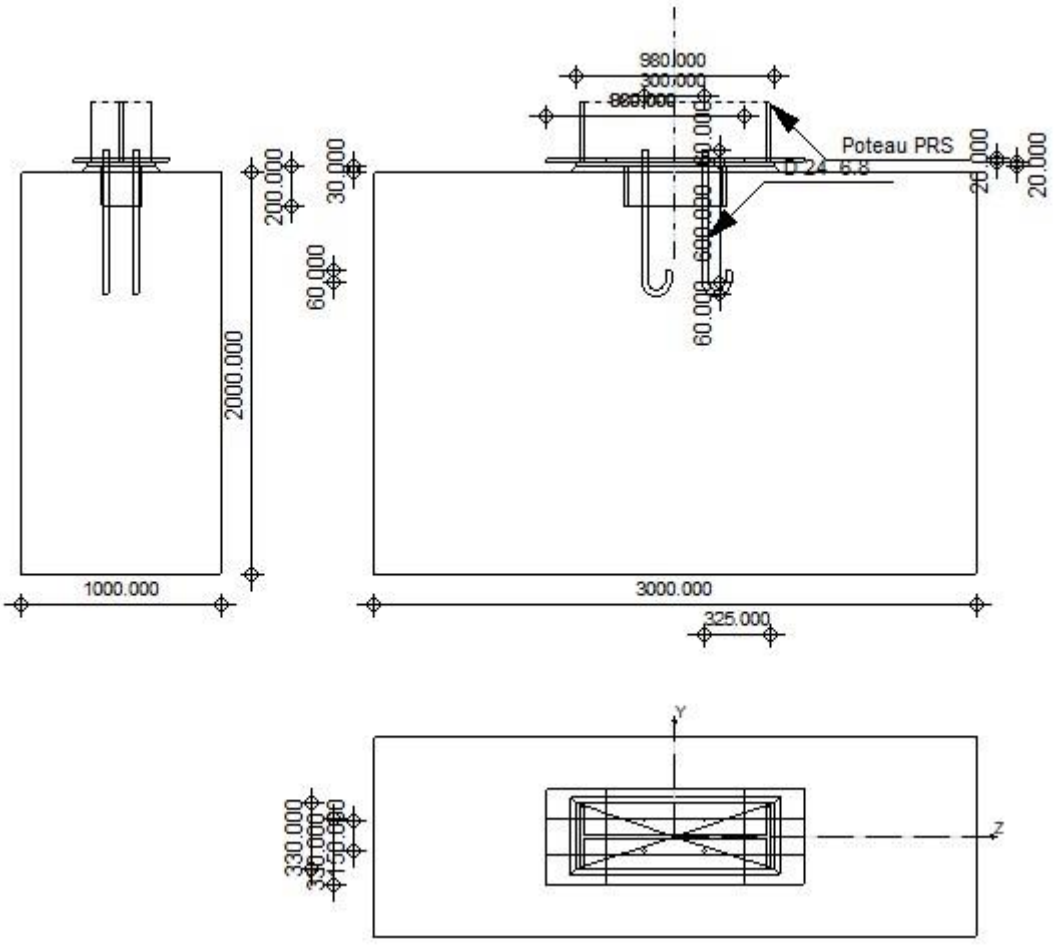
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

# Calcul du Pied de Poteau articulé

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Ratio **0.57**




## GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé
Noeud de la structure: 1105
Barres de la structure: 889

## GEOMETRIE

## POTEAU

Profilé: Poteau PRS
Barre N°: 889

| | | | |
|---|---|---|---|
| $L_c$ = | 14.050 | [m] | Longueur du poteau |
| $\alpha$ = | -90.0 | [Deg] | Angle d'inclinaison |
| $h_c$ = | 950.000 | [mm] | Hauteur de la section du poteau |
| $b_{fc}$ = | 300.000 | [mm] | Largeur de la section du poteau |
| $t_{wc}$ = | 20.000 | [mm] | Epaisseur de l'âme de la section du poteau |
| $t_{fc}$ = | 25.000 | [mm] | Epaisseur de l'aile de la section du poteau |
| $r_c$ = | 0.000 | [mm] | Rayon de congé de la section du poteau |
| $A_c$ = | 330.000 | [cm$^2$] | Aire de la section du poteau |

