

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Calcul d'un hangar industriel en charpente
métallique avec infrastructure en béton armé
implanté à Ain Touta - BATNA**

Présenté par :
AMARI Farah

Encadré par :
Dr. Tafraout Salim

Promotion 2023/2024

Remerciements

La réalisation de mon mémoire a été rendue possible grâce aux précieuses contributions de plusieurs personnes à qui je tiens à exprimer toute ma gratitude.

En premier lieu, je souhaite exprimer ma profonde reconnaissance à mon directeur de mémoire, Dr Tafraout Salim, exemple d'excellence en ingénierie et source d'inspiration par sa rigueur et son dévouement. Son encadrement, sa disponibilité, son soutien indéfectible et sa confiance tout au long de ce travail ont été inestimables.

Je tiens également à exprimer ma grande gratitude envers mon enseignante, Dr Larbi Selma, pour son humanité et sa gentillesse qui ont laissé une empreinte positive en moi.

Je souhaite adresser mes remerciements à M. Fekir Mohamed pour son aide précieuse pendant ma période de stage.

Je remercie aussi la directrice de la bibliothèque ainsi que tous les membres de l'incubateur de l'ENSTP pour leur bienveillance et leur soutien précieux.

Mes remerciements vont également à l'ensemble des professeurs de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics pour leur enseignement de qualité et leur contribution à mon parcours académique.

Enfin, je tiens à exprimer ma reconnaissance envers toutes les personnes qui ont contribué à mon développement tout au long de ces années d'études.

Dédicaces

Je dédie ce modeste mémoire :

*À **Maman** et **Papa**, mes amours et ma plus grande source d'inspiration. Votre affection, votre amour et votre confiance en moi sans faille me donnent des ailes et éclairent chaque étape de mon chemin, aussi passionnant soit-il.*

Ce travail est pour vous, et grâce à vous.

*À mes sœurs chéries, **Sarah**, **Ouisse**m et **Naila**, mon soutien indéfectible et mon pilier inébranlable.*

*À mes adorables nièces, **Anaïs** et **Inès**, votre joie et votre innocence apportent de la gaieté dans ma vie.*

À mes très chers amis et ma famille, à jamais reconnaissante pour votre présence à mes côtés.

Merci !

الملخص:

تعدّ الهندسة المدنية فنّ في تصميم وبناء مختلف أنواع المنشآت، مثل المساكن والمباني الإدارية ومراكز التسوق والبنية التحتية للطرق والمباني الصناعية. وفي إطار هذا المجال، تُقدم هذه الأطروحة دراسة لتصميم وتحديد أبعاد العناصر الإنشائية لبناية صناعية ذات هيكل معدني تقع في مصنع الإسمنت بعين التوتة في ولاية باتنة. يقع المشروع في منطقة مصنفة على أنها منطقة منخفضة الزلازل (المنطقة الأولى) وفقاً للوائح الجزائرية لمقاومة الزلازل RPA 99، إصدار 2003. تم تطوير نماذج رقمية ثلاثية الأبعاد باستخدام برنامج ETABS لضمان تصميم يفي بمعايير الاستقرار الكلي للبنية ومقاومة العناصر الإنشائية مع الحفاظ على هندسة المشروع. تم إجراء حساب وتحقق العناصر الإنشائية والوصلات ومقاطع التسليح، إلخ، بشكل أساسي وفقاً للوائح السارية في الجزائر (CCM97/BAEL)، بناءً على الجهود المسجلة في النماذج الرقمية.

الكلمات المفتاحية:

بناية صناعية، تصميم إنشائي، استقرار، مقاومة، نمذجة رقمية، لوائح جزائرية.

RESUME :

Le génie civil est un art de conception et de construction de divers types d'ouvrages, tels que les habitations, les administrations, les centres commerciaux, les infrastructures routières et les bâtiments industriels. S'inscrivant dans ce dernier cadre, ce mémoire de fin présente l'étude de conception et dimensionnement des éléments structuraux d'un hangar à usage industriel en charpente métallique implanté à la cimenterie de Ain Touta dans la willaya de Batna. Le projet est implanté dans une zone classée par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme zone de faible séismicité (zone I). Des modèles numériques 3D ont été élaborées en utilisant le logiciel ETABS afin d'avoir une conception qui satisfait à la fois les critères de stabilité globale de la structure et la résistance des éléments structuraux, tout en conservant l'architecture du projet. Le calcul et vérification des éléments structuraux, les assemblages, les sections d'armatures, etc... sont principalement faits conformément aux règles en vigueur en Algérie (CCM97/BAEL), en se basant sur les efforts enregistrés dans les modèles numériques.

Mots clés :

Hangar industriel, Conception structurale, Stabilité, Résistance, Modélisation numérique, Règlements Algériens.

Abstract:

Civil engineering encompasses the art of designing and constructing various structures, including residences, administrative buildings, shopping malls, road infrastructure, and industrial facilities. This thesis focuses on the design and dimensioning of structural elements for a steel-framed industrial warehouse located at the Ain Touta cement plant in the Batna province. The project is situated in a zone classified as low seismic (Zone I) according to the Algerian Seismic Regulations (RPA 99, 2003 version). 3D numerical models were developed using the ETABS software to ensure a design that meets both the overall stability criteria of the structure and the resistance of structural elements while maintaining the project's architecture. The calculation and verification of structural elements, connections, reinforcement sections, etc., were primarily performed following the prevailing regulations in Algeria (CCM97/BAEL), based on the efforts recorded in the numerical models.

Keywords:

Industrial hangar, Structural design, Stability, Resistance, Numerical modelling, Algerian regulations

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : DESCRIPTION ARCHITECTURALE ET STRUCTURALE DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DU PROJET	4
I.2. DIMENSIONS GEOMETRIQUES DU PROJET	4
I.3. LOCALISATION ET DONNEES DU SITE :	5
I.4. DONNEES ENVIRONNEMENTALES DU SITE	6
I.5. REGLEMENTS UTILISES	6
I.6. LOGICIELS UTILISES	6
I.7. MATERIAUX UTILISES	7
I.7.1. ACIER	7
I.7.1.1. Les propriétés de l'acier	7
I.7.2. BETON	8
I.7.2.1. Les propriétés du béton	8
I.7.2.2. Les propriétés des aciers pour les armatures du béton	8
I.8. CONCEPTION STRUCTURALE	9

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. DEFINITIONS DES CHARGES ET SURCHARGES	10
II.1.1. INTRODUCTION	10
II.1.2. LA CHARGE DE LA NEIGE	10
II.1.2.1. Charge de neige sur le sol	10
II.1.2.2. Coefficient de forme des toitures	10
II.1.2.3. La charge de la neige sur la toiture	11
II.1.3. CHARGE DU VENT	12
II.1.3.1. Calcul de la pression dynamique de pointe q_p	12
II.1.3.2. Calcul du coefficient de pression extérieure C_{pe}	15
II.1.3.1. Calcul du coefficient de pression intérieure C_{pi}	18
II.1.4. PRESSION AERODYNAMIQUE SUR LES PAROIS	20
II.1.4.1. Vent perpendiculaire au long pan $\vartheta=0^\circ$	20
II.1.4.2. Vent perpendiculaire au pignon $\vartheta=90^\circ$	20
II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	22
II.2.1. INTRODUCTION	22
II.2.2. PREDIMENSIONNEMENT DES PANNES DE TYPE 1 (L=6M)	22
II.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges	22
II.2.2.2. Vérification de la flèche à l'ELS	25
II.2.2.3. Vérification des instabilités à l'ELU	26
II.2.3. PREDIMENSIONNEMENT DES PANNES DE TYPE 2 (L=7,2 M)	29
II.2.3.1. Evaluation des charges et surcharges	29
II.2.3.2. Les combinaisons d'action	29

II.2.3.3. Vérification à l'ELS	30
II.2.3.4. Vérification des instabilités à L'ELU	30
II.2.4. PREDIMENSIONNEMENT DES LISSES DE TYPE 1 (L=6M)	32
II.2.4.1. Evaluation des charges et surcharges	32
II.2.4.2. Vérification de la flèche à l'ELS	32
II.2.4.3. Vérification des instabilités ELU	33
II.2.5. PREDIMENSIONNEMENT DES LISSES DE TYPE 2	36
II.2.5.1. Vérification à l'ELS	36
II.2.5.2. Vérification des instabilités à L'ELU	36
II.2.6. PREDIMENSIONNEMENT DES POTELETS	37
II.2.6.1. Surface offerte au vent par potelet	37
II.2.6.2. Evaluation des charges sollicitant le potelet	38
II.2.6.3. Inertie minimale verticale	38
II.2.6.4. Vérification des instabilités	39

CHAPITRE III : MODELISATION ET CALCUL DE LA STRUCTURE

III.1. INTRODUCTION	43
III.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE	43
III.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE	43
III.3.1. ETAPES DE MODELISATION	43
III.3.2. DEFINITION DE LA STRUCTURE	44
III.3.2.1. Matériaux :	44
III.3.2.2. Définition des sections et élaboration du modèle :	44
III.3.2.3. Conditions d'appui	44
III.3.2.4. Introduction des charges	46
III.3.3. CLASSIFICATION DE LA STRUCTURE SELON RPA99/V2003	48
III.3.3.1. Méthodes de calcul	48
III.3.3.2. Spectre de réponse de calcul :	49
III.3.3.3. Les paramètres du spectre de réponse de calcul :	49
III.4. CALCUL ET VERIFICATION DE LA STABILITE GLOBALE DE LA STRUCTURE (RPA99v2003) / CCM97	51
III.4.1. ANALYSE MODALE DE LA STRUCTURE	51
III.4.1.1. Modes fondamentaux de la structure	52
III.4.2. REACTIONS A LA BASE DE LA STRUCTURE	52
III.4.3. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS LATERAUX	53
III.4.3.1. Vérification des déplacements latéraux sous vent	53
III.4.3.2. Vérification des déplacements latéraux sous séisme	54
III.4.4. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS VERTICAUX	55
III.4.5. OPTIMISATION DE LA STRUCTURE	56
III.4.6. LES ELEMENTS RETENUS	57

CHAPITRE IV : VERIFICATION DES ELEMENTS

IV.1. INTRODUCTION	58
IV.2. VERIFICATION DES POTEAUX (IPE450)	58

IV.2.1. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	59
IV.2.2. VERIFICATION DE L'EFFORT AXIAL	59
IV.2.3. VERIFICATION DE LA STABILITE AU FLAMBEMENT	59
IV.2.4. VERIFICATION AU DEVERSEMENT	60
IV.2.5. VERIFICATION PAR LE LOGICIEL ETABS	61
IV.3. VERIFICATION DES TRAVERSES (IPE450)	61
IV.3.1. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :	62
IV.3.2. VERIFICATION DE L'EFFORT AXIAL	62
IV.3.3. VERIFICATION A LA FLEXION	62
IV.3.4. VERIFICATION AU DEVERSEMENT	62
IV.3.5. VERIFICATION PAR LE LOGICIEL ETABS	63
IV.4. CHECK DESIGN DU PORTIQUE	63
IV.5. VERIFICATION DU CONTREVENTEMENT	64
IV.5.1. VERIFICATION DE PALEES DE STABILITE EN X	65
IV.5.2. VERIFICATION DU CONTREVENTEMENT DE TOITURE	65

CHAPITRE V : VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

V.1. INTRODUCTION	66
V.2. LE BOULONNAGE	66
V.2.1. TYPES DE BOULONS	66
V.3. VERIFICATION ASSEMBLAGE POTEAU/POUTRE	67
V.4. VERIFICATION ASSEMBLAGE POUTRE/POUTRE	81
V.5. VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE DE CONTREVENTEMENT DE TOITURE	93

CHAPITRE VI : CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION	107
VI.2. LE DALLAGE INDUSTRIEL	107
VI.2.1. CONCEPTION DU DALLAGE	107
VI.2.2. CHARGES ET SURCHARGES	109
VI.2.3. HYPOTHESES DE CALCUL	111
VI.2.4. CONTRAINTES SOUS LE DALLAGE	111
VI.2.5. VERIFICATION AU NON-POINÇONNEMENT	112
VI.2.6. FERRAILLAGE DU DALLAGE	113
VI.3. FONDATIONS	115
VI.3.1. CRITERES DE CHOIX DE FONDATIONS	115
VI.3.2. BASE DE POTEAU	115
VI.3.2.1. Déterminer la surface de la platine	116
VI.3.2.2. Vérifier la contrainte de compression sur la semelle de fondation	117
VI.3.2.3. Epaisseur de la platine	117
VI.3.2.4. Dimensionnement des tiges d'ancrage à l'aide des tableaux de CTICM	117
VI.4. GEOMETRIE	119
VI.5. DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS	125
VI.5.1. DIMENSIONNEMENT DU FUT	126
VI.5.2. FERRAILLAGE DU FUT	127

VI.5.3. DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE DU POTEAU « IPE450 »	128
VI.5.3.1. Détermination de A et B	129
VI.5.4. CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :	129
VI.5.4.1. Détermination de la hauteur du patin (e) :	130
VI.5.4.2. Calcul de l'espacement :	130
VI.5.5. DIMENSIONNEMENT DES LONGRINES	130
VI.5.6. CALCUL DU FERRAILLAGE DES LONGRINES	130
VI.5.6.1. Calcul des armatures transversales :	131
VI.5.6.2. Calcul d'espacement des cadres :	131
CONCLUSION GENERALE	133

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : plan de masse du projet.....	4
Figure I-2 : diagramme contrainte-déformation.....	8
Figure II-1: charge de la neige sur la toiture	11
Figure II-2: les directions du vent	12
Figure II-3 : Répartition des surfaces selon V2.....	15
Figure II-4: répartition des zones du vent sur la toiture	16
Figure II-5 : Répartition des surfaces selon V1	17
Figure II-6 : Répartition des surfaces pour la toiture selon V1	17
Figure II-7: C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p	19
Figure II-8: Disposition des pannes sur la traverse	22
Figure II-9: la charge d'exploitation sur la panne.....	23
Figure II-10: la charge du vent sur la panne.....	24
Figure II-11: la surcharge de la neige sur la panne.....	24
Figure II-12 : la flexion des pannes.....	26
Figure II-13: le phénomène du déversement.....	28
Figure II-14: les charges sollicitant le potelet	38
Figure III-1: Introduction des matériaux sur le logiciel	44
Figure III-2: définition des sections	44
Figure III-3: Encastrement Poteaux Traverses	45
Figure III-4: Articulations portique/éléments secondaires	45
Figure III-5 : Pied de poteau articulé.....	46
Figure III-6: Introduction de la charge permanente	46
Figure III-7: la surcharge de la poussière sur la toiture.....	47
Figure III-8: la pression du vent sur le long pan	48
Figure III-9: la pression du vent sur le pignon	48
Figure III-10: Le spectre de réponse	51
Figure III-11 : la participation massique de la structure.....	52
Figure III-12: les modes fondamentaux de la structure.....	52
Figure III-13: les réactions à la base de la structure.....	53
Figure III-14: la flèche admissible du portique	54
Figure III-15 : Déplacement du portique sous V2 et V1	54
Figure III-16: Déplacement de la structure sous séisme X et Y.....	55
Figure III-17: la déformation de la structure à l'ELS	56
Figure IV-1: check design du portique	64
Figure VI-1: le support du dallage	108
Figure VI-2: Charge ponctuelle des roues du chariot par pied.....	110
Figure VI-3: Surcharge surfacique appliquée sur le dallage	110
Figure VI-4: La contrainte sous ELS1	111
Figure VI-5: la contrainte sous ELS2.....	112
Figure VI-6 : Diagramme des moments dans le dallage ($M_{max} = 12,48$ kN.m).....	113
Figure VI-7: diagramme du ferrailage nécessaire	114
Figure VI-8 : sections d'armature des treillis soudés.....	114

Figure VI-9: Treillis soudé	115
Figure VI-10: surface de la platine.....	117
Figure VI-11: Vue en plan de la semelle	126
Figure VI-12: disposition des armatures et des cadres dans le fût.....	128
Figure VI-13: disposition des armatures dans la semelle.....	130
Figure VI-14: Disposition des armatures dans les longrines.....	132

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1: propriétés des armatures de béton.....	8
Tableau II-1 : Coefficient de forme -Toitures à deux versants.....	11
Tableau II-2: Pression de référence selon la zone	12
Tableau II-3: Catégorie de terrain	14
Tableau II-4: la pression de pointe sur les surfaces.....	14
Tableau II-5 : C_{pe} les parois verticales du V2.....	15
Tableau II-6: Interpolation des valeurs du C_{pe}	16
Tableau II-7 : Valeurs du C_{pe} pour V1	17
Tableau II-8 : Interpolation des valeurs de C_{pe} pour la toiture V1	17
Tableau II-9 : Interpolation linéaire.....	19
Tableau II-10: la pression du vent sur les parois verticales $\vartheta=0^\circ$	20
Tableau II-11: la pression du vent sur la toiture $\vartheta=0^\circ$	20
Tableau II-12: la pression du vent sur les parois verticales $\vartheta=90^\circ$	21
Tableau II-13 : la pression du vent sur la toiture $\vartheta=0^\circ$	21
Tableau II-14: caractéristiques de l'IPE160.....	23
Tableau II-15: les combinaisons de charges	25
Tableau II-16: charges et surcharges pannes de type 2	29
Tableau II-17: les combinaisons de charge pannes de type 2.....	29
Tableau II-18: la vérification de la flèche	30
Tableau II-19: calcul des moments.....	30
Tableau II-20: Vérification de la flexion.....	30
Tableau II-21: Vérification au cisaillement.....	30
Tableau II-22: vérification au déversement.....	31
Tableau II-23: les caractéristiques de l'IPE 180	31
Tableau II-24: Vérification au déversement	31
Tableau II-25 : les dimensions de l'UPN 140	33
Tableau II-26 : Vérification à la flèche lisse type 2.....	36
Tableau II-27 : Calcul des moments.....	36
Tableau II-28: Vérification à la flexion.....	36
Tableau II-29: Vérification au cisaillement.....	36
Tableau II-30: Vérification au déversement	37
Tableau II-31: Caractéristiques IPE360	39
Tableau II-32: paramètres du flambement.....	41
Tableau III-1: Les valeurs de pénalités.....	50
Tableau III-2: Vérification de la flèche verticale	56
Tableau III-3: Optimisation du poids de la structure.....	57
Tableau III-4: Profilés retenus.....	57
Tableau IV-1: Les ratios des poteaux vérifiés par ETABS	61
Tableau IV-2: les ratios des traverses vérifiés par ETABS.....	63
Tableau V-1: caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.....	67

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

$C_{p.net}$: Coefficient de pression nette.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale de l'acier.

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

L : Longueur.

M : Moment de flexion.

M_{Ed} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{pl} : Moment plastique.

$M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .

$N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{Ed} : Effort normal sollicitant.

$N_{t,sd}$: Effort normale de traction.

$N_{c,sd}$: Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

Q : Charge d'exploitation.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S: La charge de la neige.

V_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L: Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.
tf : Épaisseur d'une semelle de poutre.
tw : Épaisseur de l'âme de poutre.
Z : Hauteur au-dessus du sol.
Z₀ : Paramètre de rugosité.
Z_{eq} : Hauteur équivalente.
Minuscules grecques
χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
β_w : Facteur de corrélation.
γ_M : Coefficient de sécurité.
λ : Élancement.
λ_{Lt} : Élancement de déversement.
α : Facteur d'imperfection.
∅ : Rotation de déversement.
τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
σ_c : Contrainte de l'acier.
σ_b : Contrainte du béton.
ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
η : Facteur de correction d'amortissement.
δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.
μ : coefficient de forme de la charge de neige

Introduction générale

L'industrie du bâtiment est en perpétuel développement à travers le temps, beaucoup plus lors de ces dernières décennies qui ont été marquées par la révolution de la technologie informatique qui a pris part dans cette industrie à travers la création et l'intégration des logiciels de calcul et de dessins, dans le cycle de vie d'un projet de construction quel que soit son usage, à savoir : habitation, commercial, industriel ou administratif.

Caractérisés par leurs formes et dimensions géométriques importantes, la conception des hangars industriels est généralement distinguée par l'utilisation de plusieurs systèmes constructifs en même temps tels que la charpente métallique pour la superstructure et le béton armé pour l'infrastructure. La considération de ces deux matériaux donne aux ingénieurs concepteurs une panoplie de choix du système structural le plus adéquat, en assurant à la fois l'aspect architectural du projet, la ductilité de la structure, son confort, ainsi que son économie.

S'inscrivant dans le cadre d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en travaux publics, option structures et matériaux et dans le but de compléter notre formation l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, nous présentons dans ce mémoire de fin d'études une conception et un calcul d'un hangar industriel qui abritera des machines de palettisation des sacs de ciment.

La structure principale est composée de portiques métalliques espacés régulièrement, garantissant la stabilité et la résistance globale du bâtiment. Pour renforcer cette stabilité contre les efforts horizontaux tels que le vent et les séismes, des systèmes de contreventement ont été intégrés. Les fondations de l'ouvrage sont réalisées en béton armé avec un dallage industriel, offrant une base solide et durable pour l'ensemble de l'ouvrage.

Le présent mémoire est constitué principalement de six chapitres et d'une conclusion générale, structurés comme suit :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage :

Nous présentons notre projet d'un point de vue architectural, géométrique ainsi que son implantation.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Nous exposons les calculs détaillés des charges climatiques, telles que la neige et le vent, selon la réglementation Algérienne RNVA2013, en fonction de l'implantation du projet. Nous réalisons également le prédimensionnement des éléments secondaires du hangar tels que les pannes, les lisses, les potelets, etc.

Chapitre III : Modélisation et calcul de la structure

Nous avons divisé ce chapitre en deux sections principales :

- Modélisation avec le logiciel ETABS : Nous définissons les éléments, les systèmes d'appuis et nous introduisons les charges.
- Calcul et vérification de la stabilité globale de la structure (RPA99v2003) / CCM97 : Nous analysons les tableaux des modes propres et la participation massique, les réactions à la base, ainsi que les déplacements sous séisme et sous vent.

Chapitre IV : Vérification des éléments structuraux

Nous vérifions la résistance des éléments structuraux (poteaux, traverses et contreventements) de la superstructure.

Chapitre V : Vérification des assemblages

Après avoir calculé et vérifié les éléments structuraux, nous traitons le calcul détaillé des divers types d'assemblage des éléments en charpente métallique.

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Ce chapitre est divisé en deux parties :

- Nous réalisons le calcul et la modélisation du dallage dans la première partie.
- Nous effectuons le dimensionnement de la tige d'ancrage, du fût, de la semelle et des longrines dans la deuxième partie

CHAPITRE I

Description
architecturale et
structurale de
l'ouvrage

I.1. Présentation du projet

Notre projet de fin d'étude concerne l'étude de la conception et du calcul d'un hangar industriel en charpente métallique à usage industriel, implanté au sein de la cimenterie de Ain Touta, dans la Wilaya de Batna.

Le hangar va abriter des machines pour palettisation des sacs de ciments, disposées comme il est présenté sur la figure suivante :

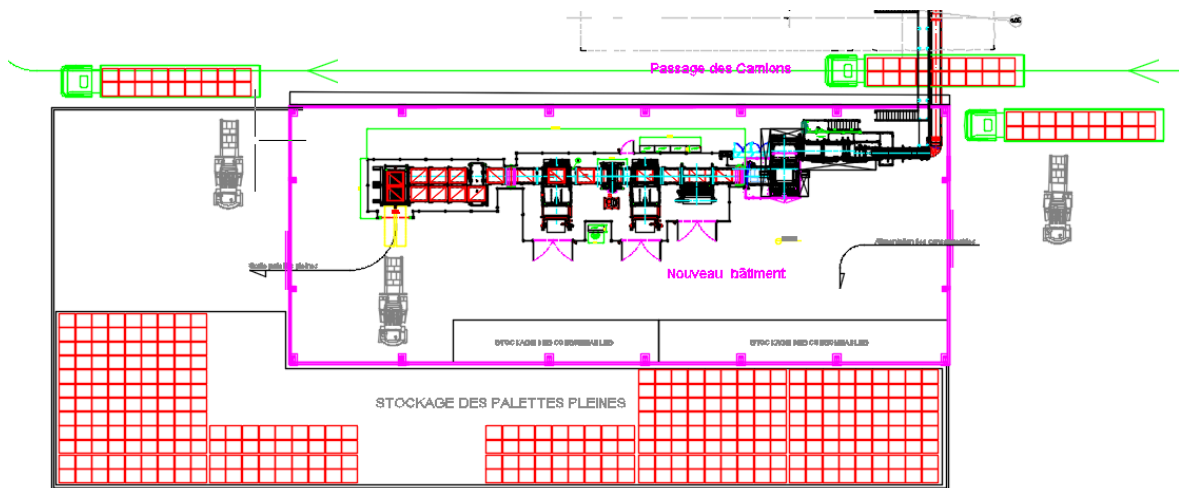


Figure I-1 : plan de masse du projet

I.2. Dimensions géométriques du projet

Sur le plan dimensionnel, notre structure est caractérisée par les dimensions géométriques suivantes :

- La longueur totale du hangar : 50,40 m
- La largeur totale du hangar : 21,10 m
- La surface du hangar : 1 063,44 m²
- La hauteur au faitage : 11,26 m
- La hauteur à la poutre sablière : 9,00 m
- La pente du versant : 13°
- Distance entre portique 1 et 2, et 8 et 9 : 7,2 m
- Distance entre les autres portiques : 6 m

I.3. Localisation et données du site :

Le hangar est implanté à l'intérieur de l'usine de ciment de S. CIMAT du groupe GICA qui se trouve à 13 km environs à l'ouest de la ville de Ain Touta, à la Wilaya de Batna, l'image satellitaire suivante montre l'implantation du projet :



Figure I-2: localisation de la cimenterie



Figure I-3 : localisation du hangar

Les coordonnées d'implantation du bâtiment sont de : 751089.39 m E, 3915417.55 m N avec une altitude de 852 m.

I.4. Données environnementales du site

La classification du bâtiment par rapport aux conditions d'environnement est définie selon la réglementation Algérienne comme suit :

- Zone de neige : C (selon le règlement RNV2013)
- Zone du vent : II (selon le règlement RNV2013)
- Zone sismique : I (selon le règlement RPA99v2003)
- Altitude : 852 m

I.5. Règlements utilisés

La conception et le calcul du hangar seront réalisés conformément aux règlements en vigueur en Algérie, à savoir :

- Règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003)
- DTR B.C-2.48. Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-22 ;
- Règlement neige et vent (RNVA2013) D.T.R-C2.47 ;
- Règlement de conception et de calcul des structures en acier (CCM97), document technique réglementaire D.T.R-B.C-2.44 ;
- Calcul des éléments selon L'Eurocode 3 et Eurocode2 ;
- Règlement de calcul des fondations superficielles D.T.R-B.C-2.33.
- Règlement de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), document technique réglementaire D.T.R-B.C-2.41 ;
- Règlement de l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».

I.6. Logiciels utilisés

Les logiciels utilisés lors de notre projet de fin d'étude, sont principalement :

- **AutoCAD** : c'est un logiciel de conception assistée par ordinateur qui a été utilisé pour créer les plans architecturaux détaillés du hangar

- **CSI Etabs** : c'est un logiciel spécialisé dans la modélisation, l'analyse et la conception de structures, il a été crucial pour l'analyse structurelle du hangar.
- **BIM Vision** : il s'agit d'un logiciel de visualisation spécialisé dans la lecture et l'examen des fichiers BIM au format IFC en 3D.
- **CSI Safe** : pour la modélisation et le calcul du dallage
- **Robot Structural Analysis** : Vérification des assemblages

I.7. Matériaux utilisés

Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour les matériaux suivants :

I.7.1. Acier

L'acier est un élément couramment utilisé en construction, extrait des mines et constitué principalement de fer et de carbone (la quantité de carbone étant inférieure à 1%). Il peut comporter également le phosphore, le soufre involontairement. Et le silicium, le nickel, le magnésium et le chrome volontairement. Ces derniers servent à améliorer la résistance à la rupture, la ductilité, la dureté, la résistance vis-à-vis de la corrosion, etc.

I.7.1.1. Les propriétés de l'acier

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont citées dans les Eurocodes 03 et 04 ainsi que le DTR CCM97 et ce, conformément à la norme EN 10 025.

- La nuance d'acier : *S275*
- La limite élastique : *275 MPa*
- La résistance à la traction : *430 MPa*
- Le module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000\text{ MPa}$
- Le module d'élasticité transversale : *81 000 MPa*
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- La masse volumique : $\rho = 7,3\text{ kg/m}^3$

L'acier doit également satisfaire les critères suivants pour assurer une bonne ductilité et plasticité :

- $f_u/f_y > 1,2$
- $\epsilon_u/\epsilon_y \geq 20$

- $A\% > 15\%$ Le pourcentage d'allongement après rupture ($A\%$) doit être supérieur à 15%.

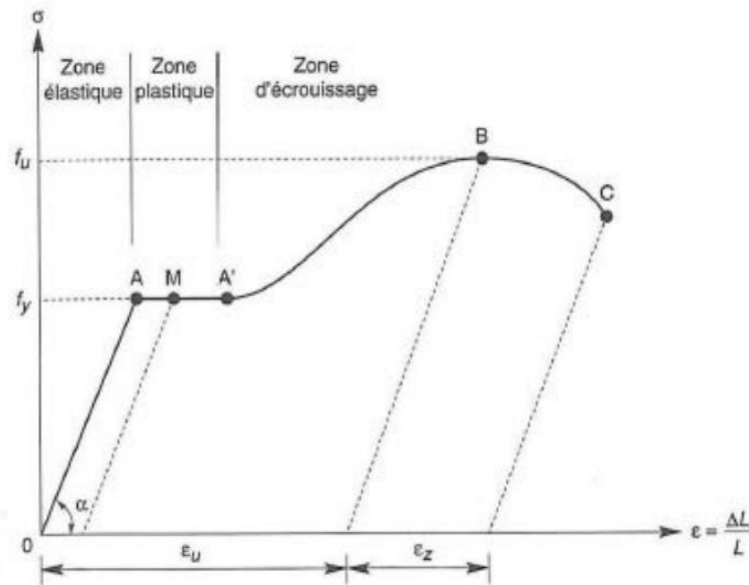


Figure I-2 : Diagramme contrainte-déformation

I.7.2. Béton

Le béton est un matériau de construction composé de granulats (sable et graviers), de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour améliorer ses propriétés.

I.7.2.1. Les propriétés du béton

- Le dosage du béton : 350 kg/m^3
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$
- Le poids volumique : $2\,500 \text{ kg/m}^3$

I.7.2.2. Les propriétés des aciers pour les armatures du béton

Tableau I-1: Propriétés des armatures de béton

Nuance		f_y (MPa)
Barres HA	Fe400	400

I.8. Conception structurale

La conception de notre hangar repose sur plusieurs critères fondamentaux, parmi lesquels l'optimisation économique, la faisabilité technique et la sécurité structurale occupent une place prépondérante. Nous veillerons à concevoir une structure robuste et stable, capable de résister efficacement aux charges permanentes et climatiques, tout en garantissant un environnement de travail sûr pour les opérateurs.

En somme, notre projet de fin d'étude représente une opportunité unique de mettre en pratique nos connaissances théoriques dans le domaine de la construction métallique, tout en contribuant au développement de l'industrie cimentière en Algérie.

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments

II.1. Définitions des charges et surcharges

II.1.1. Introduction

L'étude climatique est réalisée conformément au Règlement Algérien Neige et Vent 2013 (DTR2-47), elle a pour objet de déterminer les sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur les différentes parties de l'ouvrage.

II.1.2. La charge de la neige

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu. La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante¹ :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ en [kN/m}^2\text{]} \dots (2.1)$$

Avec :

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

μ : Coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

S_k : Charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige.

II.1.2.1. Charge de neige sur le sol

Notre ouvrage est situé à Ain Touta, Batna, considéré comme Zone C, à 852 m d'altitude. Le calcul de la charge de neige sur le sol se calcule avec la formule ci-après donnée par :

$$S_k = \frac{0,0325H}{100} = 0,0325 \times \frac{852}{100} = 0,2769 \text{ kN/m}^2$$

II.1.2.2. Coefficient de forme des toitures

Le coefficient de forme de la toiture à deux versants est donné par :

$$\mu_1 = 0.8$$

¹ Partie 1.3, 1.4, 1.6 du DTR 2-47 (RNV2013)

Tableau II-1 : Coefficient de forme -Toitures à deux versants

Angle du versant par rapport à l'horizontale	$0^\circ \leq \alpha = 13^\circ \leq 30^\circ$
Coefficient μ	0,8

II.1.2.3. La charge de la neige sur la toiture

$$S = 0,22152 \text{ kN/m}^2$$

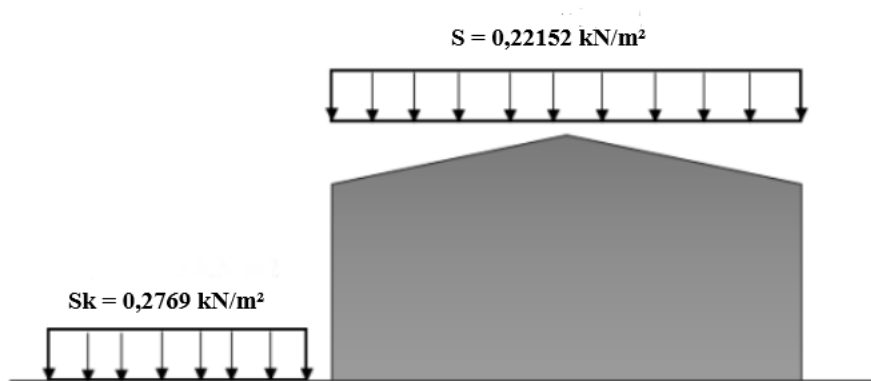


Figure II-1: charge de la neige sur la toiture

II.1.3. Charge du vent

L'influence du vent sur une structure métallique est généralement significative. Afin de calculer sa charge, une étude approfondie conformément au RNV 2013 doit être menée pour déterminer la pression exercée dans toutes les directions envisageables.

Pour notre Hangar, avec base rectangulaire, nous prenons en compte deux directions de vent distinctes :

- V1 : perpendiculaire au pignon
- V2 : perpendiculaire au long pan

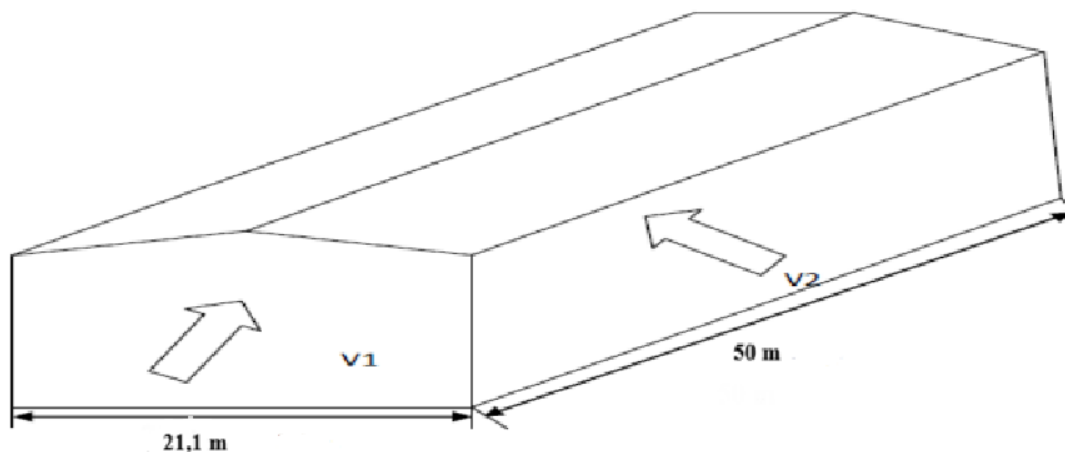


Figure II-2: les directions du vent

Le RNV 2013 propose la formule suivante² pour le calcul de la pression du vent agissant sur les parois verticales et la toiture de la structure :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \dots (2.2)$$

II.1.3.1. Calcul de la pression dynamique de pointe q_p

Formule de calcul :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \dots [N/m^2] (2.3)$$

1. $q_{réf}$ est donnée en fonction de la zone de vent par le tableau 2.2 du RNV :

$$q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$$

Tableau II-2: Pression de référence selon la zone

Zone	$q_{réf}$
------	-----------

² Partie 2, Chapitre 2 et 5 du DTR 2-47 (RNV2013)

I	375
II	435
III	500
IV	575

2. Deux hauteurs de références sont à considérer, celle des parois verticales et celle de la toiture, selon 2.3.2 RNV 2013

Pour la toiture : $z_e = 11,26 \text{ m}$

Pour les parois verticales : $z_e = 9 \text{ m}$

3. C_e est le coefficient d'exposition au vent, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)] \dots (2.4)$$

Tel que :

- C_t est le coefficient de topographie, il est déterminé comme suit :
 $C_t(z) = 1$ Pour $\varphi < 0,05$ (car le hangar est situé dans une zone plate.)
- C_r est le coefficient de rugosité, il considère l'impact de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) \text{ Pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$K_T = 0,190 \text{ , } z_0 = 0,05 \text{ m , } z_{min} = 2 \text{ , } \varepsilon = 0,52$$

Pour les parois verticales :

$$C_r(9) = 0,9867$$

Pour la toiture :

$$C_r(11,26) = 1,0292$$

Tableau II-3: Catégorie de terrain

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

- I_v Représente l'intensité de turbulence, qui est l'écart type de la turbulence, divisé par la vitesse moyenne du vent. Elle est donnée par l'équation ci-après :

$$I_v(z_e) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} \text{ pour } z > z_{min}$$

Pour les parois verticales :

$$I_v(9 \text{ m}) = 0,19257$$

Pour la toiture :

$$I_v(11,26) = 0,1846$$

Le coefficient d'exposition au vent est donc égal à :

$$C_e(9) = 2,2864 \text{ Pour les parois verticales}$$

Et à :

$$C_e(11,26) = 2,428 \text{ Pour la toiture}$$

En portant les résultats dans l'équation (2.3) :

Tableau II-4: la pression de pointe sur les surfaces

Surface	La pression de pointe (N/m ²)
Parois verticales	q_p(9)= 994,583
Toiture	q_p(11,26)= 1 056,18

II.1.3.2. Calcul du coefficient de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pression extérieure (C_{pe}) des constructions rectangulaires et de leurs composants individuels varient en fonction de la taille de la surface exposée à la pression. Ces coefficients sont déterminés pour des surfaces de 1m^2 et 10m^2 , et sont notés $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$, respectivement.

Comme toutes les surfaces de notre hangar sont supérieures à 10 m^2 , nous prenons :

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

II.1.3.2.1. Vent perpendiculaire au long pan $\theta=0$

1. Pour les parois verticales :

$$e=22,52\text{ m} > d = 21,1$$

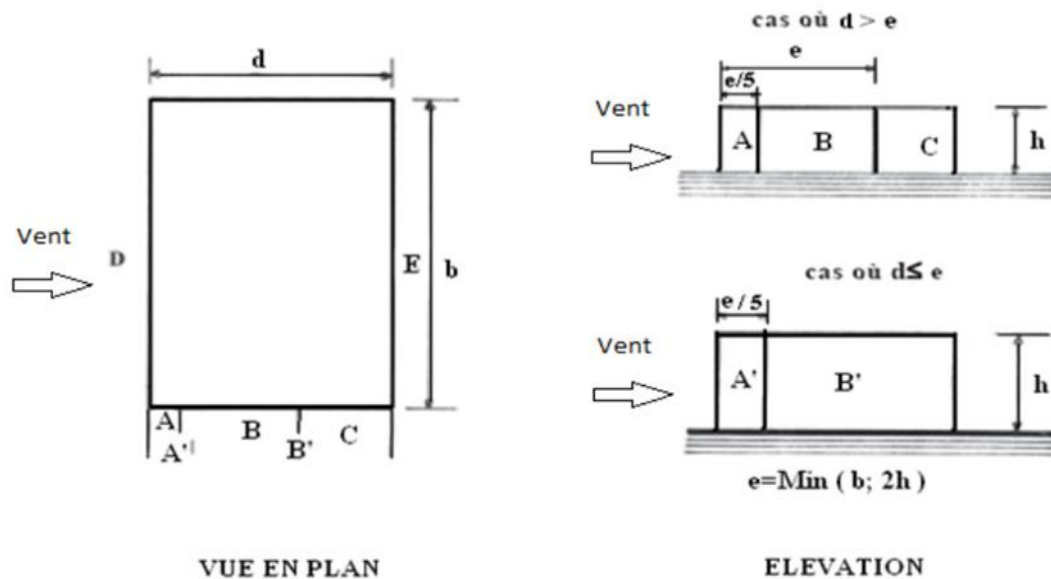


Figure II-3 : Répartition des surfaces selon V2

Tableau II-5 : C_{pe} les parois verticales du V2

Paroi latérale		Paroi au vent	Paroi sous le vent
A' = 40,536 m^2	B' = 149,364 m^2	D = 450 m^2	E = 450 m^2
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1	-0,8	0,8	-0,3

2. Pour la toiture :

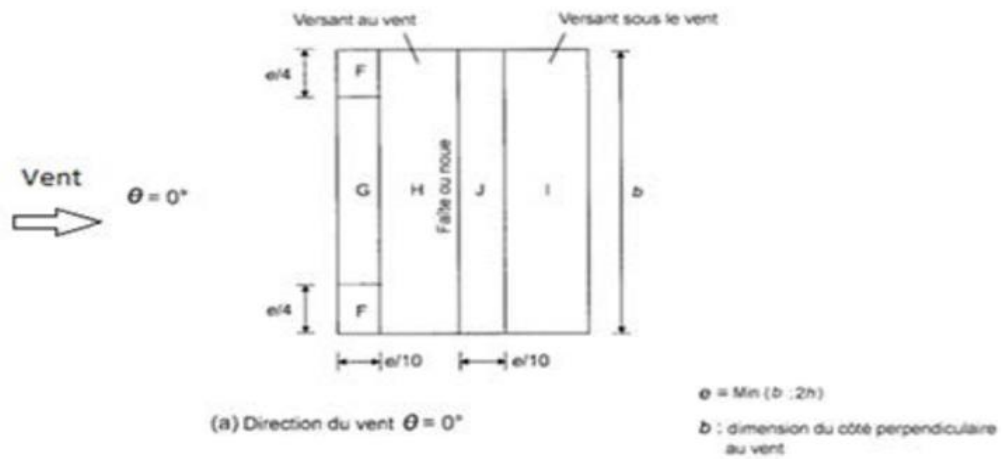


Figure II-4: répartition des zones du vent sur la toiture

L'angle du versant est compris entre 5° et 15° , nous effectuons alors une interpolation, et considérons les valeurs les plus défavorables.

Tableau II-6: Interpolation des valeurs du C_{pe}

Angle		F		G		H		I		J	
		C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}
3	5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2	-0,6	-1,2	-0,6	-0,6	0,2	0,2
4	5°	0	0	0	0	0	0	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6
5	15°	-0,9	-2	-0,8	-1,5	-0,3	-0,3	-0,4	-0,4	-1	-1,5
6	15°	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0	0	0	0
13 °	3 avec 5	-1,06	-2,1	-0,88	-1,6	-0,36	-0,48	-0,44	0,44	-0,76	-1,16
	3 avec 6	-0,18	0,34	-0,08	0,24	0,04	0,08	-0,12	0,12	0,04	0,04
	4 avec 5	-0,72	-1,6	-0,64	-1,2	-0,24	0,24	-0,44	0,44	-0,92	-1,32
	4 avec 6	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	-0,12	0,12	-0,12	-0,12
C_{pe} Final		-1,06		-0,88		-0,36		-0,44		-0,92	

II.1.3.2.2. Vent perpendiculaire au pignon $\theta=90^\circ$

1. Pour les parois verticales :

$$e = \text{min}(b ; 2h) = \text{min}(21,1 ; 22,52) = 21,1 \text{ m} \leq b$$

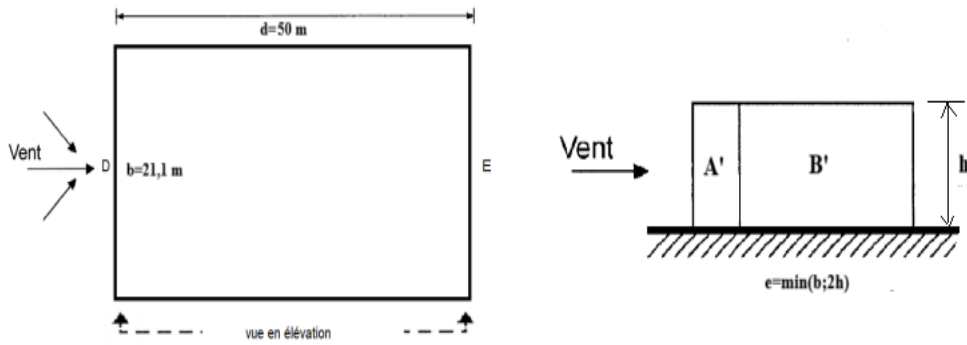


Figure II-5 : Répartition des surfaces selon V1

Tableau II-7 : Valeurs du C_{pe} pour V1

Paroi latérale		Paroi au vent	Paroi sous le vent
A' = 34,38 m ²	B' = 415,62 m ²	D = 189,9 m ²	E = 189,9 m ²
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1	-0,8	0,8	-0,3

2. Pour la toiture :

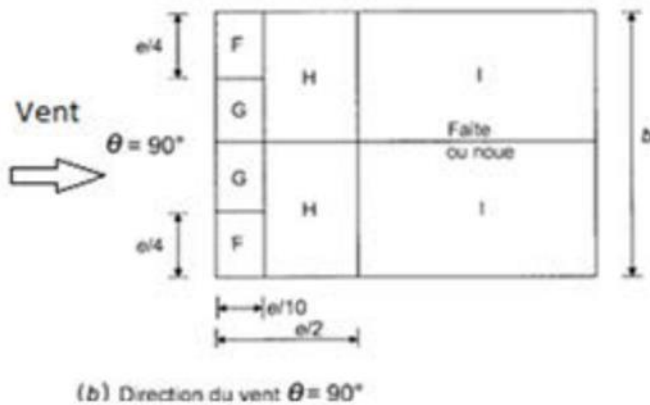


Figure II-6 : Répartition des surfaces pour la toiture selon V1

Tableau II-8 : Interpolation des valeurs de C_{pe} pour la toiture V1

Angle	F		G		H		I	
	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2	-0,7	-1,2	-0,6	-0,6
15°	-1,3	-2	-1,3	-2	-0,6	-1,2	-0,5	-0,5
13°	-1,36	-2,04	-1,3	-2	-0,62	-1,2	-0,52	-0,52

II.1.3.1. Calcul du coefficient de pression intérieure C_{pi}

Pour déterminer le coefficient de pression intérieure, il faut envisager la combinaison la plus défavorable des pressions extérieure et intérieure pour chaque configuration d'ouvertures et de sources de fuite d'air.

Une face est considérée comme dominante si l'aire de ses ouvertures est au moins deux fois supérieure à celle des autres faces, influençant ainsi le calcul du coefficient de pression intérieure en fonction de la distribution et de la taille des ouvertures.

II.1.3.1.1. Calcul des aires des ouvertures

- Pignon AXE 1 :

- 2 grandes fenêtres de surface $s = 6,3 m \times 1,45 m = 9,135 m^2$
- Portail de $s = 7 m \times 5 m = 35 m^2$

$$S_{tot1} = 53,27 m^2$$

- Pignon AXE 9 :

- 2 grandes fenêtres de surface $s = 6,3 m \times 1,45 m = 9,135 m^2$
- 1 portail de $s = 7 m \times 5 m$

$$S_{tot2} = 53,27 m^2$$

- Long Pan File A

- 1 fenêtre de $s = 2,2 m \times 3,3 m = 7,26 m^2$
- 6 fenêtres de $s = 1,4 \times 5,7 = 7,98 m^2$
- 1 fenêtre de $s = 1,43 m \times 6,85 m = 9,8 m^2$
- 1 portail de $s = 4,5 m \times 3,3 m = 14,85 m^2$

$$S_{tot3} = 79,79 m^2$$

- Long Pan File C:

- 2 fenêtres de $s = 6,8 m \times 1,43 m = 9,724 m^2$
- 6 fenêtres de $s = 1,43 m \times 5,7 m = 8,151 m^2$

$$S_{tot4} = 68,35 m^2$$

Pour vérifier la dominance, nous comparons chaque face à la somme des autres faces. Par exemple, pour le Long Pan File A :

$$S_{tot3} = 79,79 m^2$$

$$S_{tot1} + S_{tot2} + S_{tot4} = 53,27 + 53,27 + 68,35 = 174,89 m^2$$

$$2 \times S_{tot3} = 2 \times 79,79 m^2 = 159,58 m^2$$

$$159,58 \text{ m}^2 < 174,89 \text{ m}^2$$

Donc le long Pan File A n'est pas dominant. Nous répétons ce calcul pour chaque face, et observons qu'aucune face n'a une aire d'ouvertures au moins deux fois supérieure à la somme des autres. Par conséquent, notre bâtiment n'a pas de face dominante.