$L_c$ = 14.050 [m] Longueur du poteau
$I_{yc}$ = 442437.500 [$cm^4$] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 275
$f_{yc}$ = 275.000 [MPa] Résistance
$f_{uc}$ = 430.000 [MPa] Résistance ultime du matériau

## PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd}$ = 980.000 [mm] Longueur
$b_{pd}$ = 330.000 [mm] Largeur
$t_{pd}$ = 20.000 [mm] Epaisseur
Matériau: S 275
$f_{ypd}$ = 275.000 [MPa] Résistance
$f_{upd}$ = 430.000 [MPa] Résistance ultime du matériau

## ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = 6.8 Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb}$ = 410.000 [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub}$ = 600.000 [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
d = 24.000 [mm] Diamètre du boulon
$A_s$ = 3.530 [$cm^2$] Aire de la section efficace du boulon
$A_v$ = 4.524 [$cm^2$] Aire de la section du boulon
$n_V$ = 2 Nombre de colonnes des boulons
$n_H$ = 2 Nombre de rangéss des boulons
$e_H$ = 300.000 [mm] Ecartement
$e_V$ = 150.000 [mm] Entraxe

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1$ = 60.000 [mm]
$L_2$ = 600.000 [mm]
$L_3$ = 120.000 [mm]
$L_4$ = 60.000 [mm]

**Platine**

$l_{wd}$ = 980.000 [mm] Longueur
$b_{wd}$ = 330.000 [mm] Largeur
$t_{wd}$ = 20.000 [mm] Epaisseur

## BECHE

Profilé: IPE 500
$l_w$ = 200.000 [mm] Longueur
Matériau: S 275
$f_{yw}$ = 275.000 [MPa] Résistance

## COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0}$ = 1.00 Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2}$ = 1.25 Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C$ = 1.50 Coefficient de sécurité partiel

## SEMELLE ISOLEE

L = 3000.000 [mm] Longueur de la semelle
B = 1000.000 [mm] Largeur de la semelle
H = 2000.000 [mm] Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe C30/37
$f_{ck}$ = 30.000 [MPa] Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g$ = 30.000 [mm] Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g}$ = 21.000 [MPa] Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d}$ = 0.20 Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

## SOUDURES

$a_p$ = 10.000 [mm] Plaque principale du pied de poteau
$a_w$ = 4.000 [mm] Bêche

# EFFORTS

Cas: 25: G + 1.5V4 5*1.00+4*1.50
$N_{j,Ed}$ = 27381.114 [daN] Effort axial
$V_{j,Ed,y}$ = -4410.386 [daN] Effort tranchant
$V_{j,Ed,z}$ = 6989.075 [daN] Effort tranchant

# RESULTATS

## ZONE TENDUE

**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b$ = 3.530 [$cm^2$] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]
$f_{ub}$ = 600.000 [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]
Beta = 0.85 Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = beta*0.9*f_{ub}*A_b/\gamma_{M2}$
$F_{t,Rd,s1}$ = 12962.160 [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms}$ = 1.20 Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]
$f_{yb}$ = 410.000 [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb}*A_b/\gamma_{Ms}$
$F_{t,Rd,s2}$ = 12060.833 [daN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1},F_{t,Rd,s2})$
$F_{t,Rd,s}$ = 12060.833 [daN] Résistance du boulon à la rupture

**ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON**

$f_{ck}$ = 30.000 [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0.7*0.3*f_{ck}^{2/3}/\gamma_C$
$f_{ctd}$ = 1.352 [MPa] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1$ = 1.00 Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2$ = 1.00 Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25*\eta_1*\eta_2*f_{ctd}$
$f_{bd}$ = 3.041 [MPa] Adhérence de calcul admissible EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef}$ = 600.000 [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi*d*h_{ef}*f_{bd}$
$F_{t,Rd,p}$ = 13758.479 [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

**ARRACHEMENT DU CONE DE BETON**

$h_{ef}$ = 600.000 [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}]*f_{ck}*h_{ef}^{1.5}$
$N_{Rk,c}^0$ = 60373.835 [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]
$s_{cr,N}$ = 1800.000 [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]
$c_{cr,N}$ = 900.000 [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]
$A_{c,N0}$ = 40950.000 [$cm^2$] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]
$A_{c,N}$ = 21000.000 [$cm^2$] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$
$\psi_{A,N}$ = 0.51 Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]
c = 425.000 [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr,N} \leq 1.0$
$\psi_{s,N}$ = 0.84 Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N}$ = 1.00 Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$

$\psi_{re,N}$ = 1.00 Coef. dépendant de la densité du ferraillage dans la fondation CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N}$ = 1.00 Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc}$ = 2.16 Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^{0}*\psi_{A,N}*\psi_{s,N}*\psi_{ec,N}*\psi_{re,N}*\psi_{ucr,N}/\gamma_{Mc}$
$F_{t,Rd,c}$ = 12064.256 [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**

$h_{ef}$ = 600.000 [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^{0} = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}]*f_{ck}*h_{ef}^{1.5}$
$N_{Rk,c}^{0}$ = 60373.835 [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]
$s_{cr,N}$ = 1200.000 [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]
$c_{cr,N}$ = 600.000 [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]
$A_{c,N0}$ = 20250.000 [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]
$A_{c,N}$ = 15000.000 [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$
$\psi_{A,N}$ = 0.74 Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]
c = 425.000 [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr,N} \leq 1.0$
$\psi_{s,N}$ = 0.91 Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N}$ = 1.00 Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$
$\psi_{re,N}$ = 1.00 Coef. dépendant de la densité du ferraillage dans la fondation CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N}$ = 1.00 Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$
$\psi_{h,N}$ = 1.20 Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp}$ = 2.16 Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^{0}*\psi_{A,N}*\psi_{s,N}*\psi_{ec,N}*\psi_{re,N}*\psi_{ucr,N}*\psi_{h,N}/\gamma_{M,sp}$
$F_{t,Rd,sp}$ = 22671.245 [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

**RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION**

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$
$F_{t,Rd}$ = 12060.833 [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

**FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**

$l_{eff,1}$ = 308.495 [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ = 308.495 [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]
m = 53.686 [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd}$ = 848.362 [daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]
$M_{pl,2,Rd}$ = 848.362 [daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]
$F_{T,1,Rd}$ = 63208.814 [daN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]
$F_{T,2,Rd}$ = 27447.329 [daN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]
$F_{T,3,Rd}$ = 24121.667 [daN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]
$F_{t,pl,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$
$F_{t,pl,Rd}$ = 24121.667 [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

**RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION**

$t_{wc}$ = 20.000 [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc}$ = 308.495 [mm] Largeur efficace de l'âme à la traction [6.2.6.3.(2)]
$A_{vc}$ = 180.000 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega$ = 0.93 Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd} = \omega\ b_{eff,t,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0}$
$F_{t,wc,Rd}$ = 158032.067 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]

**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$N_{j,Rd}$ = 48243.333 [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) | 0.57 < 1.00 | vérifié | (0.57) |

## CISAILLEMENT

**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

**Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\alpha_{d,y}$ = 1.15 | Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement | | [Tableau 3.4] |
| $\alpha_{b,y}$ = 1.00 | Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ | | [Tableau 3.4] |
| $k_{1,y}$ = 2.50 | Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement | | [Tableau 3.4] |

$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y}*\alpha_{b,y}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $F_{1,vb,Rd,y}$ = 41280.000 | [daN] | Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise | [6.2.2.(7)] |

**Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\alpha_{d,z}$ = 4.36 | Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement | | [Tableau 3.4] |
| $\alpha_{b,z}$ = 1.00 | Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ | | [Tableau 3.4] |
| $k_{1,z}$ = 2.50 | Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement | | [Tableau 3.4] |