Pour notre hangar, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport (h/d) à partir de la figure (5.14 du DTR 2-47).

L'indice μ_p est calculé comme le ratio des surfaces des ouvertures avec $C_{pe} \leq 0$ sur la surface totale des ouvertures.

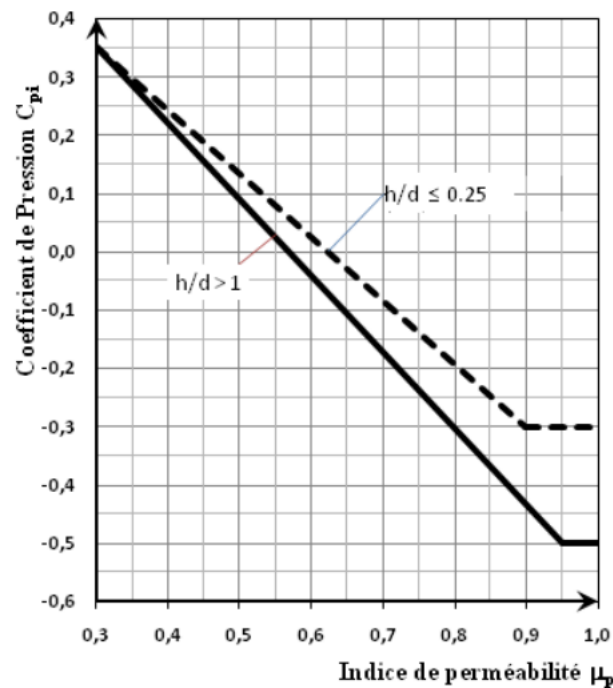


Figure II-7: C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

II.1.3.1.2. Vent perpendiculaire au long pan $\theta=0^\circ$

$$\frac{h}{d} = \frac{11,26}{21,1} = 0,5336$$

Tableau II-9 : Interpolation linéaire

h/d	0,25	0,5336	1
C_{pi}	-0,14	-0,182	-0,25

$$C_{pi}(0,5336) = C_{pi}(0,25) + \left(\frac{0,5336 - 0,25}{1 - 0,25} \right) (C_{pi}(1) - C_{pi}(0,25))$$

$$C_{pi} = -0,182$$

II.1.3.1.3. Vent perpendiculaire au pignon $\vartheta=90^\circ$

$$\frac{h}{d} = \frac{11,26}{50,4} = 0,2252 < 0,25$$

$$C_{pi} = -0,14$$

II.1.4. Pression aérodynamique sur les parois

Après avoir calculé tous les paramètres, les valeurs peuvent être remplacées dans la formule (2.2) pour obtenir les pressions aérodynamiques sur chaque paroi :

II.1.4.1. Vent perpendiculaire au long pan $\vartheta=0^\circ$

1. Parois verticales

Tableau II-10: la pression du vent sur les parois verticales $\vartheta=0^\circ$

	A'	B'	D	E
Aire				
C _{pe}	-1	-0,8	0,8	-0,3
C _{pi}	-0,182			
q _p (ze)	994,583			
W(Z _j)	-813,57	-614,65	976,68	-117,36

2. Toiture

Tableau II-11: la pression du vent sur la toiture $\vartheta=0^\circ$

	F	G	H	I	J
C _{pe}	-1,06	-0,88	-0,36	-0,44	-0,92
C _{pi}	-0,182				
q _p (z _e)	1 056,18				
W(N/m ²)	-927,33	-737,21	-188	-272,5	-779,46

II.1.4.2. Vent perpendiculaire au pignon $\vartheta=90^\circ$

1. Parois verticales

Tableau II-12: la pression du vent sur les parois verticales $\vartheta=90^\circ$

	A'	B'	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	0,8	-0,3
C_{pi}	-0,14			
$q_p(z_e)$	994,583			
$W(N/m^2)$	-855,34	-656,42	934,91	-159,13

2. Toiture

Tableau II-13 : la pression du vent sur la toiture $\vartheta=0^\circ$

	F	G	H	I
C_{pe}	-1,36	-1,3	-0,62	-0,52
C_{pi}	-0,14			
$q_p(z_e)$	1 056,18			
$W(N/m^2)$	-1288,54	-1225,17	-506,97	-401,35

NB : Étant donné l'importance des éléments surlignés, nous les utiliserons pour pré dimensionner les éléments dans la suite du chapitre

II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Introduction

Les éléments secondaires comme les pannes, les lisses et les potelets sont essentiels dans les hangars en charpente métallique. Ils assurent la stabilité, la répartition des charges et la rigidité de la structure. Cette partie du chapitre présente les méthodes de vérification de ces éléments, les critères de calcul et les types de charges auxquels ils sont soumis.

II.2.2. Prédimensionnement des pannes de type 1 (L=6m)

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et à transmettre les charges et surcharges qui s'appliquent sur celle-ci à la traverse ou à la ferme. Disposées parallèlement à la ligne de faîtage, elles sont calculées en flexion déviée sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et climatiques. Elles peuvent être réalisées en profilés formés à chaud (I ou U) ou en profilés formés à froid (Z, U, Σ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6 m. Dans notre structure, nous utiliserons des profilés formés à chaud en I.

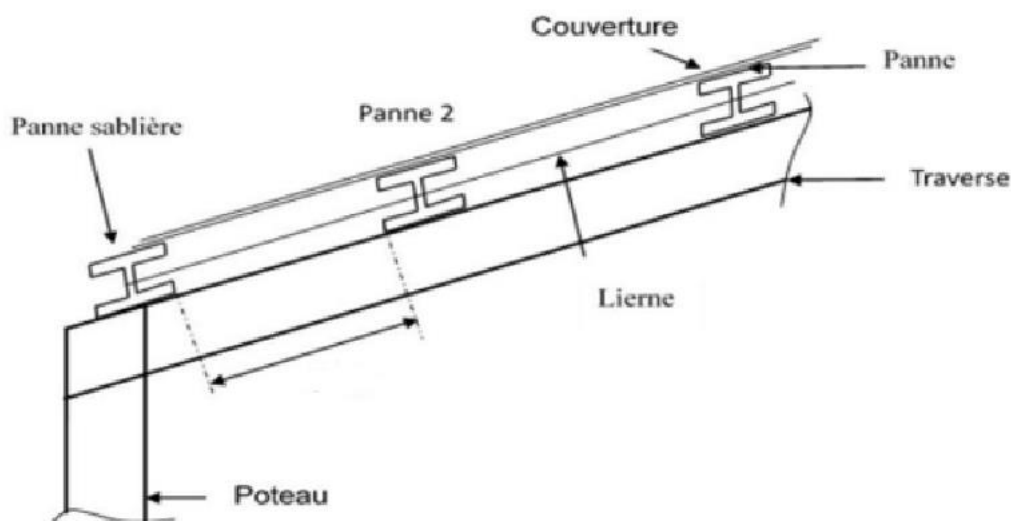


Figure II-8: Disposition des pannes sur la traverse

II.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges

II.2.2.1.1. Charge permanente G

Toiture : la couverture est assurée par des tôles de type TN40

- Couverture TN40 : $0,15 \text{ kN/m}^2$
- Boulonnerie, soudure et accessoires : $0,03 \text{ kN/m}^2$
- $G = 18 \times 1,5 = 27 \text{ daN/m}$

Panne Type 1 : L= 6 m

Pour un premier pré dimensionnement, nous proposons de considérer le profilé IPE160 :

$$G = 27 + 15,8 = 42,8 \text{ daN/m}$$

Tableau II-14: caractéristiques de l'IPE160

G kg /m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	A cm ²	I _y cm ⁴	W _{ply} cm ³	i _y cm	I _z cm ⁴	W _{plz} cm ³	i _z cm
15,8	160	82	5	7,4	20,09	869,1	123,9	6,48	68,31	26,10	1,84

II.2.2.1.2.Charge d’exploitation

Dans le cas des toitures inaccessibles, seule la charge d’entretien est considérée, celle-ci est égale au poids de d’un ouvrier et de son assistant.

Les deux charges sont concentrées de 100 kg, situées chacune à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

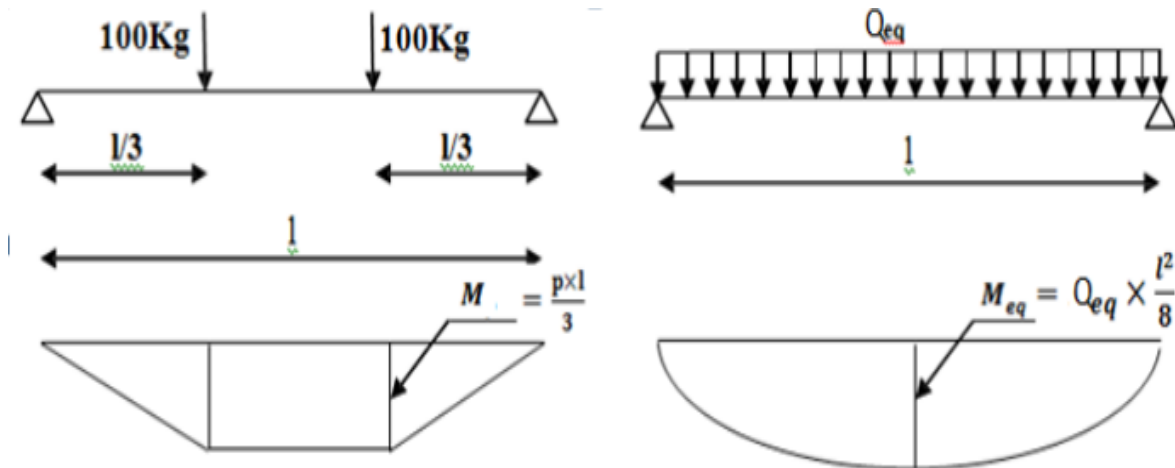


Figure II-9: la charge d'exploitation sur la panne

$$Q_{eq} = 8 \times 100 / 3 \times 6 = 0,444 \text{ kN/m}$$

II.2.2.1.3. Surcharges climatiques

1. Vent

La valeur maximale du vent sur la toiture est sur la zone F :

Zone F de la toiture :

$$W = -1288,54 \text{ N/m}^2$$

$$V = -1288,54 \times 1,5 = -193,2 \text{ daN/m}$$

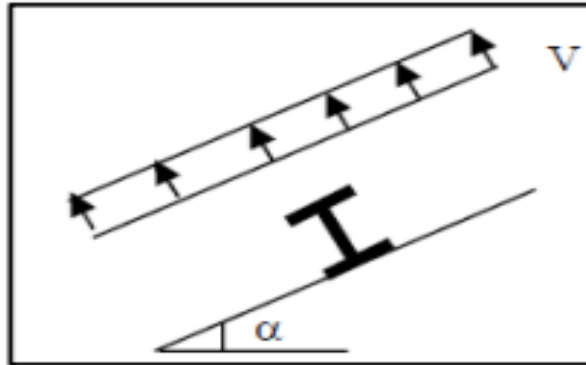


Figure II-10: la charge du vent sur la panne

1. Neige

$$S = 0,22152 \times 1,5 = 0,3323 \text{ kN/m}$$

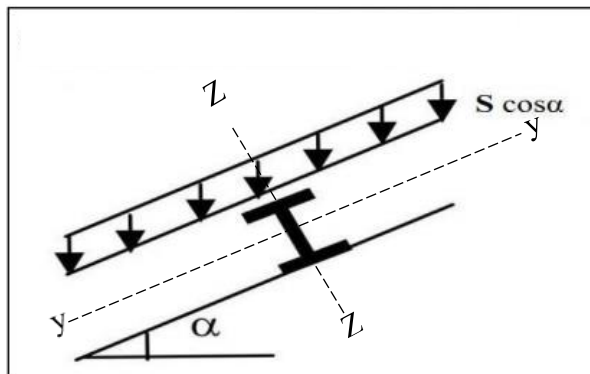


Figure II-11: la surcharge de la neige sur la panne

II.2.2.1.4. Décomposition des charges

Selon l'axe Z – Z :

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 41,7 \text{ daN/m.}$$

$$Q_{zz} = Q_{eq} \cos \alpha = 43,26 \text{ daN/m.}$$

$$V_{zz} = V = -193,2 \text{ daN/m.}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 32,378 \text{ kN/m}$$

Selon l'axe Y – Y :

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 9,73 \text{ daN/m.}$$

$$Q_{yy} = Q_{eq} \sin \alpha = 9,99 \text{ daN/m.}$$

$$V_{yy} = 0 \text{ kN/m.}$$

$$S_{yy} = S \sin \alpha = 7,48 \text{ daN/m}$$

II.2.2.1.5. Les combinaisons d'action

Tableau II-15: les combinaisons de charges

	Axe Z-Z	Application numérique	Axe Y-Y	Application numérique
ELU (Etat Limite Ultime)	$1.35 G_{zz} + 1.5 Q_{zz}$	$121,18 \text{ daN/ml}$	$1.35 G_{yy} + 1.5 Q_{yy}$	$28,121 \text{ daN/ml}$
	$1.35 G_{zz} + 1.5 S_{zz}$	$104,86 \text{ daN/ml}$	$1.35 G_{yy} + 1.5 S_{yy}$	$24,356 \text{ daN/ml}$
	$G_z + 1.5 V$	$-248,1 \text{ daN/ml}$	G_{yy}	$9,73 \text{ daN/ml}$
	$G_z + 1.35 V + S_z$	$-186,74 \text{ daN/ml}$		
ELS (Etat limite de Service)	$G_{zz} + Q_{zz}$	$84,96 \text{ daN/ml}$	$G_{yy} + Q_{yy}$	$19,72 \text{ daN/ml}$
	$G_{zz} + S_{zz}$	$74,078 \text{ daN/ml}$	$G_{yy} + S_{yy}$	$17,21 \text{ daN/ml}$
	$G_{zz} + V$	$-151,5 \text{ daN/ml}$		

Selon l'axe y et z, les charges maximales à l'ELU revenant à la panne la plus sollicitée sont :

$$Q_{uz} = G_{zz} + 1.5V = -248,1 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{uy} = 1.35G_{yy} + 1.5Q_{yy} = 28,121 \text{ daN/ml}$$

Selon l'axe y et z, les charges maximales à l'ELS revenant à la panne la plus sollicitée sont :

$$Q_{sz} = G_{zz} + V = -151,5 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sy} = G_{yy} + Q_{yy} = 19,72 \text{ daN/ml}$$

II.2.2.2. Vérification de la flèche à l'ELS

$$f_{adm} = L/200 = 6000/200 = 30 \text{ mm}$$

Poutre bi articulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_{ser} = \frac{5}{384} \times Q_{sz} \frac{L^4}{E I_y} = 14 \text{ mm avec}$$

$$I_y = 869,3 ; E = 210\,000 \text{ MPa} ; L = 6 \text{ m}$$

$$f_{adm} > f_{ser} \Rightarrow \text{Flèche vérifiée}$$

II.2.2.3. Vérification des instabilités à l'ELU

Projection sur Z-Z :

$$Q_{zEd} = Q_{uz} = -248,1 \text{ daN/m}$$

Pour un chargement uniforme sur poutre bi appuyée nous obtenons :

$$M_{yed} = \frac{Q_{zEd} \times L^2}{8} = 1116,45 \text{ daN.m}$$

Où $L = 6 \text{ m}$.

Projection sur Y-Y :

$$Q_{yEd} = Q_{uy} = 28,121 \text{ daN / m}$$

Ce qui correspond à un moment de :

$$M_{zed} = \frac{Q_{yEd} \times (L/2)^2}{8} = 31,636 \text{ daN.m}$$

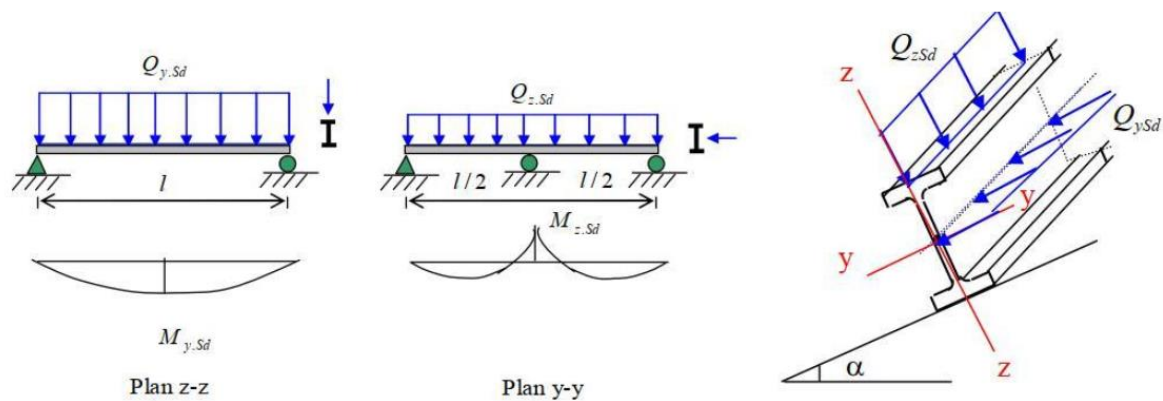


Figure II-12 : la flexion des pannes

II.2.2.3.1. Vérification de la résistance à la flexion

Le CCM97³ recommande de vérifier la résistance à la flexion déviée à l'aide de la formule suivante :

$$\left(\frac{M_{yed}}{M_{plyRd}}\right)\alpha + \left(\frac{M_{zed}}{M_{plzRd}}\right)\beta < 1$$

- $\alpha = 2$ Section en I
- $\beta = 1$ Car il n'y a pas d'effort normal
- $M_{plRd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{mo}$
 - $f_y = 275 \text{ MPa}$

³ Formule 5.35 du BC244.1 (CCM97)

- Il faut déterminer la classe du profilé afin d'avoir γ_{m0} :

- ◆ $f_y = 275 \text{ MPa}$
- ◆ La classe de l'âme : 1

$$d / t_w = 127,2 / 5 = 25,44 < \varepsilon$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

- ◆ La classe de la semelle : 1

$$(c/t_f) / \varepsilon = ((82 - 5) / 2) / 7,4 = 5,2 < 9 \varepsilon \dots \text{section soudée}$$

$$M_{ply} = 3097,5 \text{ daN/m}$$

$$M_{plz} = 997,7 \text{ daN/m}$$

$$\left(\frac{M_{yed}}{M_{plyRd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{zed}}{M_{plzRd}}\right)^\beta = 0,1616 < 1 \Rightarrow \text{Flexion déviée vérifiée}$$

II.2.2.3.2. Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.Sd} \leq V_{plz.Rd} \quad ; \quad V_{y.Sd} \leq V_{ply.Rd}$$

$$V_{z.Sd} = \frac{q_{u.z} \times l}{2} = \frac{-248,1 \times 6}{2} = 744,3 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{949,2 \times (275 / \sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-1} = 13700,5 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 949,2 \text{ mm}^2$$

$$V_{z.Sd} = 744,3 \text{ kN} < V_{plz.Rd} = 13700,5 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Le moment plastique résistant n'est pas réduit sous l'effet de l'effort tranchant

II.2.2.3.3. Vérification au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité caractérisé par une déformation latérale des sections comprimées des pannes sous l'effet des forces de soulèvement du vent.

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale

La capacité de résistance au moment de déversement est déterminée par la formule suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{b.Rd}$$

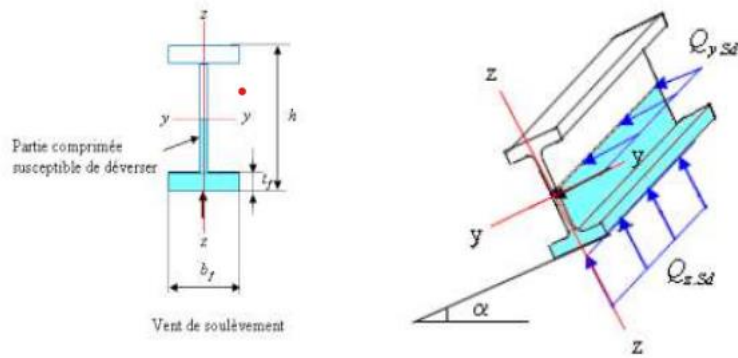


Figure II-13: le phénomène du déversement

Le CCM97⁴ propose une formule pour calculer l'élancement géométrique :

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

- $L_D = L/2 = 3\text{m}$ car la lierne est considérée comme un maintien latéral qui bloque le flambement de la semelle inférieure autour de l'axe z-z.
- $C_1 = 1.132$ pour une poutre bi appuyée uniformément chargée.
- $i_z(\text{mm}) = 18,4$ mm
- $h(\text{mm}) = 160$ mm
- $t_f(\text{mm}) = 7,4$ mm

$$\lambda_{LT} = 109,44$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924 \Rightarrow \lambda_1 = 93,9 \times 0,924 = 86,764$$

$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{109,44}{86,764} \right] \times \sqrt{1} = 1,21 < 0,4$, il y a donc risque de déversement, il faut calculer $M_{b,Rd}$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot M_{ply,Rd}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}}$$

⁴ Annexe B.21 du BC244.1 (CCM97)

$$W_{ply} = 123,9$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1,3381$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = 0,5237$$

$$M_{b,Rd} = 1622,1607 \text{ daN.m} > M_{yEd} = -1116,45 \text{ daN.m.} \Rightarrow \text{Vérfié.}$$

Nous retenons l'IPE160 pour les pannes de type 1. 7 pannes seront placées par versant avec un espacement de 1,35 m

II.2.3. Prédimensionnement des pannes de type 2 (L=7,2 m)

Nous commençons l'itération avec L'IPE160.