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z}*\alpha_{b,z}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $F_{1,vb,Rd,z}$ = 41280.000 | [daN] | Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise | [6.2.2.(7)] |

**CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\alpha_b$ = 0.32 | | Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ | [6.2.2.(7)] |
| $A_{vb}$ = 4.524 | [cm²] | Aire de la section du boulon | [6.2.2.(7)] |
| $f_{ub}$ = 600.000 | [MPa] | Résistance du matériau du boulon à la traction | [6.2.2.(7)] |
| $\gamma_{M2}$ = 1.25 | | Coefficient de sécurité partiel | [6.2.2.(7)] |

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b*f_{ub}*A_{vb}/\gamma_{M2}$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $F_{2,vb,Rd}$ = 6883.556 | [daN] | Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier | [6.2.2.(7)] |
| $\alpha_M$ = 2.00 | | Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation | CEB [9.3.2.2] |
| $M_{Rk,s}$ = 36.094 | [daN*m] | Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion | CEB [9.3.2.2] |
| $l_{sm}$ = 52.000 | [mm] | Longueur du bras de levier | CEB [9.3.2.2] |
| $\gamma_{Ms}$ = 1.20 | | Coefficient de sécurité partiel | CEB [3.2.3.2] |

$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M*M_{Rk,s}/(l_{sm}*\gamma_{Ms})$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $F_{v,Rd,sm}$ = 1156.851 | [daN] | Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier | CEB [9.3.1] |

**RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $N_{Rk,c}$ = 26058.792 | [daN] | Résistance de calc. pour le soulèvement | CEB [9.2.4] |
| $k_3$ = 2.00 | | Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage | CEB [9.3.3] |
| $\gamma_{Mc}$ = 2.16 | | Coefficient de sécurité partiel | CEB [3.2.3.1] |

$F_{v,Rd,cp} = k_3*N_{Rk,c}/\gamma_{Mc}$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $F_{v,Rd,cp}$ = 24128.511 | [daN] | Résistance du béton à l'effet de levier | CEB [9.3.1] |

**ECRASEMENT DU BORD DU BETON**

**Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $V_{Rk,c,y}^0$ = 88151.945 | [daN] | Résistance caractéristique du boulon d'ancrage | CEB [9.3.4.(a)] |
| $\psi_{A,V,y}$ = 1.00 | | Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage | CEB [9.3.4] |
| $\psi_{h,V,y}$ = 1.00 | | Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation | CEB [9.3.4.(c)] |
| $\psi_{s,V,y}$ = 1.00 | | Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement | CEB [9.3.4.(d)] |
| $\psi_{ec,V,y}$ = 1.00 | | Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage | CEB [9.3.4.(e)] |
| $\psi_{\alpha,V,y}$ = 1.00 | | Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant | CEB [9.3.4.(f)] |
| $\psi_{ucr,V,y}$ = 1.00 | | Coef. dépendant du mode de ferraillage du bord de la fondation | CEB [9.3.4.(g)] |
| $\gamma_{Mc}$ = 2.16 | | Coefficient de sécurité partiel | CEB [3.2.3.1] |

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0*\psi_{A,V,y}*\psi_{h,V,y}*\psi_{s,V,y}*\psi_{ec,V,y}*\psi_{\alpha,V,y}*\psi_{ucr,V,y}/\gamma_{Mc}$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $F_{v,Rd,c,y}$ = 40811.086 | [daN] | Résistance du béton pour l'écrasement du bord | CEB [9.3.1] |

**Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $V_{Rk,c,z}^0$ = 499055.858 | [daN] | Résistance caractéristique du boulon d'ancrage | CEB [9.3.4.(a)] |
| $\psi_{A,V,z}$ = 0.21 | | Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage | CEB [9.3.4] |
| $\psi_{h,V,z}$ = 1.00 | | Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation | CEB [9.3.4.(c)] |
| $\psi_{s,V,z}$ = 0.76 | | Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement | CEB [9.3.4.(d)] |
| $\psi_{ec,V,z}$ = 1.00 | | Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage | CEB [9.3.4.(e)] |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $V_{Rk,c,z}^0$ = | 499055.858 [daN] | Résistance caractéristique du boulon d'ancrage | CEB [9.3.4.(a)] |
| $\psi_{\alpha,V,z}$ = | 1.00 | Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant | CEB [9.3.4.(f)] |
| $\psi_{ucr,V,z}$ = | 1.00 | Coef. dépendant du mode de ferraillage du bord de la fondation | CEB [9.3.4.(g)] |
| $\gamma_{Mc}$ = | 2.16 | Coefficient de sécurité partiel | CEB [3.2.3.1] |

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,z}$ = 36691.552 [daN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord — CEB [9.3.1]

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d}$ = 0.20 Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton — [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed}$ = 0.000 [daN] Effort de compression — [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd}$ = 0.000 [daN] Résistance au glissement — [6.2.2.(6)]

**CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON**

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,y}$ = 280000.000 [daN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,z}$ = 112000.000 [daN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 284627.403 [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement — CEB [9.3.1]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \le 1,0$ | 0.02 < 1.00 | vérifié | (0.02) |

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 116627.403 [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement — CEB [9.3.1]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \le 1,0$ | 0.06 < 1.00 | vérifié | (0.06) |
| $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \le 1,0$ | 0.08 < 1.00 | vérifié | (0.08) |

## SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\sigma_\perp$ = | 6.541 | [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_\perp$ = | 6.541 | [MPa] | Contrainte tengentielle perpendiculaire | | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{yII}$ = | -3.802 | [MPa] | Contrainte tengentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ | | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{zII}$ = | 3.883 | [MPa] | Contrainte tengentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ | | [4.5.3.(7)] |
| $\beta_W$ = | 0.85 | | Coefficient dépendant de la résistance | | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_\perp / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \le 1.0$ (4.1) | | | 0.02 < 1.00 | vérifié | (0.02) |
| $\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \le 1.0$ (4.1) | | | 0.04 < 1.00 | vérifié | (0.04) |
| $\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \le 1.0$ (4.1) | | | 0.04 < 1.00 | vérifié | (0.04) |

## COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULON D'ANCRAGE A LA RUPTURE

## REMARQUES

| | |
|---|---|
| Rayon de courbure de l'ancrage trop faible. | 60.000 [mm] < 72.000 [mm] |
| Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. | 60.000 [mm] < 120.000 [mm] |

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0.57

## Références Bibliographiques


1. **Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie. (2024).** Règlement Parasismique Algérien (RPA2024).
2. **Centre National d'Études et de Recherches Intégrées du Bâtiment (CNERIB), Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie. (2013**). D.T.RC2.47 Règlement Neige et Vent (RNVA2013).
3. **Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie**. D.T.R-B.C-2.44. Règlement de Conception et de Calcul des Structures en Acier (CCM97).
4. **Comité Européen de Normalisation (CEN). (2005). Eurocode 3**. Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
5. **Comité Européen de Normalisation (CEN). (2005). Eurocode 3**. Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
6. **Comité Européen de Normalisation (CEN). (2007)**. Eurocode 3. Calcul des structures en acier - Partie 6 : Chemins de roulement.
7. **Comité Européen de Normalisation (CEN). (2005)**. Eurocode 3. Calcul des structures en acier - Partie 1-8 : Calcul des assemblages.
8. **Comité Européen de Normalisation (CEN). (1992)**. Eurocode 4. Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton - Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
9. **BAEL 91 modifiées 99** Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
10. **SCHLEICH JEAN BAPTISTE** Design handbook for braced composite Steel-concrete Buildings according to Eurocode 4.
11. **CSTB Editions** Dimensionnement des assemblages de pieds de poteaux métalliques encastrés et articulés.
12. **JEAN PERCHAT Livre ADETS** Calcul et utilisation conformément aux règles BAEL 91 modifiées 99 et textes associés**.**
13. **DAHMNI LAHLOU** Calcul des éléments de constructions métalliques selon l'Eurocode 3