II.2.3.1. Evaluation des charges et surcharges

Tableau II-16: charges et surcharges pannes de type 2

Charge/Surcharge	Charge permanente G daN/m	Charge d'exploitation Q daN/m	Surcharge du vent V daN/m	Surcharge de la neige S daN/m
Valeur	42,8	37	- 193,2	33,23
Selon Y-Y	9,73	8,34	0	7,48
Selon Z-Z	41,7	36,087	-193,2.	32,378

II.2.3.2. Les combinaisons d'action

Tableau II-17: les combinaisons de charge pannes de type 2

	Axe Z-Z	Application numérique	Axe Y-Y	Application numérique
ELU (Etat Limite Ultime)	1.35 G _{zz} + 1.5 Q _{zz}	110,425 daN/ml	1.35G _{yy} + 1.5Q _{yy}	25,6455 daN/ml
	1.35 G _{zz} + 1.5 S _{zz}	104,86 daN/ml	1.35 G _{yy} + 1.5S _{yy}	24,356 daN/ml
	G _z + 1.5 W	-248,1 daN/ml	G _{yy}	9,73 daN/ml

	$G_z + 1.35 W + S_z$	-186,74 daN/ml		
ELS (Etat limite de Service)	$G_{zz} + Q_{zz}$	77,787 daN/ml	$G_{yy} + Q_{yy}$	18,07 daN/ml
	$G_{zz} + S_{zz}$	74,078 daN/ml	$G_{yy} + S_{yy}$	17,21 daN/ml
	$G_{zz} + W$	-151,5 daN/ml		

II.2.3.3. Vérification à l'ELS

II.2.3.3.1. Vérification de la flèche

Tableau II-18: la vérification de la flèche

f_{adm}	f_{ser}	Flèche vérifiée $f_{adm} > f_{ser}$
L/200	$\frac{5}{384} \times Q_{sz} \frac{L^4}{E I_y} =$	
36 mm	29 mm	

II.2.3.4. Vérification des instabilités à l'ELU

Tableau II-19: calcul des moments

Q_{zEd}	-248,1 daN/m	Q_{yEd}	25,64 daN / m
M_{yed}	-1607,688 daN.m	M_{zed}	41,546 daN.m

II.2.3.4.1. Vérification de la résistance à la flexion

Tableau II-20: Vérification de la flexion

M_{ply}	M_{plz}	$\left(\frac{M_{yed}}{M_{plyRd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{zed}}{M_{plzRd}}\right)^\beta$
3097,5 daN/m	997,7 daN/m	0,312 < 1, La flexion déviée est vérifiée

II.2.3.4.2. Vérification au cisaillement

Tableau II-21: Vérification au cisaillement

$V_{z.Sd} = \frac{q_{uz} \times l}{2}$	893,16 daN	Le moment plastique résistant n'est donc pas réduit sous l'effet de l'effort tranchant
$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	13700,5 daN	
$V_{z.Sd} \leq V_{plz.Rd}$	Vérifiée	

II.2.3.4.3. Vérification au déversement

Tableau II-22: vérification au déversement

L_D	3,6 m	$\bar{\lambda}_{LT}$	1,42	$M_{b,Rd} < M_{yEd} \Rightarrow$ non vérifié
C_1	1.132	W_{ply}	$123,9 \text{ cm}^3$	
$i_z(mm)$	18,4 mm	φ_{LT}	1,622	
$h(mm)$	160 mm	χ_{LT}	0,4115	
$t_f (mm)$	7,4 mm	$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}}$	1391,898 daN. m	
$\lambda_{LT} = \frac{L_D/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L_D/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}$	122,40	M_{yEd}	-1607,688 daN. m	

Le déversement n'est pas vérifié, nous réalisons une deuxième itération, et calculons pour le profilé IPE180 :

Tableau II-23: les caractéristiques de l'IPE 180

G kg /m	h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	A cm ²	I_y cm ⁴	W_{ply} cm ³	i_y cm	I_z cm ⁴	W_{plz} cm ³	i_z cm
18,8	180	91	5,3	8	23,95	1317	166,4	7,42	100,9	34,6	68,3

II.2.3.4.4. Vérification IPE180

Tableau II-24: Vérification au déversement

L_D	3,6 m	$\bar{\lambda}_{LT}$	1,42	$M_{b,Rd} < M_{yEd} \Rightarrow$ vérifié
C_1	1.132	W_{ply}	$166,4 \text{ cm}^3$	
$i_z(mm)$	68,3 mm	φ_{LT}	1,4333	
$h(mm)$	180 mm	χ_{LT}	0,4222	
$t_f (mm)$	8 mm	$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}}$	2442,99 daN. m	

$\lambda_{LT} = \frac{L_D/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L_D/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}$	104,55	M_{yEd}	-1588,7 daN.m daN.m	
--	--------	-----------	------------------------	--

Nous retenons IPE180 pour les pannes de type 2. 7 pannes seront placées par versant avec un espacement de 1,35 m

II.2.4. Prédimensionnement des lisses de type 1 (L=6m)

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires.

II.2.4.1. Evaluation des charges et surcharges

II.2.4.1.1. Les charges permanentes

- Bardage : 0,15 kN/m²
- Accessoires de pose : 0,03 kN/m²

Nous considérons la profilé UPN140 pour une première itération, avec un espacement de 1,13 m entre les lisses.

$$G = 1,13 \times 18 + 16 = 36,34 \text{ daN/m}$$

II.2.4.1.2. La charge climatique

Charge du vent maximal appliquée sur paroi verticale (perpendiculaire au long pan) est de :

$$W = 976,68 \text{ N/m}^2.$$

$$V = 976,68 \times 1,13 = 1103,64 \text{ N/m} = 110,364 \text{ daN/m}$$

II.2.4.2. Vérification de la flèche à l'ELS

$$Q_{Edser} = G + V$$

Projection sur Z-Z :

$$Q_{zser} = V = 110,364 \text{ daN/m}$$

Projection sur Y-Y :

$$Q_{yser} = G = 36,34 \text{ daN/m}$$

II.2.4.2.1. Vérification de la flèche horizontale

Flèche horizontale due au vent :

$$f_{adm} = L/200 = 6000 / 200 = 30 \text{ mm}$$

La flèche est donnée dans le cas d'une poutre biarticulée et chargée uniformément par :

$$f_{serz} = \frac{5}{384} \times Q_{sz} \frac{L^4}{E I_y} = 14,65 \text{ mm}$$

$f_{ser} < f_{adm} \Rightarrow$ La flèche horizontale est vérifiée

II.2.4.2.2. Vérification de la flèche verticale

$$f_{adm} = \frac{L/2}{200} = 15 \text{ mm}$$

$$f_{sery} = 2,13 \text{ mm}$$

$f_{ser} < f_{adm} \Rightarrow$ La flèche verticale est vérifiée

II.2.4.2.3. Vérification de la flèche totale

$$f_{tot} = \sqrt{f_{sery}^2 + f_{serz}^2} = 14,8 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{la flèche totale est vérifiée}$$

II.2.4.3. Vérification des instabilités ELU

Tableau II-25 : les dimensions de l'UPN 140

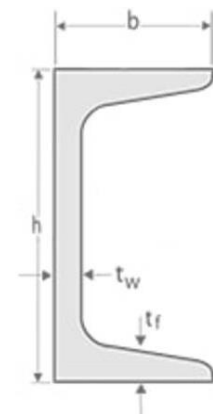
b (mm)	t _f (mm)	d (mm)	t _w (mm)
65	10,5	115	7,5

Semelle comprimée :

$$\frac{b}{t_f} = \frac{60}{10} = 6 < 10\varepsilon = 9,1 \Rightarrow \text{Classe 1}$$

Ame fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{97,9}{7} = 13,98 < 72\varepsilon = 66,24 \Rightarrow \text{Classe 1}$$



Le profilé est de classe 1, il peut donc développer une résistance plastique

II.2.4.3.1. Combinaisons d'actions ELU

$$Q_{Ed} = 1,35 G + 1,5 V$$

Projection sur Z-Z :

$$Q_{zEd} = 1,5 V = 165,546 \text{ daN/m}$$

$$M_{yEd} = \frac{Q_{zEd} \times L^2}{8} = 744,96 \text{ daN.m}$$

Projection sur Y-Y :

$$Q_{yEd} = 1,35 \times G = 49,059 \text{ daN/m}$$

$$M_{zEd} = \frac{Q_{yEd} \times (\frac{L}{2})^2}{8} = 55,79 \text{ daN.m ;}$$

L/2 car il existe un appui intermédiaire du fait de l'existence liernes.

II.2.4.3.2. Vérification de la flexion déviée

La formule que nous avons utilisé pour la vérification des pannes n'est pas applicable ici car l'UPN n'est pas une section bi symétrique.

La vérification se fait avec la formule suivante :

$$\left(\frac{M_{yEd}}{M_{plyRd}} \right) + \left(\frac{M_{zEd}}{M_{plzRd}} \right) = 0,368 < 1 \Rightarrow \text{Flexion déviée vérifiée}$$

Avec :

$$M_{plzRd} = W_{plz} \times f_y / \gamma_{mo} = 702,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyRd} = W_{ply} \times f_y / \gamma_{mo} = 2575 \text{ daN.m}$$

II.2.4.3.3. Vérification au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_{LT}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{(\frac{L}{a_{LT}})^2}{25,66} \right]^{0.25}}$$

Avec :

- $L_D = L/2 = 3$ m car la lierne est considérée comme un maintien latéral qui bloque le flambement de la semelle inférieure autour de l'axe z-z.
- $C_1 = 1.132$ pour une poutre bi appuyée uniformément chargée.
- $a_{LT} = \sqrt{\left(\frac{I_w}{I_t}\right)} = 173,9\text{mm}$ où $I_w = 1,81 \times 10^9 \text{ mm}^6$; $I_t = 5,98 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $i_{LT} = \sqrt{\frac{I_z}{A - 0,5t_w h_s}} = 19,86 \text{ mm}$
Où $h_s = h - t_f$

$$\lambda_{LT} = 75,36$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924 \Rightarrow \lambda_1 = 93,9 \times 0,924 = 86,764$$

$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{75,36}{86,764} \right] \times \sqrt{1} = 0,86 > 0,4$, il y a donc risque de déversement, il faut calculer $M_{b,Rd}$:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot M_{ply,Rd}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}}$$

$$W_{ply} = 103 \text{ cm}^3$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,93$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = 0,76$$

$$M_{b,Rd} = 1982 \text{ daN.m} > M_{yEd} = 702,5 \text{ daN.m.} \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

II.2.4.3.3.1. Critère de vérification au déversement

$$\frac{k_{LT} M_{yEd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{zEd}}{M_{plz,Rd}} = 0,45 \leq 1,0$$

$K_{LT} = 1$, Car il n'y pas d'effort normal.

II.2.5. Prédimensionnement des lisses de type 2

II.2.5.1. Vérification à l'ELS

II.2.5.1.1. Vérification de la flèche

Tableau II-26 : Vérification à la flèche lisse type 2

Flèche	Flèche admissible	Flèche de service
Horizontale	36 mm	14,65 mm
Verticale	18 mm	2,13 mm
Totale	30 mm	14,8 mm
Flèche totale vérifiée $f_{adm} > f_{ser}$		

II.2.5.2. Vérification des instabilités à L'ELU

Tableau II-27 : Calcul des moments

Q_{zEd}	165,546 daN/m	Q_{yEd}	49,059 daN / m
M_{yed}	1072,74 daN.m	M_{zed}	79,48 daN.m

II.2.5.2.1. Vérification de la résistance à la flexion

Tableau II-28: Vérification à la flexion

M_{ply}	M_{plz}	$\left(\frac{M_{yed}}{M_{plyRd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{zed}}{M_{plzRd}}\right)^\beta$
2575 daN.m	707,5 daN.m	0,312 < 1, La flexion déviée est vérifiée

II.2.5.2.2. Vérification au cisaillement

Tableau II-29: Vérification au cisaillement

$V_{z.Sd} = \frac{q_{u.z} \times l}{2}$	579,411 daN	Le moment plastique résistant n'est donc pas réduit sous l'effet de l'effort tranchant
$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	150688,42 daN	
$V_{y.Ed} \leq V_{ply.Rd}$	Vérifiée	

II.2.5.2.3. Vérification au déversement

Tableau II-30: Vérification au déversement

L_D	3,6 m	$\bar{\lambda}_{LT}$	0,95	$M_{b,Rd} >$ M_{yEd} \Rightarrow Vérifié
C_1	1.132	W_{ply}	103 cm^3	
$i_{LT}(mm)$	19,86 mm	φ_{LT}	1,622	
$h(mm)$	140 mm	χ_{LT}	0,78	
$t_f (mm)$	10 mm	$M_{b,Rd}$ $= \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}}$	2008,5 daN.m	
$\lambda_{LT} = \frac{L/i_{LT}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{\left(\frac{L}{a_{LT}}\right)^2}{25,66} \right]^{0.25}}$	83,06	M_{yEd}	1072,74 daN.m	

Tous les critères ont été vérifiés, le profilé UPN140 est retenu pour les lisses de type 2.

II.2.6. Prédimensionnement des potelets

Les potelets sont des profils en I ou en H. Leur rôle est de résister et de transmettre les efforts horizontaux à la poutre au vent (contreventement horizontal de la toiture) ainsi qu'aux pieds de poteaux vers les fondations. Ils travaillent principalement en flexion composée. En effet, ils sont sollicités par des forces de flexion dues au vent, ainsi que par des forces de compression résultant du poids propre. Ces potelets doivent donc être conçus pour supporter simultanément des charges horizontales et verticales, garantissant ainsi la stabilité et la sécurité de la structure.

II.2.6.1. Surface offerte au vent par potelet

$$H = 10,37 \text{ m}$$

$$S = 7,05 \times 10,37 = 73,11 \text{ m}^2$$

II.2.6.2. Evaluation des charges sollicitant le potelet

II.2.6.2.1. Charge permanente

Surface offerte par potelet :

$$H = 10,37 \text{ m}$$

$$S = 7,05 \times 10,37 = 73,11 \text{ m}^2$$

- Bardage : 0,15 kN/m²
- Accessoires de pose : 0,03 kN/m²

Multiplié par la surface :

$$G = 73,11 \text{ m}^2 \times 18 = 1315,98 \text{ daN}$$

Poids propres des lisses en UPN140 :

$$P_{\text{lisses}} = 6 \times 16,4 \times 10,37 = 1020,408 \text{ daN}$$

Donc :

$$G_{\text{tot}} = 1315,98 + 1020,203 \text{ daN} = 2336,18 \text{ daN}$$

II.2.6.2.2. Surcharge climatique

La pression du vent maximale appliquée sur la paroi verticale perpendiculaire au pignon est de $W = 934,91 \text{ N/m}^2$

$$V = 934,91 \times 10,37 = 969,91 \text{ daN/m}$$

II.2.6.3. Inertie minimale verticale

Pour ce prédimensionnement, nous allons procéder d'une méthode différente de l'itération. Celle-ci consiste à déterminer l'inertie minimale verticale pour choisir le profilé correspondant.

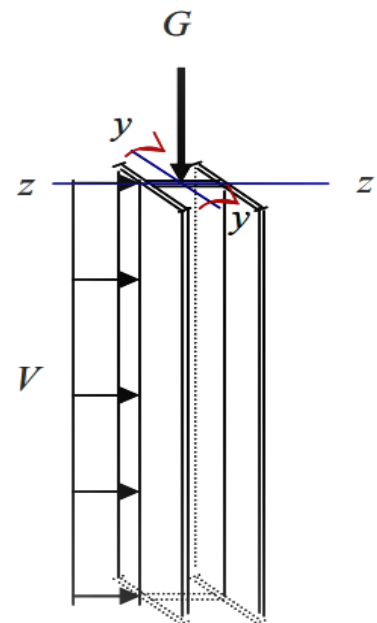


Figure II-14: les charges sollicitant le potelet

$$f_{adm} = L/200 = 10370/200 = 51,85 \text{ mm}$$

$$f \leq f_{adm}$$

$$\frac{5}{384} \times \frac{VL^4}{EI_y} \leq f_{adm}$$

$$I_{ymin} = 13412,73 \text{ cm}^4$$

Nous choisissons le profilé IPE360, qui a une inertie verticale de $I_y=16270 \text{ cm}^4$, supérieure à I_y minimale.

II.2.6.4. Vérification des instabilités

II.2.6.4.1. Classe de la section

Tableau II-31: Caractéristiques IPE360

G kg/m	h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	A cm ²	I_y cm ⁴	W_{ply} cm ³	i_y cm	I_z cm ⁴	W_{plz} cm ³	i_z cm
57,1	360	170	8	12,7	72,73	16270	1019	14,95	1043	191,1	3,79

Semelle comprimée :

$$\frac{\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r}{t_f} = 5,19 < 10\varepsilon = 9,2 \Rightarrow \text{Classe 1}$$

Ame fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = 37,325 < 72\varepsilon = 66,24 \Rightarrow \text{Classe 1}$$

Le profilé peut donc développer une résistance plastique

II.2.6.4.2. Vérification de la résistance en section

Le CCM97 recommande de vérifier si le moment résistant plastique n'est pas réduit sous l'effet de l'effort normal de compression. Il convient de vérifier la condition suivante :

$$N_{Ed} \leq \min [0,25 N_{pl} ; \frac{0,25 A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}]$$

$$\text{Où } N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ et } A_w = A - 2bt_f$$

$$N_{pl} = 178519 \text{ daN}$$

$$A = 72,73 \text{ cm}^2$$

$$A_w = 29,66 \text{ cm}^2$$

$$A_w = 1,1$$

$$G_{tot} = G + G_{IPE360} = 2928,31 \text{ daN}$$

$$N_{Ed} = 1,35 G_{tot} = 3953,1 \text{ daN}$$

$$N_{Ed} \leq \min [44629 \text{ daN} ; 36400 \text{ daN}] = 36400 \text{ daN}$$

Ainsi, le moment résistant plastique n'est pas réduit sous l'effet de l'effort de compression,

$$\text{d'où : } M_{NyRd} = M_{plyRd} = 25475 \text{ daN}$$

II.2.6.4.3. Vérification de l'effort tranchant

Pour la vérification de l'effort tranchant on utilise la condition suivante :

$$V_{Ed} \leq 0,5 \times V_{pl.rd}$$

$$V_{Ed} = \frac{(1,5V) \times l}{2} = \frac{(1,5 \times 969,91) \times 10,37}{2} = 7443,47 \text{ daN}$$

$$0,5V_{pl.rd} = 0,5 \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 0,5 \times \frac{26,77(275/\sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-1} = 19319,6 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} = 7443,47 \text{ daN} < 0,5 V_{pl.rd} = 19319,6 \text{ daN} \Rightarrow \quad \mathbf{Vérifiée}$$

II.2.6.4.4. Vérification de la stabilité au flambement :

Pour la vérification de la stabilité au flambement on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1,0$$

$$M_{y.Ed} = \frac{(1,5 V)l^2}{8} = \frac{(1,5 \times 969,91)10,37^2}{8} = 19556,4 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1019 \times 275}{1,1} = 25475 \text{ daN.m}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1,0$$

$$\chi_{min} = \min (\chi_y ; \chi_z)$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}}$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\alpha: \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,11 > 1,2 \\ t_f = 12,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{Axe : Y - Y} \Rightarrow \text{courbe a} \\ \text{Axe : Z - Z} \Rightarrow \text{courbe b} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \sqrt{\beta_w} > 0,2 \Rightarrow \text{Il y a risque de flambement}$$

$\beta_w = 1.0$ Pour les sections de classe 1 et classe 2.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; \quad (l_f = l_0 : \text{articulés dans les deux extrémités})$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{2,1 \times 10^5}{275}} = 86,81$$

Tableau II-32: paramètres du flambement

	l_f (m)	λ	α	$\bar{\lambda}$	φ	χ	χ_{\min}
Suivant Y - Y	10,37	69,64	0,21	0,8 > 0,2	0,88	0,802	0,09
Suivant Z - Z	10,37	273,61	0,34	3,15 > 0,2	5,96	0,09	

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} = \frac{3953,1}{0,09 \times 178519} = 0,24 > 0,1 \Rightarrow \text{il y a présence d'effort normal.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} k_y \approx 1 \\ \frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} = 0,24 \end{cases}$$

$$\frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} = \frac{1 \times 19556,4}{25475} + 0,24 = 0,98 < 1,0 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

II.2.6.4.5. Vérification de la stabilité au déversement :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1,0$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{l/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} = \frac{1,29 \times 10^2 / 3,79}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{1,29 \times 10^2 / 3,79}{360 / 1,27} \right]^2 \right]^{0,25}} = 31,98$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[\frac{31,98}{86,81} \right] \times \sqrt{1} = 0,368 < 0,4 \Rightarrow \text{En considérant les lisses, il n'y a pas risque de déversement.}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{l/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} = \frac{1,29 \times 10^2 / 3,79}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{1,29 \times 10^2 / 3,79}{360 / 1,27} \right]^2 \right]^{0,25}} = 31,98$$

CHAPITRE III

Modélisation et calcul de la structure

III.1.Introduction

L'activité sismique, avec son caractère imprévisible et destructeur, représente une menace majeure pour la sécurité humaine et la stabilité des bâtiments.

Pour garantir leur résilience face à ces séismes, les structures doivent être construites conformément aux règlements parasismiques, qui fournissent des directives précises pour assurer leur résistance. Ainsi, une étude dynamique approfondie, basée sur ces normes, est essentielle pour évaluer le comportement des structures et mettre en œuvre des mesures de prévention adaptées.

III.2. Objectif de l'étude dynamique

Ce chapitre aborde l'étude dynamique de la structure selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99/V2003, un modèle de calcul est alors élaboré en utilisant les logiciels de modélisation numérique.

L'objectif d'effectuer ce modèle numérique de calcul est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure pour évaluer ses réponses aux séismes.

Cette étude, souvent complexe, est devenue simple grâce à l'utilisation des logiciels de modélisations 'ETABS v18.1.1, un logiciel reconnu pour son efficacité dans la prise en compte des paramètres structuraux. Ainsi, l'approche informatisée facilite l'analyse et fournit des résultats précis pour garantir la sécurité et la résilience des structures face aux tremblements de terre.

III.3. Modélisation de la structure

III.3.1. Etapes de modélisation

- Opter pour un système d'unités (kN et m)
- Définition de la géométrie de base
- Définition des matériaux
- Définition des sections
- Affecter à chaque élément des sections prédéfinies dans le prédimensionnement
- Définition des charges à appliquées

- Introduction du spectre de réponse
- Définition des combinaisons de charges
- Définition des conditions aux limites
- Lancer l'analyse

III.3.2. Définition de la structure

III.3.2.1. Matériaux :

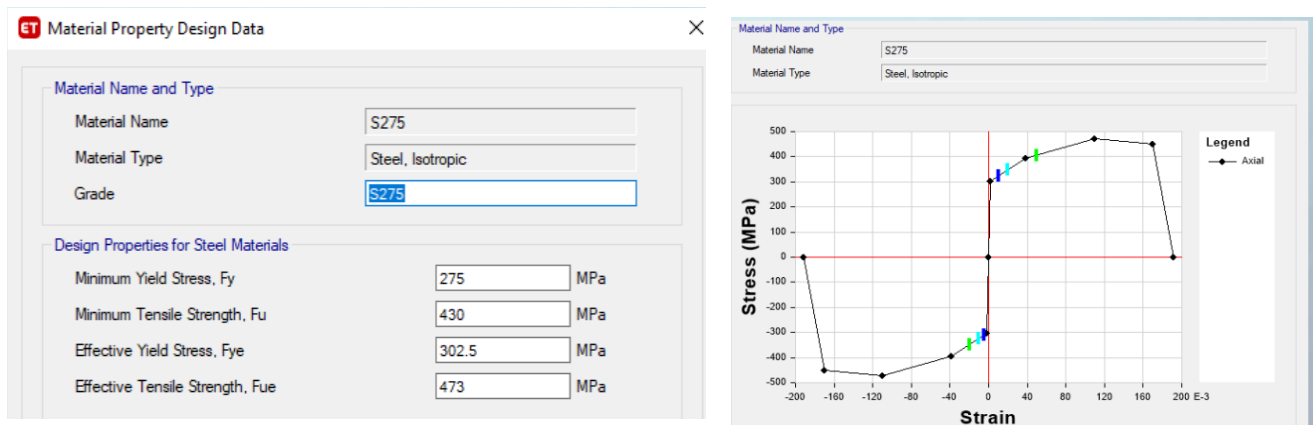


Figure III-1: Introduction des matériaux sur le logiciel

III.3.2.2. Définition des sections et élaboration du modèle :

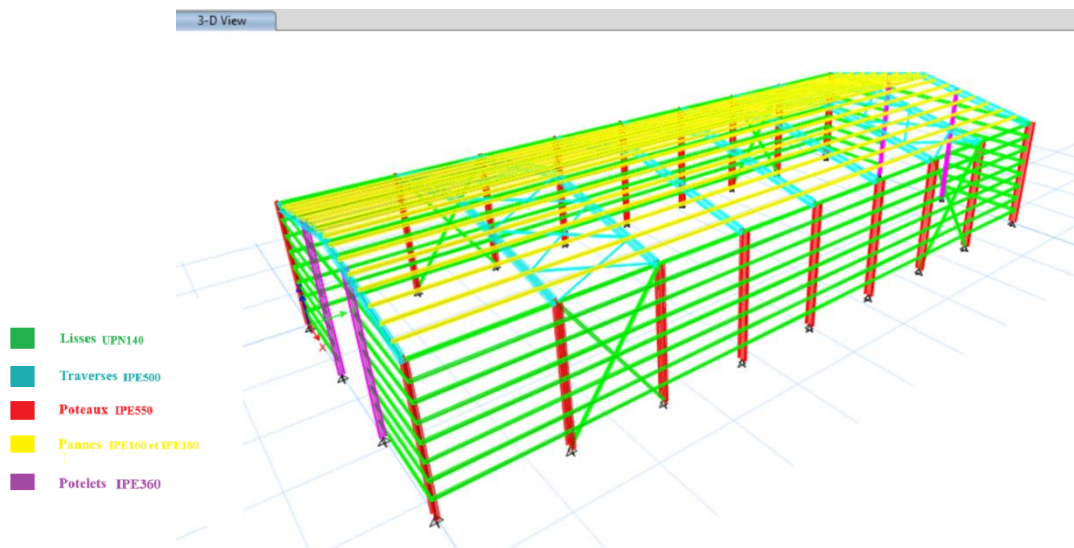


Figure III-2: définition des sections

III.3.2.3. Conditions d'appui

Connexion Poteau/Traverse :

Les encastrements entre traverses et poteaux dans le hangar sont des dispositifs essentiels pour assurer une connexion fixe et rigide entre les éléments, minimisant ainsi les déformations sous l'effet des charges appliquées. Cette immobilité relative contribue à maintenir l'intégrité du portique en limitant les déformations et en répartissant efficacement les contraintes.

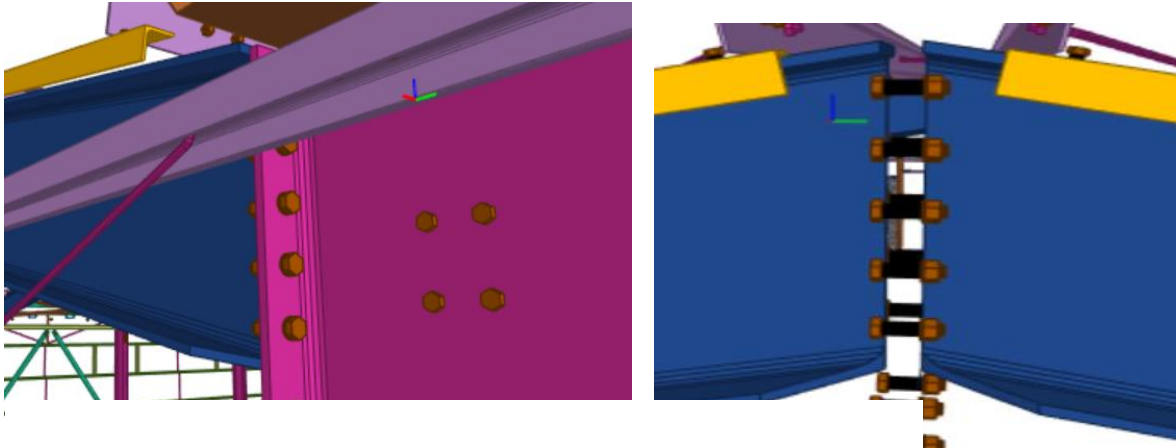


Figure III-3: Encastrement Poteaux Traverses

Connexion Portique/Eléments Secondaires :

Les articulations, dans le cadre de la conception structurale du hangar, représentent des points de jonction spécifiquement configurés pour permettre des degrés calculés de mouvement entre les composants. Contrairement aux encastrements, ces interfaces sont conçues pour autoriser des déformations élastiques restreintes sous l'effet des charges externes. Leur fonction principale réside dans la capacité à absorber les contraintes sans compromettre l'intégrité globale de la structure.

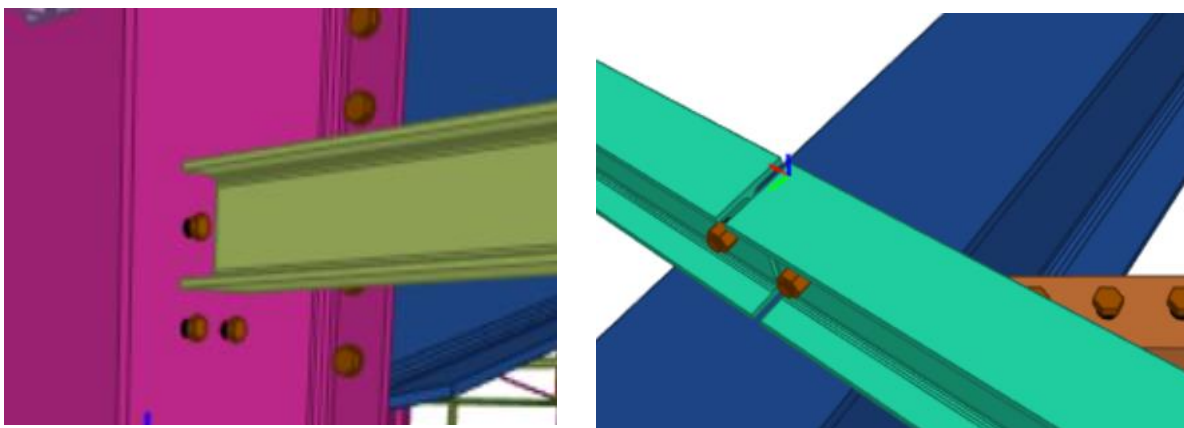


Figure III-4: Articulations portique/éléments secondaires

Appui à la base :

Les articulations en pieds en poteaux, contrairement aux encastremets, sont conçues pour permettre des déplacements horizontaux limités et des rotations autour des axes vertical et horizontal sous l'effet des charges statiques et dynamiques.

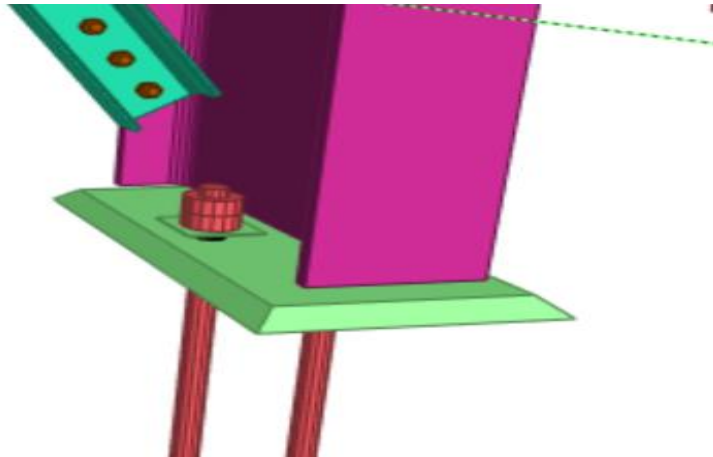


Figure III-5 : Pied de poteau articulé

III.3.2.4.

Introduction des charges

La charge permanente G :

Celle-ci est gravitaire, surfacique et assignée aux pannes et aux lisses.

$G_{lisses/pannes} = e \times 0,18$; « e » étant l'espace entre les pannes/lisses.

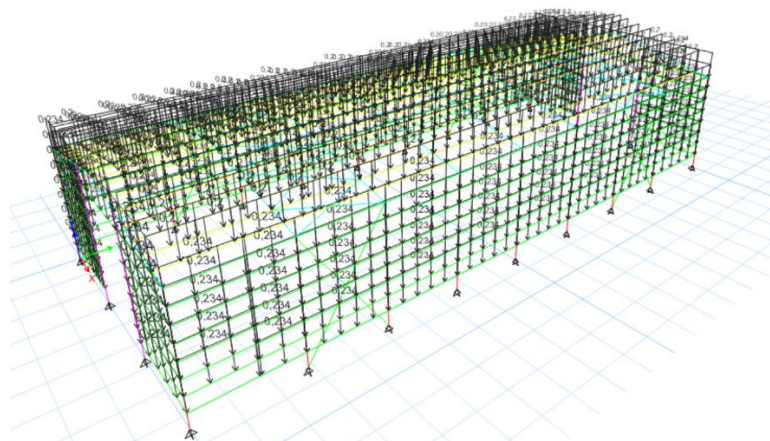


Figure III-6: Introduction de la charge permanente

La surcharge de la neige et de la poussière :

La neige et la poussière ne s'appliquent pas simultanément sur la structure ; seule la surcharge la plus importante des deux est prise en compte. Ainsi, nous considérons une charge de 0,5 kN/m.

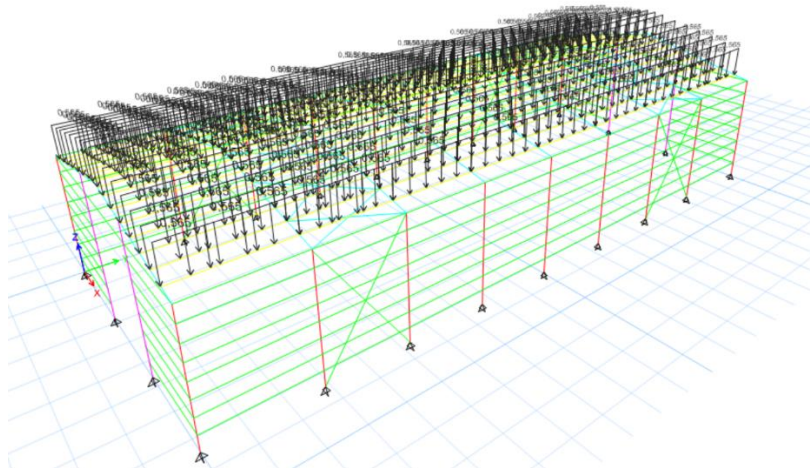


Figure III-7: la surcharge de la poussière sur la toiture

La charge du vent :

Les résultats de l'étude de vent du Chapitre II guident l'ajustement des charges de vent dans la modélisation. Ils facilitent la répartition précise des surfaces exposées aux vents en fonction des valeurs spécifiques de pression sur chacune d'elles.

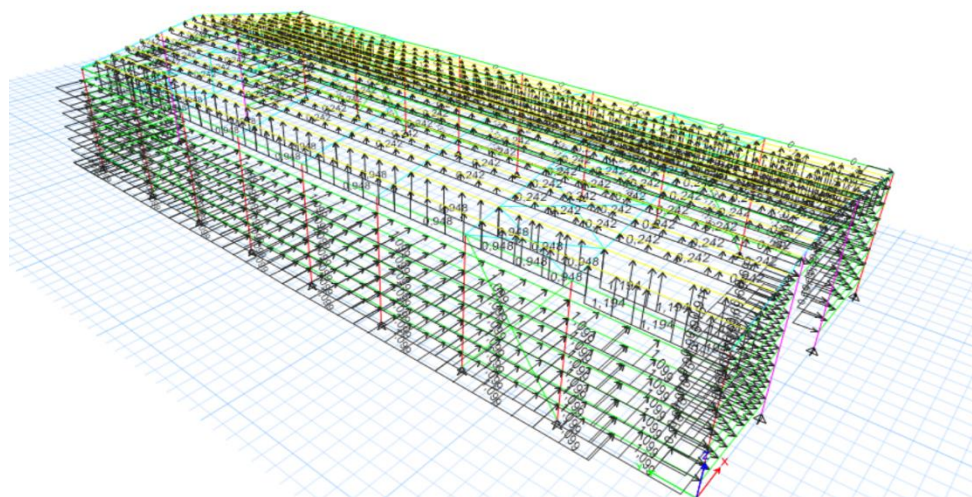


Figure III-8: la pression du vent sur le long pan

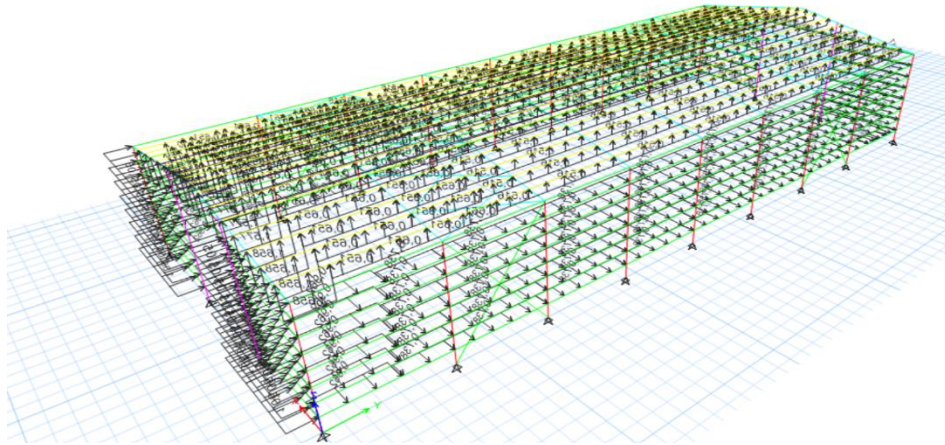


Figure III-9: la pression du vent sur le pignon

III.3.3. Classification de la structure selon RPA99/V2003

III.3.3.1. Méthodes de calcul

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions ; longitudinale et transversale.

2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme consiste à simuler la réponse d'une structure aux mouvements sismiques en utilisant des enregistrements réels ou synthétiques

d'accélérogrammes. Cette technique permet une évaluation précise des effets dynamiques du séisme sur la structure, prenant en compte les variations temporelles des secousses.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions imposées par le règlement, nous utilisons dans notre cas la méthode modale spectrale.

III.3.3.2. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases} \quad (\text{équation 4.13 RPA99V2003})$$

III.3.3.3. Les paramètres du spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA99V2003⁵, les paramètres du spectre sont donnés par les valeurs suivantes :

III.3.3.3.1. Coefficient d'accélération de zone A :

Donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage de la structure :

$$\begin{cases} \text{zone sismique: I} \\ \text{groupe d'usage: 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,10$$

III.3.3.3.2. Coefficient de comportement global de la structure R :

Donnée en fonction du système de contreventement.

Ossature contreventée par palées triangulées en X $\Rightarrow R = 4$

III.3.3.3.3. Le pourcentage d'amortissement critique ξ :

Donnée en fonction du matériau constitutif, du type de structure des remplissages :

(Tab4.2 P26 RPA99V2003)

Acier avec remplissage léger $\Rightarrow \xi = 4\%$

III.3.3.3.4. Facteur de correction d'amortissement η :

Donnée par formule suivante :

⁵ 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.7 du RPA99V2003

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

Structure en acier (léger) : $\xi = 4\% \Rightarrow \eta = 1,08 > 0,7$

III.3.3.3.5. Périodes T_1, T_2 du site :

Donné suivant la catégorie de site.

$$\text{Catégorie } S_2(\text{site ferme}) \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases}$$

III.3.3.3.6. Facteur de qualité Q :

Déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q ».

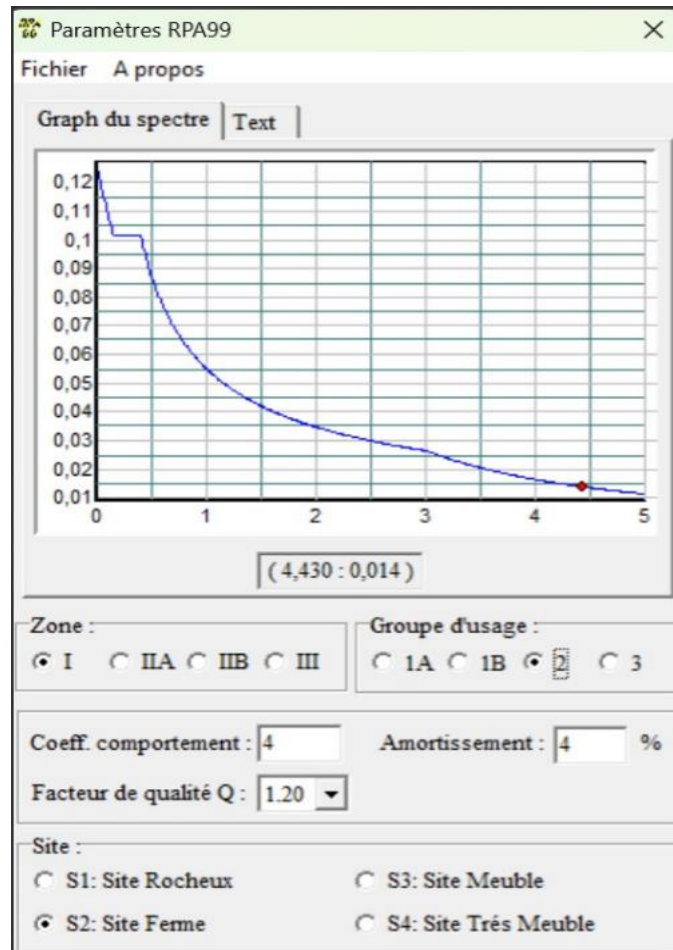
Les critères de qualités « q » :

Tableau III-1: Les valeurs de pénalités

Critère « q »	Acier	
	Observation	P_q
Conditions minimales sur les files de contreventement.	Non observé	0,05
Redondance en plan.	Observé	0
Régularité en plan.	Observé	0
Régularité en élévation.	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux.	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	Non observé	0,10
		$\sum_1^6 P_q = 0,20$

La valeur du facteur de qualité est de : $Q = 1,20$

Le spectre de réponse à introduire au logiciel est le suivant :



III.4. Calcul et vérification de la stabilité globale de la structure

Figure III-10: Le spectre de réponse

(RPA99v2003) / CCM97

III.4.1. Analyse modale de la structure

Selon le tableau suivant, il est clair que le taux de participation massique atteint les 90% à partir du 6^{ème} mode sens X-X et à partir du 10^{ème} mode sens Y-Y.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	1,224	0,2347	0	0	0,2347	0	0	0
Modal	2	1,188	0,4377	8,162E-06	0	0,6724	8,162E-06	0	1,282E-05
Modal	3	1,149	0,1029	0	0	0,7753	8,162E-06	0	0
Modal	4	0,856	0,0017	0,0026	0	0,777	0,0026	0	0,0041
Modal	5	0,764	0,1117	0	0	0,8887	0,0026	0	0
Modal	6	0,764	0,1107	0	0	0,9994	0,0026	0	0
Modal	7	0,542	1,408E-05	7,512E-06	0	0,9994	0,0027	0	1,288E-05
Modal	8	0,371	0	0,6032	0	0,9994	0,6058	0	0,8568
Modal	9	0,129	0	0,0358	0	0,9994	0,6416	0	0,0019
Modal	10	0,109	0	0,3543	0	0,9994	0,9959	0	0,1118
Modal	11	0,078	0	0,0023	0	0,9994	0,9982	0	0,0005
Modal	12	0,033	0,0005	1,529E-06	0	0,9999	0,9982	0	2,157E-06

Figure III-11 : la participation massique de la structure

III.4.1.1. Modes fondamentaux de la structure

Les modes 2 et 8 sont considérés comme fondamentaux en raison de leurs périodes relativement longues (**1,188 secondes pour le mode 2 et 0,371 secondes pour le mode 8**), indiquant des réponses dynamiques importantes. Le mode 2 présente un déplacement notable en UX (0,4377) avec une contribution cumulative significative en UX (SumUX = 0,6724). Le mode 8, quant à lui, montre un déplacement notable en UY (0,6032) avec une contribution cumulative significative en UY (SumUY = 0,6058).

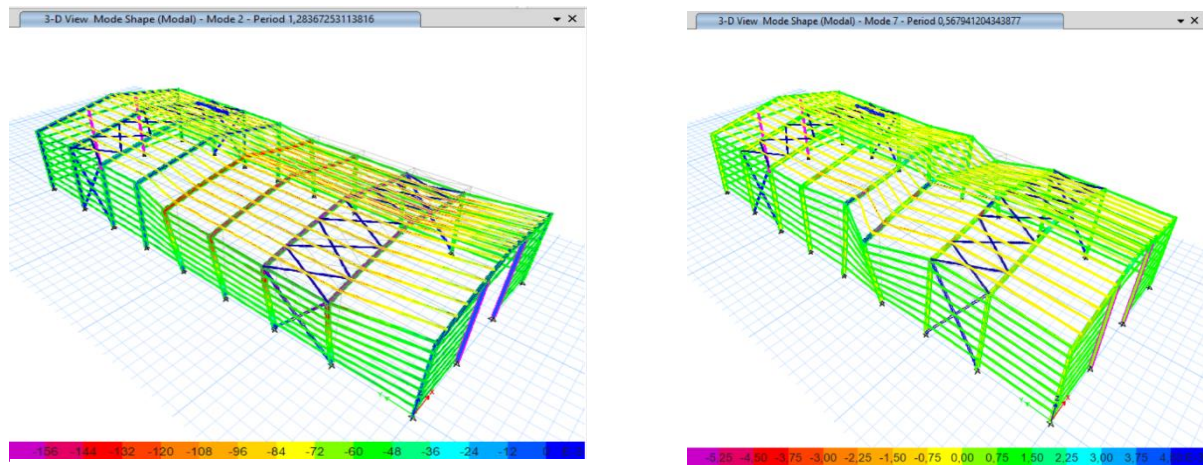


Figure III-12: les modes fondamentaux de la structure

III.4.2. Réactions à la base de la structure

Le tableau ci-dessous présente les réactions à la base de la structure pour les charges sismiques et du vent. Ces réactions incluent les forces suivant X, Y et Z, et les moments qui tournent autour de ces trois axes.

Output Case	Case Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Dead	LinStatic	0	0	1067,8072	26997,5478	-11258,2039	0
Live	LinStatic	0	0	0	0	0	0
VENT1	LinStatic	-341,6506	0,0399	-475,3627	-11979,3559	4092,2974	8811,6948
NEIGE	LinStatic	0	0	455,616	11481,5232	-4806,7488	0
VENT2	LinStatic	3,1306	-145,302	-483,0568	-10137,6847	5129,0195	-1684,3383
X	LinRespSpec	39,6349	0,1522	0	1,5889	387,2936	982,8736
Y	LinRespSpec	0,2081	71,9116	0	714,7055	2,6583	749,7922

Figure III-13: les réactions à la base de la structure

Nous remarquons que la force du vent est nettement supérieure à celle du séisme, selon la recommandation RPA99 v2003 dans l'article 1.4 sur les conditions d'application du règlement, nous gardons la force du vent pour la suite de nos calculs.

1.4. - CONDITIONS D'APPLICATION

Les constructions auxquelles s'appliquent les présentes règles doivent satisfaire concomitamment aux règles de conception, de calcul et d'exécution applicables.

Par ailleurs, au cas où les sollicitations issues d'un calcul aux effets du vent sont plus défavorables, ce sont ces dernières qu'il y a lieu de prendre en considération pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage, mais, en même temps, les dispositions constructives des règles RPA doivent être respectées.

III.4.3. Vérification des déplacements latéraux

Les portiques de bâtiments industriels sans pont roulant sont des portiques sans exigence particulièrement restrictive en matière de déformation. Ces portiques peuvent être simples ou à portées multiples.

III.4.3.1. Vérification des déplacements latéraux sous vent

Les valeurs limites recommandées de flèches horizontales sont illustrées sur la figure 4.3 du CCM97.

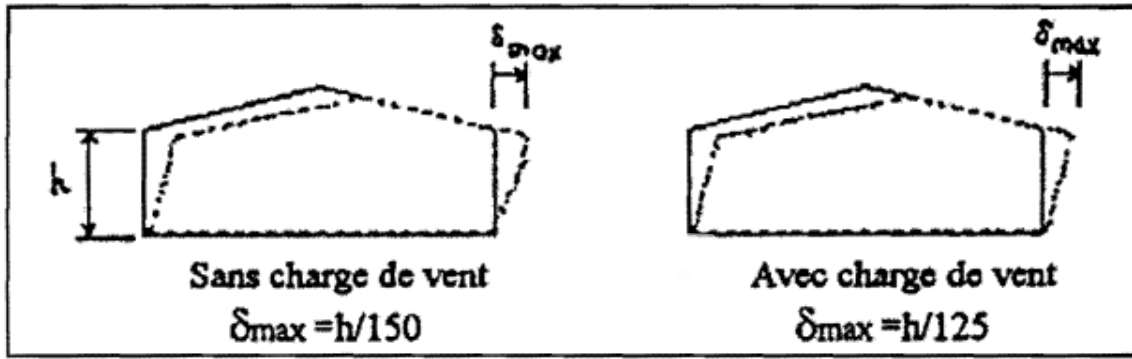


Figure III-14: la flèche admissible du portique

Sans la charge de vent :

$$\delta_{max} = 9,36 \text{ mm} < \delta_{adm} = 60 \text{ mm}$$

Hauteur	Direction du vent	$\delta_{max}XX$ (mm)	$\delta_{max}YY$ (mm)	$\delta_{adm}(cm)$	Observation
9.00 m	V1	68,13	-0,003	72 mm	Vérifié
	V2	25,109	0,12	72 mm	Vérifié

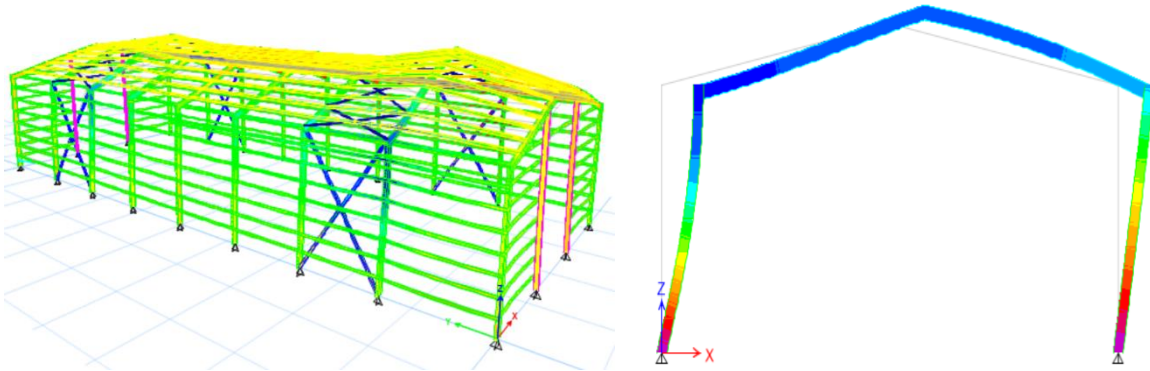


Figure III-15 : Déplacement du portique sous V2 et V1

III.4.3.2. Vérification des déplacements latéraux sous séisme

Conformément au code algérien RPA99v2003 (article 4.43 page 37), Les déplacements inter étage du bâtiment sont obtenus à partir la formule suivante :

$$\delta_{max} = R. \delta_{e,max} \leq \delta_{adm} = \frac{H}{100}$$

Niveau	$\delta_{max}XX$ (mm)	$\delta_{max}YY$ (mm)	δ_{adm} $= \frac{H}{100}$ (mm)	Observation
9.00 m	18,27	5,65	90	Vérifié

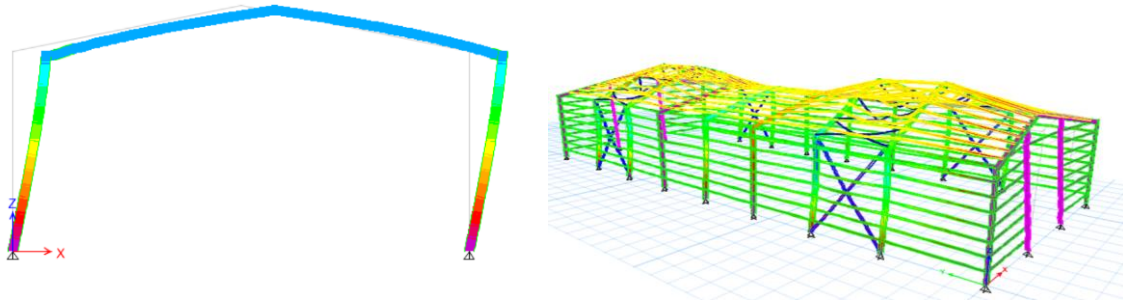
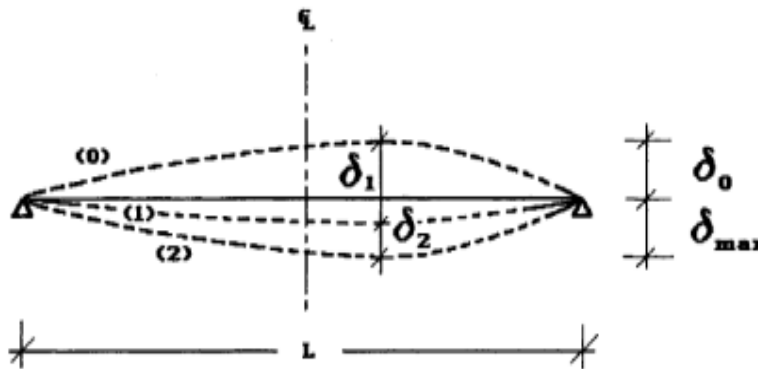


Figure III-16: Déplacement de la structure sous séisme X et Y

III.4.4. Vérification des déplacements verticaux

La flèche verticale est représentée dans la figure ci-dessous :



Où : $\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$

Avec :

- δ_{max} : flèche dans l'état final, par rapport à la droite reliant les appuis.
- δ_0 : pré cintrage (contre-flèche) de la poutre non chargée, (état 0).
- δ_1 : variation de la flèche de la poutre due aux charges permanentes immédiatement après la mise en charge, (état 1).
- δ_2 : variation de la flèche de la poutre due aux charges variables augmentée de toute déformation dans le temps due aux charges permanentes, (état 2)

Pour calculer les flèches, nous choisissons les traverses avec le ratio le plus grand donc le plus défavorable.

Les vérifications sont présentées dans le tableau ci-suit :

Tableau III-2: Vérification de la flèche verticale

Elément	Longueur (m)	δ_0	δ_1	δ_2	δ_{max}	$\delta_{max}^{adm} = \frac{L}{200} (mm)$	$\delta_2^{adm} = \frac{L}{250} (mm)$	Observation
Traverse IPE500	21,1	0	21.4	22.3	43.7	105.5	84.4	Vérifiée

A partir de ce tableau il est clair que le critère de déformation horizontale du portique est vérifié avec un taux de travail minimal de :

$$(\delta_1 + \delta_2 - \delta_0) / (\delta_{vmax}) = 43.7 / 84.4 = 51.7 \%$$

Ce qui donne une marge de sécurité de 48 % environs pour la structure. La figure suivante montre l'état de déformation horizontale de la structure.

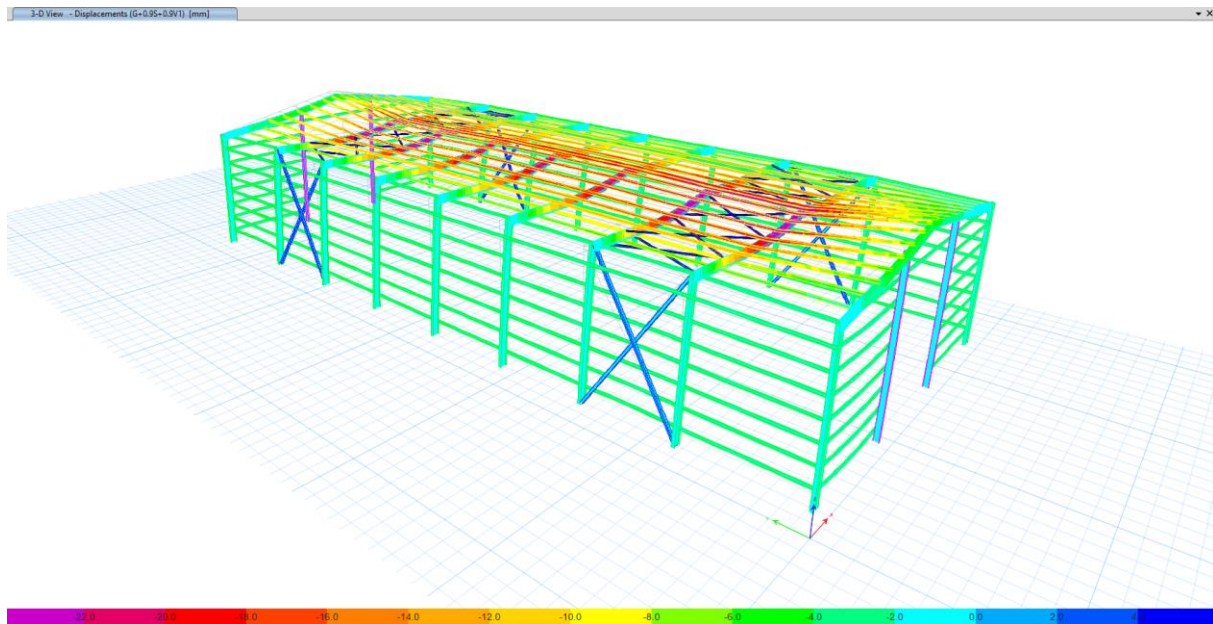


Figure III-17: la déformation de la structure à l'ELS

III.4.5. Optimisation de la structure

Nous avons pu, grâce au logiciel ETABS et à sa fonctionnalité "Check Design", minimiser le poids et le coût de la structure. En analysant les ratios fournis par le logiciel, nous avons optimisé les éléments structuraux pour qu'ils restent sous les limites de sécurité, tout en réduisant le matériau utilisé. Ces ratios, qui doivent impérativement être inférieurs à 1,

permettent d'assurer que les contraintes dans les éléments (D) ne dépassent pas les capacités de conception (C), garantissant ainsi une structure efficace et optimisée.

Tableau III-3: Optimisation du poids de la structure

Élément	Avant Check design	Après check design	Poids réduit (kg)	Réduction de poids en %
Poteau	IPE550	IPE450	4600,8 kg	26,79 %
	106kg/m	77,6 kg/m		
Traverse	IPE500	IPE450	683,64	2,26%
	79,4 kg/m	77,6 kg/m		

III.4.6. Les éléments retenus

Tableau III-4: Profilés retenus

Les éléments	Profilé correspondant
Poteaux	IPE450
Traverses	IPE450
Stabilités en palées en X	2HEA160
Contreventement sous versant	2L70×8/0/
Lisses type 1	UPN140
Lisses type 2	UPN140
Pannes type 1	IPE160
Pannes type 2	IPE180
Les potelets	IPE360
Les liernes	ROND14
Le bardage	TN40
La poutre sablière	HEA140
Couverture	TN40

CHAPITRE IV

Vérification des éléments résistants

IV.1.Introduction

Les éléments structuraux forment l'ossature principale du hangar étudié. Ils comprennent les éléments porteurs tels que les portiques (poteaux et traverses) ainsi que les éléments de stabilisation tels que les contreventements.

Étant donnée la complexité de l'analyse de ce type de structure à l'aide des méthodes conventionnelles de résistance des matériaux, un modèle numérique à éléments finis a été créé dans le logiciel ETABS. Ce modèle nous a permis de réaliser une analyse globale de la structure pour déterminer les efforts internes et les déformations.

IV.2.Vérification des poteaux (IPE450)

Nous devons vérifier notre poteau qui est soumis à la flexion composée à l'ELU, en prenant en considération le risque de déversement. Le ratio le plus défavorable convient au poteau C225 avec les efforts suivants :

$$\begin{cases} N_{Ed} = -87,971 \text{ kN} \\ M_{yEd} = 362,7 \text{ kN.m} \\ V_{Ed} = 0,1034 \text{ kN} \end{cases}$$

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.2.9.1(6y)

$$\text{D/C Ratio} = [M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}]$$

$$0,858 = 0,858$$

Profilé	Poids G (kg/m)	Dimensions (mm)					Section A (cm ²)	Caractéristiques					
		h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	D (mm)		I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
IPE 450	77,6	450	190	14,6	9,4	378,8	98,82	33740	1676	1702	276,4	18,48	4,12

IV.2.1. Vérification de la section à la résistance

Classe de la section : $\varepsilon=0,92$

Classe de la semelle (semelle comprimé) :

$$c/t_f = (b/2)/t_f = 150/21 = 6,5 \leq 10\varepsilon = 9,2 \rightarrow \text{classe 1.}$$

Classe de l'âme (âme fléchie) :

$$c/t_w = d/t_w = 378,8/9,4 = 40,29 < 72\varepsilon = 66,24 \rightarrow \text{classe 1}$$

IV.2.2. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{Ed} \leq 0,5 \times V_{pl.rd}$$

$$A_{vz} = h_w \times t_w$$

$$h_w = h - 2t_f = 420,8 \text{ mm}$$

$$A_{vz} = 3955,52 \text{ mm}^2$$

$$0,5V_{pl.rd} = 0,5 \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 0,5 \times \frac{39,55(275/\sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-1} = 285,42 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0,1034 \text{ kN} < 0,5 V_{pl.rd} = 285,42 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.2.3. Vérification de l'effort axial

$$N_{y.Ed} \leq \min\left\{0,25 N_{pl.rd} ; \frac{0,5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}\right\}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{98,82 \times 275}{1,1} \times 10^{-1} = 2470,5 \text{ kN} \Rightarrow 0,25N_{pl.Rd} = 617,625 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 98,82 - (2 \times 19 \times 1,46) = 43,34 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 43,34 \times 275}{1,1} \times 10^{-1} = 541,75 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\max} = -87,971 \text{ kN} < \min\left\{N_{pl.rd} ; \frac{0,5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}\right\} = 541,75 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.2.4. Vérification de la stabilité au flambement

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Ed}}{M_{ply.rd}} \leq 1,0$$

Tableau VI.1 : Les coefficients de flambement.

	l_f (m)	α	$\bar{\lambda}$	φ	χ	χ_{\min}
Suivant Y – Y	0,948	0,21	0,532 > 0,2	0,676	0,914	0,914
Suivant Z – Z	0,125	0,34	0,315 > 0,2	0,569	0,959	

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] (\beta_A)^{0,5}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 86,8$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,532^2 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} = -0,26$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 0,99 \approx 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Ed}}{M_{ply,rd}} = \frac{-87,971}{0,914 \times 2470,5} + \frac{1 \times 362,1}{425,5} = 0,81 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.2.5. Vérification au déversement

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}} \leq 1,0$$

λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	φ_{LT}	χ_{LT}
29,16	0,34 < 0,4	0,548	0,975

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,34 < 0,4 \Rightarrow$ Il n'y pas risque de déversement \Rightarrow Vérifiée

IV.2.6. Vérification par le logiciel ETABS

Tableau IV-1: Les ratios des poteaux vérifiés par ETABS

- Eurocode 3-2005				
Design Ty	Design Secti	Status	PMM Combo	PMM Ra
Column	IPE450	No Message	DStlS12(C)	0,858
Column	IPE450	No Message	DStlS12(C)	0,853
Column	IPE450	No Message	DStlS12(C)	0,851
Column	IPE450	No Message	DStlS12(C)	0,842
Column	IPE450	No Message	DStlS12(C)	0,8
Column	IPE450	No Message	DStlS12(C)	0,797
Column	IPE450	No Message	DStlS12(C)	0,793
Column	IPE450	No Message	DStlS14(C)	0,577
Column	IPE450	No Message	1,35G+1.33Sn+1.33V1(C)	0,548
Column	IPE450	No Message	1,35G+1.33Sn+1.33V1(C)	0,546
Column	IPE450	No Message	1,35G+1.33Sn+1.33V1(C)	0,54
Column	IPE450	No Message	1,35G+1.33Sn+1.33V1(C)	0,504
Column	IPE450	No Message	1,35G+1.33Sn+1.33V1(C)	0,503
Column	IPE450	No Message	1,35G+1.33Sn+1.33V1(C)	0,501

IV.3. Vérification des traverses (IPE450)

Nous devons vérifier notre traverse qui est soumise à la flexion simple, en prenant en considération le risque de déversement.

La traverse avec le plus grand ratio est calculée comme suit :

$$\begin{cases} N_{Ed} = 2,917\text{kN} \\ M_{yEd} = 223,48 \text{ kN.m} \\ V_{Ed} = -20,81 \text{ kN} \end{cases}$$

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.2.9.1(6y)

$$\frac{D/C \text{ Ratio} = [M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}]}{0,82 = 0,82}$$

IV.3.1. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{Ed} \leq 0,5 \times V_{pl.rd}$$

$$0,5V_{pl.rd} = 0,5 \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 0,5 \times \frac{39,55 (275/\sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-1} = 285,42 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -20,81 \text{ kN} < 0,5 V_{pl.rd} = 285,42 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.3.2. Vérification de l'effort axial

La poutre travaille à l'origine qu'à la flexion, l'effort de traction résultant est dû à l'action latérale.

$$N_{y.Ed} \leq \min\left\{0,25 N_{pl.rd} ; \frac{0,5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}\right\}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{98,82 \times 275}{1,1} \times 10^{-1} = 2470,5 \text{ kN} \Rightarrow 0,25N_{pl.Rd} = 617,625 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 98,82 - (2 \times 19 \times 1,46) = 43,34 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 43,34 \times 275}{1,1} \times 10^{-1} = 541,75 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\max} = 2,917 \approx 0 < \min\left\{N_{pl.rd} ; \frac{0,5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}\right\} = 541,75 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.3.3. Vérification à la flexion

$$M_{y.Ed} \leq M_{ply.Rd}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1702 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 425,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 223,48 \text{ kN.m} < M_{ply.Rd} = 425,5 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.3.4. Vérification au déversement

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl.rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.rd}} \leq 1,0$$

$$\begin{cases} M_{y.sd} = 329,41 \text{ kN.m} \\ N_{sd} = 39,96 \text{ kN} \end{cases}$$

Tableau VI.2 : Les coefficients de déversement.

l(m)	$\bar{\lambda}_{LT}$	α_{LT}	φ_{LT}	χ_{LT}
0,125	0,232 < 0,4	0,34	0,532	0,989

Il n'y a pas risque de déversement

IV.3.5. Vérification par le logiciel ETABS

Tableau IV-2: les rations des traverses vérifiés par ETABS

y - Eurocode 3-2005				
Design Ty	Design Secti	Status	PMM Combo	PMM Rat
Beam	IPE450	No Message	DStIS12(C)	0,82
Beam	IPE450	No Message	DStIS12(C)	0,819
Beam	IPE450	No Message	DStIS12(C)	0,813
Beam	IPE450	No Message	DStIS12(C)	0,809
Beam	IPE450	No Message	DStIS12(C)	0,769
Beam	IPE450	No Message	DStIS12(C)	0,763
Beam	IPE450	No Message	DStIS12(C)	0,756
Beam	IPE450	No Message	DStIS14(C)	0,619
Beam	IPE450	No Message	1,35G+1.33Sn+1.33V1(C)	0,587
Beam	IPE450	No Message	1,35G+1.33Sn+1.33V1(C)	0,582

IV.4. Check Design du portique

Tous les portiques ont été vérifiés manuellement et par le logiciel.

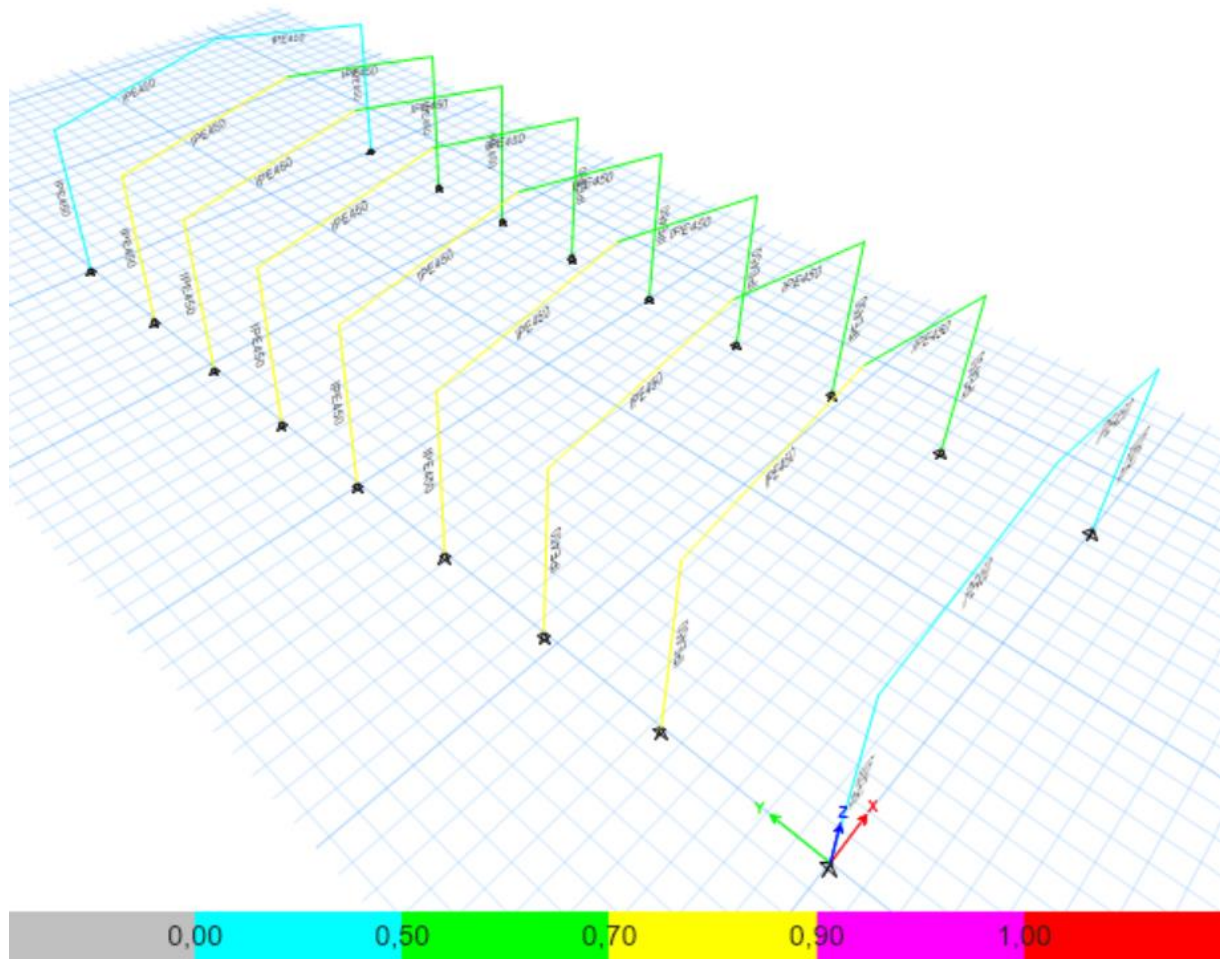
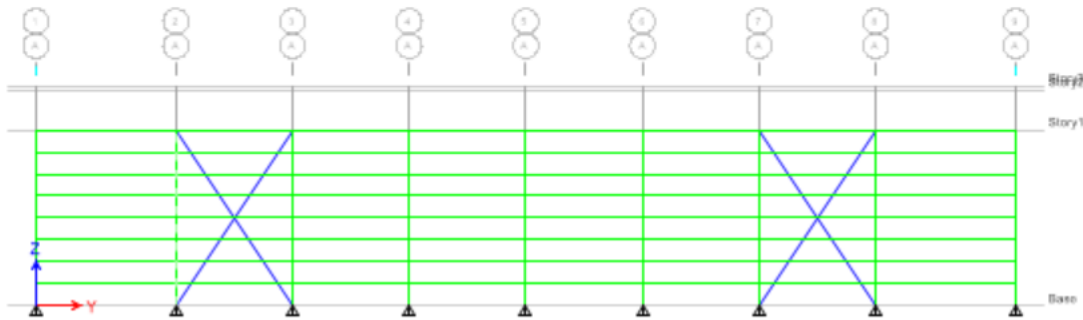


Figure IV-1: check design du portique

IV.5. Vérification du contreventement

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, séismes, chocs, ils sont alors conçus pour acheminer les charges horizontales jusqu'aux fondations.

IV.5.1. Vérification de palées de stabilité en X



Les efforts sollicitant les plus défavorables sous la combinaison :

$$N_{Ed} = G + 1,5 V2 = 35,98 \text{ kN}$$

Le profilé est le 2HEA160.

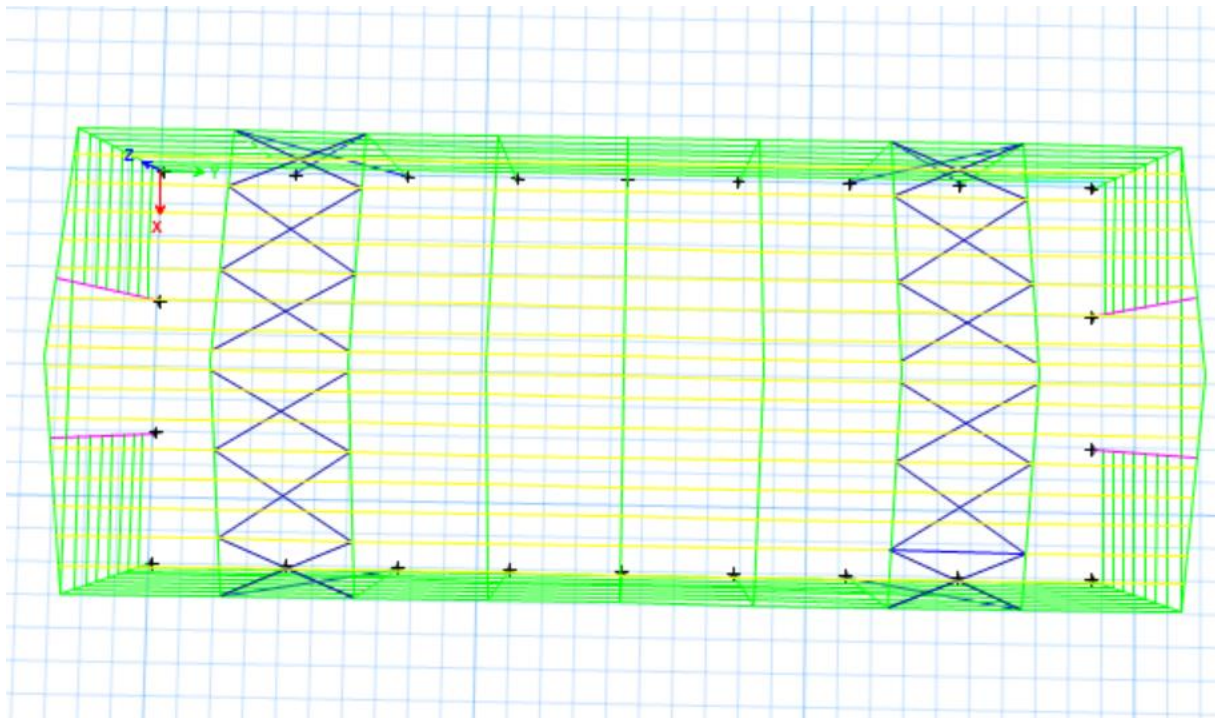
Nous devons vérifier la condition suivante :

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

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{1,1} = 969,25 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 35,98 \text{ kN} \leq 2 \cdot N_{pl,Rd} = 1938,5 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.5.2. Vérification du contreventement de toiture



La combinaison DStIS17 créée par le logiciel donne l'effort le plus défavorable

$$N_{Ed} = G + 1,5 V2 = 13,84 \text{ kN}$$

Le profilé choisi : 2L70×8/0/

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{1,1} = 532,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 13,84 \text{ kN} \leq 2 \cdot N_{pl,Rd} = 1065 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

CHAPITRE V

Vérification des assemblages

V.1. Introduction

En construction métallique, où les ossatures s'organisent en squelettes, la conception des assemblages revêt une importance capitale. L'élaboration d'un assemblage doit prendre en compte les trois fonctions suivantes :

- Transmettre les efforts entre les différents éléments structuraux.
- Correspondre au type de liaison souhaitée (encastrement, articulation, etc.).
- Assurer l'esthétique de l'ouvrage.

Il existe plusieurs modes d'assemblages des éléments utilisés dans la construction métallique, dont les principaux sont :

- Le boulonnage.
- Le soudage.

Nous nous intéressons dans notre projet au boulonnage.

V.2. Le Boulonnage

Le boulonnage est l'un des modes d'assemblage les plus courants dans la construction métallique. Il se caractérise par l'utilisation de boulons pour lier différentes pièces métalliques entre elles. Voici quelques détails supplémentaires sur ce procédé :

V.2.1. Types de Boulons


1. Boulons Ordinaires : Utilisés principalement pour les assemblages où les forces ne sont pas trop importantes.
 - Fonctionnement : Ils fonctionnent principalement en cisaillement. Les efforts sont transmis par la tige du boulon.
 - Applications : Assemblages temporaires ou secondaires, structures légères.
2. Boulons HR (Haute Résistance) : Ces boulons sont conçus pour des assemblages soumis à des forces importantes.
 - Fonctionnement : Ils fonctionnent par adhérence. La transmission des efforts s'opère par le frottement entre les surfaces en contact, renforcé par la tension appliquée au boulon lors du serrage.
 - Applications : Structures primaires, ponts, bâtiments de grande envergure.

Dans le cadre de notre projet de hangar de stockage, nous utiliserons des **boulons HR** (haute résistance) pour une transmission optimale des efforts par adhérence. Ces boulons, constitués d'acier à haute limite élastique avec une rondelle incorporée à la tête, sont serrés fortement pour générer un effort de précontrainte, ce qui développe une forte résistance au glissement par frottement mutuel des pièces. Contrairement aux boulons ordinaires, les boulons HR transmettent les efforts par frottement, sans travailler au cisaillement.

Tableau V-1: caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
F_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
F_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

V.3. Vérification assemblage Poteau/Poutre



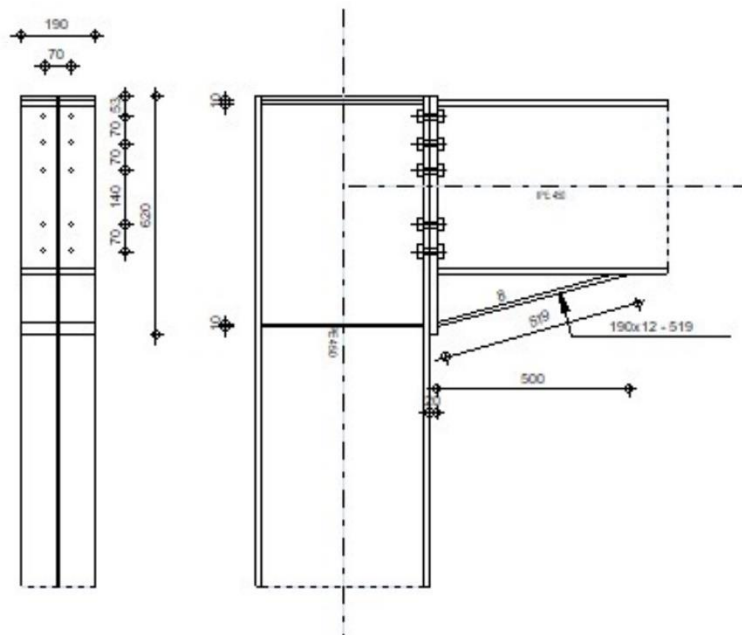
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio
0.49



Général

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Assemblage N°: 1

Géométrie

POTEAU

Profilé: IPE 450

$\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 190$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 98.82$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 33742.90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235.00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 450

$\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 98.82$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 33742.90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance

BOULONS

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

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = 8.8 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 90.43$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 53$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]
Entraxe $p_i = 70; 70; 140; 70$ [mm]

PLATINE

$h_p = 620$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 190$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24
 $f_{yp} = 235.00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 190$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 140$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 500$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 15.6$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER
 $f_{ybu} = 235.00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 421$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 90$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	421	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	90	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	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:	Calculs manuels		
$M_{b1,Ed} =$	123.00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	36.00	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	111.00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	32.00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	50.00	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

RESISTANCES DE LA POUTRE

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 62.04$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 841.80$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0.04 < 1.00$ **vérifié** (0.04)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701.79$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 399.92$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2222.55$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 522.30$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 522.30$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 576$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 906.03$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

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

Pression diamétrale:

$\beta = 0.0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 15.6$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 245$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 50.84$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0.89$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 69.04$ [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)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 1718.11$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 379$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1.01$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0.79$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 1363.54 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 669.75 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

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

$$F_{c,wb,Rd,low} = 669.75 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 123.00 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0.00 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 32.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 506 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

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

$$V_{wp,Ed} = 227.05 \quad [\text{kN}] \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = \frac{50.8}{4} \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$A_{vc} = \frac{50.8}{4} \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$d_s = 590 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 2.38 \quad \left[\frac{\text{kN*m}}{1} \right] \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 1.12 \quad \left[\frac{\text{kN*m}}{1} \right] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 1.12 \quad \left[\frac{\text{kN*m}}{1} \right] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 632.71 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0.36 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.36)$$

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

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 9 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 253 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 50.84 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$\omega = 0.88 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 57.24 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1.00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 18.06 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad EN1993-1-1:[6.2.4]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 917.68 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 379 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1.03 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0.78 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 6.73 \text{ Elancement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$\chi_s = 1.00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 811.19 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

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

$$F_{c,wc,Rd} = 811.19 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	14	-	60	-	70	85	108	85	108	112	79	79	79
2	14	-	60	-	70	85	129	85	129	140	70	70	70
3	14	-	60	-	105	85	129	85	129	210	105	105	105
4	14	-	60	-	105	85	129	85	129	210	105	105	105
5	14	-	60	-	70	85	108	85	108	112	79	79	79

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	25	-	60	-	70	155	197	155	197	147	145	145	145

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}
2	25	–	60	–	70	155	174	155	174	140	70	70	70
3	25	–	60	–	105	155	174	155	174	210	105	105	105
4	25	–	60	–	105	155	174	155	174	210	105	105	105
5	25	–	60	–	70	155	174	155	174	147	122	122	122

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 FLEXION

$F_{t,Rd} = 90.43$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 192.86$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	180.86	Résistance d'une rangée de boulon

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(1)} = 180.86$	180 . 86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 184.45$	184 . 45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 180.86$	180 . 86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 342.04$	342 . 04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 385.73$	385 . 73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 632.71$	632 . 71	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 811.19$	811 . 19	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 906.03$	906 . 03	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 669.75$	669 . 75	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	132 . 19	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 180.86$	180 . 86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 184.45$	184 . 45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 180.86$	180 . 86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 342.04$	342 . 04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 385.73$	385 . 73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 632.71 - 180.86$	451 . 84	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 811.19 - 180.86$	630 . 32	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 906.03 - 180.86$	725 . 17	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 669.75 - 180.86$	488 . 89	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 323.41 - 180.86$	142 . 54	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 313.06 - 180.86$	132 . 19	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 361.73 - 180.86$	180 . 86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 475.73 - 180.86$	294 . 86	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	180 . 83	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 180.86$	180 . 86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 184.45$	184 . 45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 180.86$	180 . 86	Platine d'about - traction

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(3)} = 342.04$	342.04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 385.73$	385.73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 632.71 - 313.06$	319.65	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 811.19 - 313.06$	498.13	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 906.03 - 313.06$	592.98	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 669.75 - 313.06$	356.69	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 345.26 - 132.19$	213.07	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 362.69 - 132.19$	230.49	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 510.47 - 313.06$	197.41	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 493.89 - 313.06$	180.83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 349.30 - 132.19$	217.11	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 386.57 - 132.19$	254.38	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 542.59 - 313.06$	229.53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 707.67 - 313.06$	394.62	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 134.07 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	180.86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 180.86$	180.86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 184.45$	184.45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 180.86$	180.86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 342.04$	342.04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 385.73$	385.73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 632.71 - 447.12$	185.59	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 811.19 - 447.12$	364.06	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 906.03 - 447.12$	458.91	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 669.75 - 447.12$	222.63	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 361.73 - 134.07$	227.66	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 424.19 - 134.07$	290.12	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 532.32 - 266.26$	266.06	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 532.66 - 266.26$	266.40	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 697.53 - 447.12$	250.40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 631.81 - 447.12$	184.69	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 361.73 - 134.07$	227.66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 463.89 - 134.07$	329.82	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 538.78 - 266.26$	272.52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 618.52 - 266.26$	352.26	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 723.46 - 447.12$	276.33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 939.62 - 447.12$	492.49	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 87.27 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	98.32	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 180.86$	180.86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 184.45$	184.45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 180.86$	180.86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 342.04$	342.04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 385.73$	385.73	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 632.71 - 534.39$	98.32	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 811.19 - 534.39$	276.79	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 906.03 - 534.39$	371.64	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 669.75 - 534.39$	135.36	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 352.27 - 87.27$	265.00	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 378.05 - 87.27$	290.79	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 539.33 - 221.33$	317.99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 544.51 - 221.33$	323.18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 697.53 - 353.53$	344.00	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 631.81 - 353.53$	278.28	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 862.74 - 534.39$	328.35	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 710.01 - 534.39$	175.61	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 361.73 - 87.27$	274.46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 500.97 - 87.27$	413.70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 542.59 - 221.33$	321.26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 732.92 - 221.33$	511.58	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 723.46 - 353.53$	369.93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 887.55 - 353.53$	534.02	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 904.32 - 534.39$	369.93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1208.64 - 534.39$	674.25	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 63.87 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	541	180.86	180.86	184.45	180.86	342.04	180.86	385.73
2	471	132.19	180.86	184.45	180.86	342.04	180.86	385.73
3	401	134.07	180.86	184.45	180.86	342.04	180.86	385.73
4	261	87.27	180.86	184.45	180.86	342.04	180.86	385.73
5	191	63.87	180.86	184.45	180.86	342.04	180.86	385.73

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

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

$$M_{j,Rd} = 248.89 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.49 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.49)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0.97 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 74.55 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 90.43 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 170.53 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 170.53 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	180.86	0.00	180.86	89.38	89.38	96.47
2	180.86	0.00	132.19	65.33	65.33	110.64
3	180.86	0.00	134.07	66.26	66.26	110.09
4	180.86	0.00	87.27	43.13	43.13	123.71
5	180.86	0.00	63.87	31.56	31.56	130.52

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 571.43 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.06 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.06)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 130.73 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 80.10 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 50.63 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 62909.27 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 46.21 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 40.73 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = 7.11 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0.80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 92.42 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.25)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 82.40 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 46.21 < 262.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.18)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	57	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	17.41	723.69
1	541	1	89	70	1	5.08	274.77
2	471	1	80	34	1	3.99	187.87
3	401	1	97	51	1	3.97	159.36
4	261	1	97	51	1	2.59	67.52
5	191	1	89	59	1	1.79	34.18

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 416 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 50.84 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1.00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 416 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 79930.63 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1.00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 79930.63 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 113376.14 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 7086.01 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \text{ SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:


PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Remarques

- Pince du boulon trop grande. 217 [mm] > 120 [mm]
- Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 9 [mm]
- Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 15 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.49

V.4. Vérification assemblage Poutre/Poutre



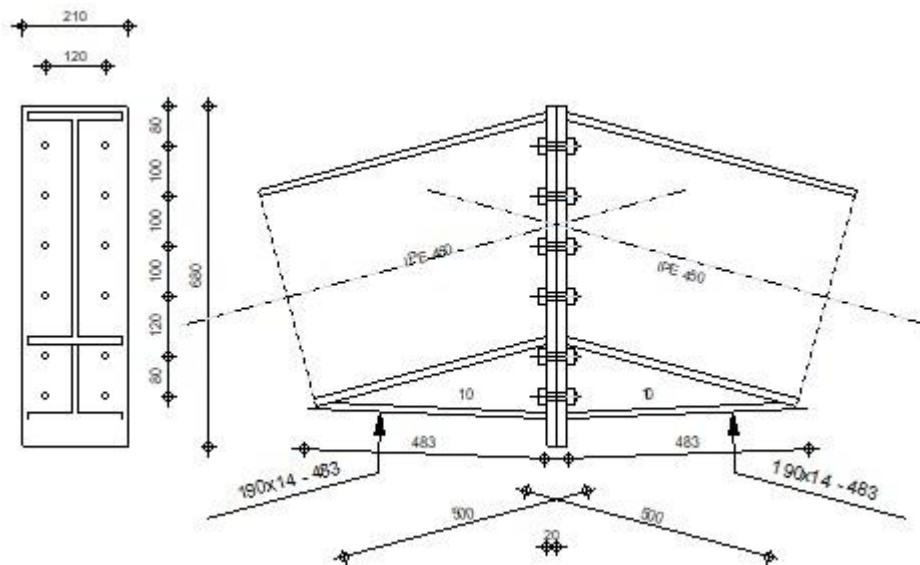
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio
0.90



Général

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé: IPE 450

$\alpha = -165.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{bl} = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fbl} = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wbl} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fbl} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{bl} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{bl} = 98.82$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xbl} = 33742.90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275.00$ [MPa] Résistance

Droite

Poutre

Profilé: IPE 450

$\alpha = -15.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{br} = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fbr} = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wbr} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fbr} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{br} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{br} = 98.82$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xbr} = 33742.90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275.00$ [MPa] Résistance

Boulons

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

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{IRd} = 113.04$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons

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

Ecartement $e_i = 120$ [mm]

Entraxe $p_i = 100; 100; 100; 120; 80$ [mm]

Platine

$h_{pr} = 680$ [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 210$ [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$f_{ypr} = 235.00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

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

$t_{rd} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} = 150$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_{rd} = 500$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha_d = 2.4$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E24

$f_{ybu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme

$a_f = 8$ [mm] Soudure semelle

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	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: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 236.00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 38.00$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 65.84$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 1045.42$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0.04 < 1.00$ **vérifié** (0.04)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701.79$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 467.99$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2179.42$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 599.34$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 599.34$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 601$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 996.72$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

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

Pression diamétrale:

$\beta = 15.0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 2.4$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 247$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 50.84$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0.89$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 132.47$ [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)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 1889.79$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 379$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1.10$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0.74$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 1407.39$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 914.38$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

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

$F_{c,wb,Rd,low} = 914.38$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Paramètres géométriques 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	50	-	45	-	100	312	283	283	283	256	205	205	205

Nr	M	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
2	50	-	45	-	100	312	255	255	255	200	100	100	100
3	50	-	45	-	100	312	255	255	255	200	100	100	100
4	50	-	45	-	110	312	255	255	255	220	110	110	110
5	50	-	45	-	100	312	255	255	255	200	100	100	100
6	50	-	45	-	80	312	255	255	255	236	167	167	167

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

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 113 \cdot 04$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 264 \cdot 20$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [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)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [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
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	226 . 08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226.08$	226 . 08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 730.62$	730 . 62	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528 . 39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 996.72$	996 . 72	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 914.38$	914 . 38	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	140 . 49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226.08$	226 . 08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 658.72$	658 . 72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528 . 39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 996.72 - 226.08$	770 . 64	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 914.38 - 226.08$	688 . 29	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 366.57 - 226.08$	140 . 49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 789.02 - 226.08$	562 . 94	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	157 . 15	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226.08$	226 . 08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 658.72$	658 . 72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528 . 39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 996.72 - 366.57$	630 . 16	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 914.38 - 366.57$	547 . 81	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 314.31 - 140.49$	173 . 82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 517.00 - 140.49$	376 . 51	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 523.72 - 366.57$	157 . 15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1047.52 - 366.57$	680 . 95	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 142 . 17 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	177.10	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226.08$	226.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 658.72$	658.72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528.39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 996.72 - 508.74$	487.99	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 914.38 - 508.74$	405.64	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 319.28 - 142.17$	177.10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 542.85 - 142.17$	400.68	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 476.43 - 282.66$	193.77	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 801.35 - 282.66$	518.69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 685.84 - 508.74$	177.10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1331.87 - 508.74$	823.13	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 100.22 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	219.06	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226.08$	226.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 658.72$	658.72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528.39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 996.72 - 608.95$	387.77	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 914.38 - 608.95$	305.42	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 319.28 - 100.22$	219.06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 542.85 - 100.22$	442.63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 476.43 - 242.39$	234.04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 801.35 - 242.39$	558.96	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 633.58 - 382.87$	250.71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1059.85 - 382.87$	676.98	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 843.00 - 608.95$	234.04	Platine d'about - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1590.37 - 608.95$	981.41	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 49.87 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	226.08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226.08$	226.08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 658.72$	658.72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 528.39$	528.39	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 996.72 - 658.82$	337.90	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 914.38 - 658.82$	255.55	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 347.79 - 49.87$	297.92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 691.26 - 49.87$	641.39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 509.91 - 150.09$	359.82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 975.61 - 150.09$	825.52	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 667.06 - 292.26$	374.80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1234.11 - 292.26$	941.85	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 824.22 - 432.74$	391.47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1492.61 - 432.74$	1059.86	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1033.63 - 658.82$	374.80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 2023.12 - 658.82$	1364.30	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 16.31 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1	539	226.08	-	-	226.08	730.62	226.08	528.39
2	439	140.49	-	-	226.08	658.72	226.08	528.39
3	339	142.17	-	-	226.08	658.72	226.08	528.39
4	239	100.22	-	-	226.08	658.72	226.08	528.39

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}
5	119	49.87	-	-	226.08	658.72	226.08	528.39
6	39	16.31	-	-	226.08	658.72	226.08	528.39

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

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

$$M_{j,Rd} = 262.16 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.90 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.90)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0.92 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 88.67 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113.04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 233.60 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 233.60 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	226.08	0.00	226.08	203.52	203.52	63.31
2	226.08	0.00	140.49	126.47	126.47	106.48
3	226.08	0.00	142.17	127.98	127.98	105.63
4	226.08	0.00	100.22	90.22	90.22	126.79
5	226.08	0.00	49.87	44.89	44.89	152.18
6	226.08	0.00	16.31	14.68	14.68	169.11

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$V_{j,Rd} = 723.50$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0.05 < 1.00$ **vérifié** (0.05)

Résistance des soudures

$A_w = 132.59$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

$A_{wy} = 79.78$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

$A_{wz} = 52.81$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

$I_{wy} = 68746.95$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 84.17$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 74.25$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]

$\tau_{II} = 7.19$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]

$\beta_w = 0.80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $168.33 < 365.00$ **vérifié** (0.46)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $149.02 < 365.00$ **vérifié** (0.41)

$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ $84.17 < 262.80$ **vérifié** (0.32)

Rigidité de l'assemblage

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]

$h_{head} = 12$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]

$h_{nut} = 16$ [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]

$L_b = 57$ [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]

$k_{10} = 4$ [mm] Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	35.03	1422.14
1	539	∞	∞	12	3	13.78	742.83
2	439	∞	∞	6	2	7.77	340.80
3	339	∞	∞	6	2	6.00	203.18
4	239	∞	∞	6	2	4.47	106.80
5	119	∞	∞	6	2	2.10	25.00
6	39	∞	∞	10	2	0.91	3.53

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$$Z_{eq} = \frac{\sum_j k_{eff,j} h_j^2}{\sum_j k_{eff,j} h_j}$$

$$Z_{eq} = 406 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_j k_{eff,j} h_j}{Z_{eq}}$$

$$k_{eq} = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 298648.35 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2.25 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 132732.61 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 113376.14 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 7086.01 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

Composant le plus faible:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION


Remarques

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 14 [mm] < 15 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.90

V.5. Vérification de l'assemblage de contreventement de toiture



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

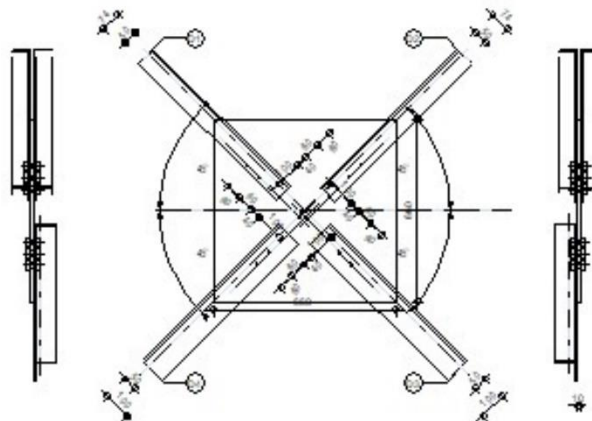
Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0.11

D1 - DCED 70x7x8
 D2 - DCED 70x7x8
 D3 - CAI 100x80x9
 D4 - CAI 100x80x9



Général

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

Géométrie

Barres

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Profilé:		DCED 70x7x8	DCED 70x7x8	CAI 100x80x9	CAI 100x80x9		
	h	70	70	100	100		mm
	b _f	148	148	80	80		mm

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
	t_w	7	7	9	9		mm
	t_f	7	7	9	9		mm
	r	9	9	8	8		mm
	A	18.80	18.80	15.48	15.48		cm ²
Matériau:		ACIER	ACIER	ACIER	ACIER		
	f_y	235.00	235.00	235.00	235.00		MPa
	f_u	365.00	365.00	365.00	365.00		MPa
Angle	α	45.0	45.0	45.0	45.0		Deg

Boulons

Barre 1

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

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1.57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2.01$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 280.00$ [MPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 400.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 3$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60; 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

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

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1.57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2.01$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 280.00$ [MPa] Limite de plasticité

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $f_{ub} = 400.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

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

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1.57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2.01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280.00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

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

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1.57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2.01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280.00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Gousset

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 660$ [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage

$v_1 = 0$ [mm] Grugeage

$h_2 = 0$ [mm] Grugeage

$v_2 = 0$ [mm] Grugeage

$h_3 = 0$ [mm] Grugeage

$v_3 = 0$ [mm] Grugeage

$h_4 = 0$ [mm] Grugeage

$v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E24

$f_y = 235.00$ [MPa] Résistance

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = -12.00$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = -12.00$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -12.00$ [kN] Effort axial

$N_{b1,Ed} = -12.00$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -12.00$ [kN] Effort axial

Résultats

Barre 1

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 77.21$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 1.41$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $1.41 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0.74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0.74 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 68.3$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0.37$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0.37 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 60.56$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0.86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0.86 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 100.5$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

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
$F_{b,Rd2z} = 116.80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

$e = 36$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -0.43$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} * e$
$F_{NSd} = -4.00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{MSd} = -3.62$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} = -4.00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -3.62$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 5.40$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 68.37$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 60.56$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -4.00 < 68.37$	vérifié (0.06)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -3.62 < 60.56$	vérifié (0.06)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$5.40 < 77.21$	vérifié (0.07)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$\beta_3 = 0.57$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 9.40$ [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 8.14$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{r1}$
$N_{u,Rd} = 134.69$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 198.81$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -6.00 < 134.69$	vérifié (0.04)
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -6.00 < 198.81$	vérifié (0.03)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$$A_{nt} = 0.77 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 8.05 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = \frac{120.4}{6} \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot N_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-6.00| < 120.46 \quad \text{vérifié} \quad (0.05)$$

Barre 2

Résistance des boulons

$$F_{v,Rd} = 77.21 \text{ [kN]} \text{ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$$k_{1x} = 1.41 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 1.41 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0.74 \text{ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.74 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 68.37 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou } F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0.37 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.37 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 60.56 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0.86 \text{ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.86 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 100.58 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou } F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1.00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1.00 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 116.80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

$e = 36$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -0.43$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = -4.00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$

$F_{MSd} = -3.62$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = -4.00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -3.62$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 5.40$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 68.37$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 60.56$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-4.00| < 68.37$ **vérifié** (0.06)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|-3.62| < 60.56$ **vérifié** (0.06)

$F_{Ed} \leq F_{VRd}$ $5.40 < 77.21$ **vérifié** (0.07)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$\beta_3 = 0.57$ Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

$A = 9.40$ [cm²] Aire de la section transversale de la cornière

$A_{net} = 8.14$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - d_0 \cdot t_{r2}$

$N_{u,Rd} = 134.69$ [kN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 198.81$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y2}) / \gamma_{M2}$

$|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|-6.00| < 134.69$ **vérifié** (0.04)

$|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|-6.00| < 198.81$ **vérifié** (0.03)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$$A_{nt} = 0.77 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 8.05 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = \frac{120.4}{6} \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 * N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad | -6.00 | < 120.46 \quad \text{vérifié} \quad (0.05)$$

Barre 3

Résistance des boulons

$$F_{v,Rd} = 38.60 \text{ [kN]} \text{ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0.74 \text{ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.74 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = \frac{77.8}{7} \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou}$$

$$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0.93 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.93 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 97.33 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale}$$

$$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0.86 \text{ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.86 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = \frac{100.5}{8} \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou}$$

$$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

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**

$F_{b,Rd2z} = 116.80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

$e = 19$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -0.23$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b3,Ed} * e$

$F_{NSd} = -4.00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$

$F_{MSd} = -1.92$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum X_i^2$

$F_{x,Ed} = -4.00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -1.92$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 4.44$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 77.87$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 97.33$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-4.00| < 77.87$ **vérifié** (0.05)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|-1.92| < 97.33$ **vérifié** (0.02)

$F_{Ed} \leq F_{VRd}$ $4.44 < 38.60$ **vérifié** (0.11)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$\beta_3 = 0.57$ Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

$A_{net} = 13.86$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - d_0 * t_{r3}$

$N_{u,Rd} = 229.29$ [kN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{y3}) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 327.34$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y3}) / \gamma_{M2}$

$|N_{b3,Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|-12.00| < 229.29$ **vérifié** (0.05)

$|N_{b3,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|-12.00| < 327.34$ **vérifié** (0.04)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$$A_{nt} = 3.69 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 10.35 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 194.30 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|N_{b3,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-12.00| < 194.30 \quad \text{vérifié} \quad (0.06)$$

Barre 4

Résistance des boulons

$$F_{v,Rd} = 38.60 \text{ [kN]} \text{ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0.74 \text{ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.74 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 77.87 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou } F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0.93 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.93 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 97.33 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0.86 \text{ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.86 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 100.58 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou } F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1.00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1.00 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 116.80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

$e = 19$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -0.23$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = -4.00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$

$F_{MSd} = -1.92$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = -4.00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -1.92$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 4.44$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 77.87$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 97.33$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-4.00| < 77.87$ **vérifié** (0.05)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|-1.92| < 97.33$ **vérifié** (0.02)

$F_{Ed} \leq F_{VRd}$ $4.44 < 38.60$ **vérifié** (0.11)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$\beta_3 = 0.57$ Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

$A_{net} = 13.86$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f4}$

$N_{u,Rd} = 229.29$ [kN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{y4}) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 327.34$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y4}) / \gamma_{M2}$

$|N_{b4,Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|-12.00| < 229.29$ **vérifié** (0.05)

$|N_{b4,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|-12.00| < 327.34$ **vérifié** (0.04)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 3.69 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 10.35 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 194.30 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$|N_{b4,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|-12.00| < 194.30$ **vérifié** (0.06)

Remarques

Pince boulon-extrémité extérieur de la barre 1 trop faible 20 [mm] < 22 [mm]

Pince boulon-extrémité extérieur de la barre 2 trop faible 20 [mm] < 22 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.11

CHAPITRE VI

Calcul de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont essentielles pour sa stabilité, assurant la transmission des charges vers le sol. Il existe des fondations superficielles, comme les semelles isolées, les semelles filantes et les radiers, qui reposent sur les couches superficielles du sol, et des fondations profondes, telles que les pieux et les barrettes, qui transfèrent les charges aux couches profondes. La conception des fondations est régie par les règlements en vigueur en Algérie, à savoir :

Documents Techniques Réglementaires de Conception (DTRC) Algériens

- DTR-C2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- DTR-C2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93 ;
- DTR-C2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003.
- Ainsi que les textes réglementaires d'origines étrangères demeurant en vigueur en Algérie.

VI.2. Le dallage industriel

Le dallage est un ouvrage particulier au sein d'un bâtiment, il se distingue à la fois par sa minceur et par son interaction complexe avec le support naturel sur lequel il repose. Il doit reprendre les charges dynamiques et statiques, souvent ponctuelles, uniformément réparties ou variés et intenses. La compréhension de sa complexité souligne son rôle crucial dans le bon fonctionnement d'un environnement industriel.

Il est soumis à des normes strictes régissant sa conception, son calcul et son exécution. La norme NF P 11-213 (DTU 13.3) est l'une des normes en la matière, subdivisée en quatre parties pour couvrir divers types d'applications, nous nous intéressons à la partie 1 concernant les dallages destinés à un usage industriel et assimilé.

VI.2.1. Conception du dallage

Le règlement BAEL, recommande certaines exigences à respecter dans la conception des dallages, selon leurs natures d'usage et leurs charges (uniformes ou/et ponctuelles) à supporter. Ces exigences peuvent être résumées en ce qui suit :

- ✓ Catégorie du dallage : 1

(La charge uniforme du dallage est égale à $35 \text{ kN/m}^2 > 10 \text{ kN/m}^2$) ;

- ✓ Epaisseur minimale : 20 cm, (le minimum réglementaire est de 15 cm) ;
- ✓ Contrainte du béton minimale : 25 MPa ;
- ✓ Dallage armé : vu l'importance des charges une ou deux nappes de treillis soudés seront disposées ;
- ✓ Protection du dallage : couche d'usure, et revêtement (selon demande du client)

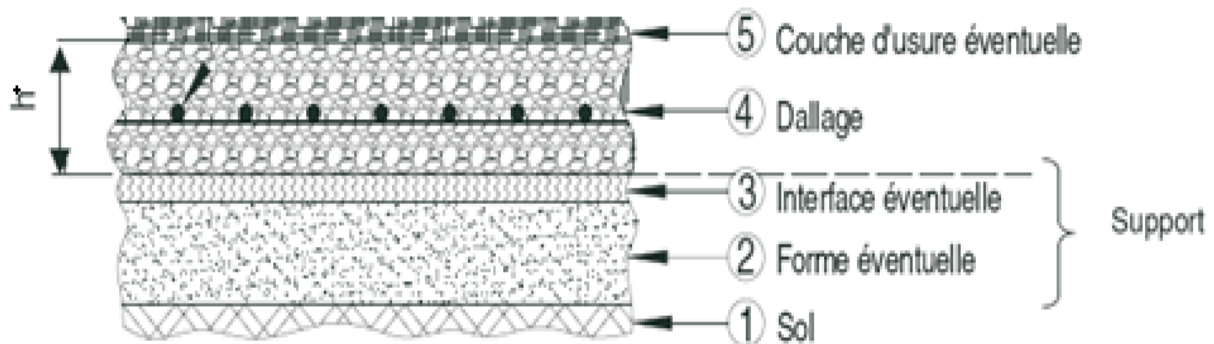


Figure VI-1: le support du dallage

Tel qu'il est décrit dans la figure ci-dessus, le corps du dallage est constitué de :

1. Le sol : terrain naturel ou traité ;
2. Couches de bases : réalisée par un traitement du sol en place, ou par une épaisseur de matériaux d'apport, choisis et mis en œuvre de manière à obtenir une plate-forme saine et stable, apte à servir d'assise au dallage ;
3. Une couche d'interface constituée par l'un au moins des composants suivants (selon le cas d'usage du dallage) :
 - Une couche de fermeture, en matériaux calibrés fins, destinée à combler les vides des parties sous-jacentes, tel que : un lit de sable sur 20 mm d'épaisseur environ,
 - Un film en polyéthylène (de 150 μm d'épaisseur minimale) ;
4. Le dallage : dalle en béton armé, coulée sur place et reposant sur le sol ou sur la couche de forme ;
5. Une couche d'usure, obtenue par renforcement de la surface du béton avant son durcissement (cette couche est optionnelle selon la demande du client) ;

La préparation du sol exige généralement quatre opérations essentielles :

- ✓ Le décapage, opération consistant à éliminer les végétaux, la terre végétale, les matières organiques, les déchets et les gravais.
- ✓ Le nivellement et le dressage selon un plan sensiblement horizontal.
- ✓ Le compactage dont le but est d'augmenter la force portante du sol et de réduire le tassement sous charge. Préalablement, il peut être nécessaire d'incorporer au sol un matériau d'apport (grave-ciment, grave ou grave-laitier) pour améliorer sa compacité.
- ✓ Le drainage, opération d'assainissement indispensable pour les formes en matériaux tout-venant où les risques de remontées capillaires sont importants.

Ces opérations ne sont pas toutes indispensables dans tous les cas. Cela dépend de la nature et des caractéristiques mécaniques du sol.

Dans certains cas, le sol en place peut constituer une assise suffisamment stable pour recevoir directement le dallage. C'est notamment le cas des sols dont le module de réaction K_w , est supérieur à 50 MPa / m (plaque de diamètre égal à 75 cm).

En revanche, certains sols sont tout à fait impropres à la réalisation d'un dallage. Il s'agit des sols sensibles à l'eau, gonflants ou constitués par des matériaux de récupération et par la plupart des sous-produits industriels.

VI.2.2. Charges et surcharges

Le dallage du hangar en question est principalement destiné pour un stockage des sacs de ciment dans des palettes, dont la charge est définie comme suit :

- Charge ponctuelle des roues du chariot par pieds : $q = 40 \text{ kN}$ (pied de 20 cm x 30 cm). Cette charge est appliquée sur plusieurs endroits du dallage (voir figure en ci-dessous)

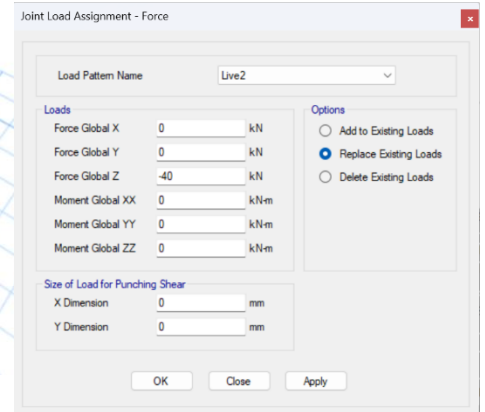
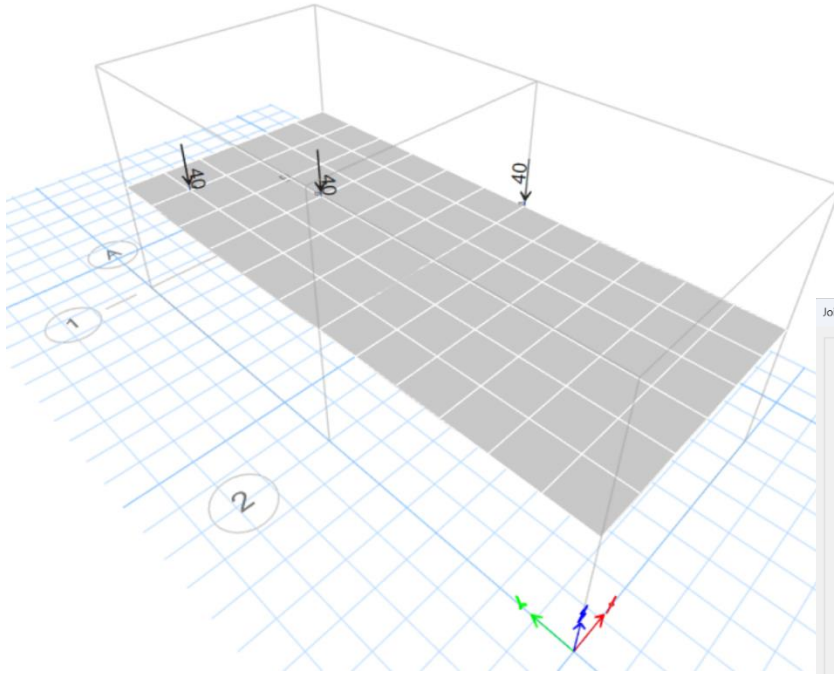


Figure VI-2: Charge ponctuelle des roues du chariot par pied

- Charge surfacique de stockage : $Q = 50 \text{ kN/m}^2$;

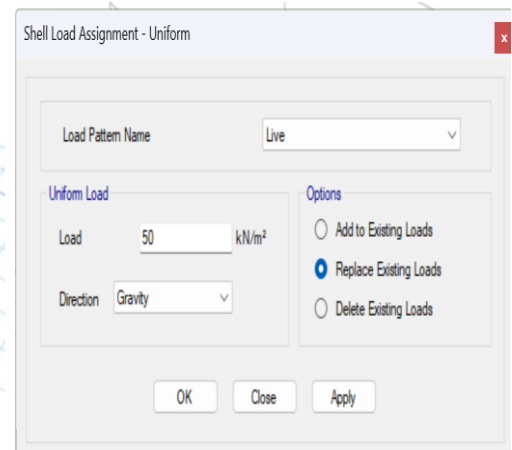
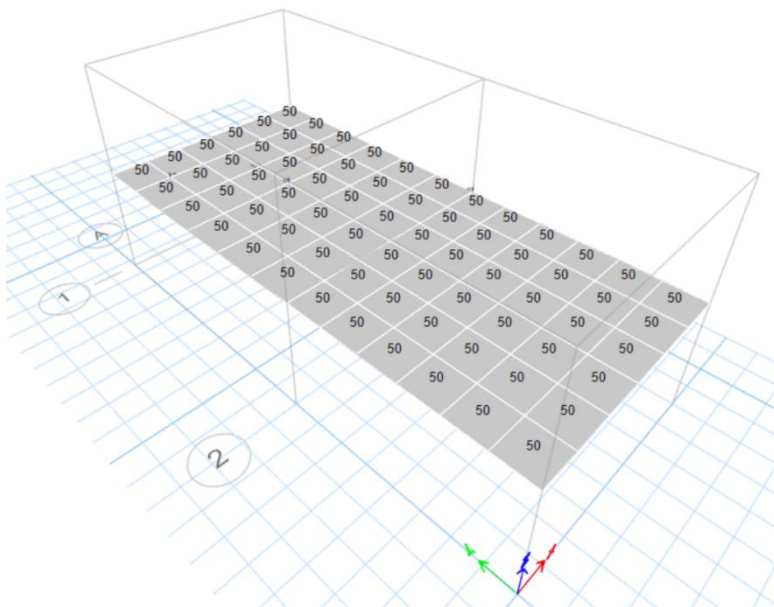


Figure VI-3: Surcharge surfacique appliquée sur le dallage

VI.2.3. Hypothèses de calcul

Conformément au BAEL, pour le projet en question, le dallage est destiné pour usage industrielle pour stockage, où il sera classé en catégorie 1.

Les caractéristiques minimales à respecter sont :

- ✓ Epaisseur minimale : 20 cm ;
- ✓ Classe du béton minimale : C25/30 ;
- ✓ Armatures : FeE400
- ✓ Module d'élasticité : $E_s=210\,000\text{ N/mm}^2$
- ✓ Module de Westergaard K_w sous essai à la plaque : 50 MPa/m ;
- ✓ Indice CBR : 7 ;

Une contrainte minimale admissible de **1 bar** sur les couches de base est recommandée.

VI.2.4. Contraintes sous le dallage

Le calcul des contraintes sous le dallage est fait suivant les deux cas de chargements, à savoir :

1- Chargement surfacique :

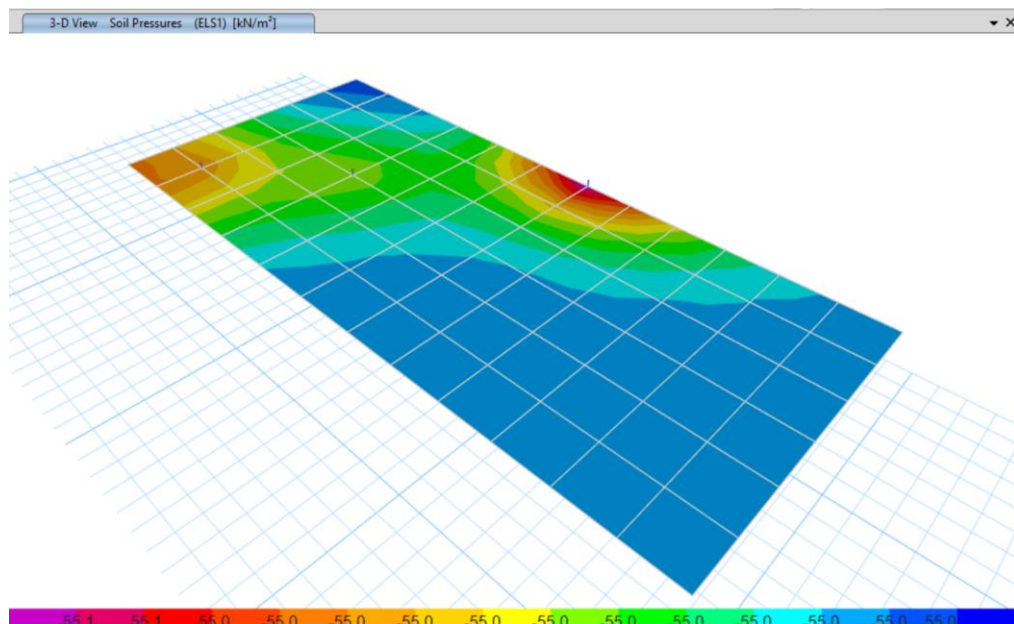


Figure VI-4: La contrainte sous ELSI

La contrainte moyenne sous le dallage est de **0.55 bars** sous l'ensemble des charges (surfacique et concentrées), ce qui est acceptable pour une contrainte global admissible de **de 1 bar**.

2. Chargement ponctuel des roues :

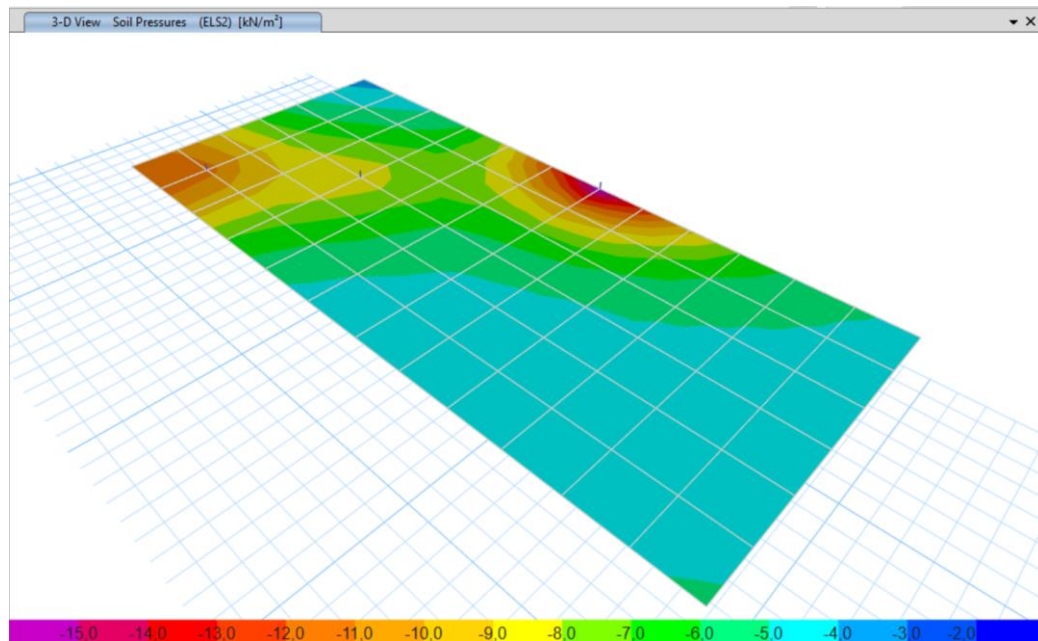
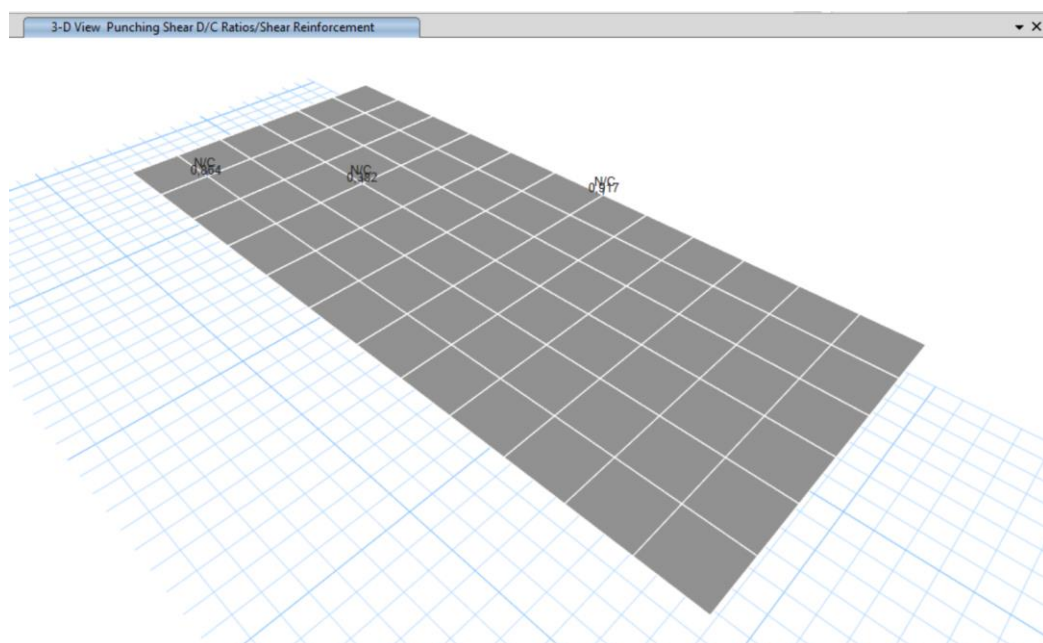


Figure VI-5: la contrainte sous ELS2

La contrainte moyenne sous le dallage est de **0.15 bars** sous l'ensemble des charges (surfactive et concentrées), ce qui est acceptable pour une contrainte global admissible de 1 bar.

VI.2.5. Vérification au non-poinçonnement

La vérification au non-poinçonnement du dallage a été faite en utilisant la méthode de calcul, tel que décrite dans l'Eurocode, ainsi que le CBA / BAEL.



La valeur maximale est de $0,917 > 1$, donc vérifié au non-poinçonnement

En conclusion, l'épaisseur du dallage de 20 cm est suffisante pour reprendre les différents cas de charge.

VI.2.6. Ferrailage du dallage

Le calcul de la section de ferrailage du dallage est fait en utilisant le logiciel SAFE20, les figures suivantes présentent le diagramme de moments ainsi que celui de la section de ferrailage nécessaire en nappe supérieure et inférieure :

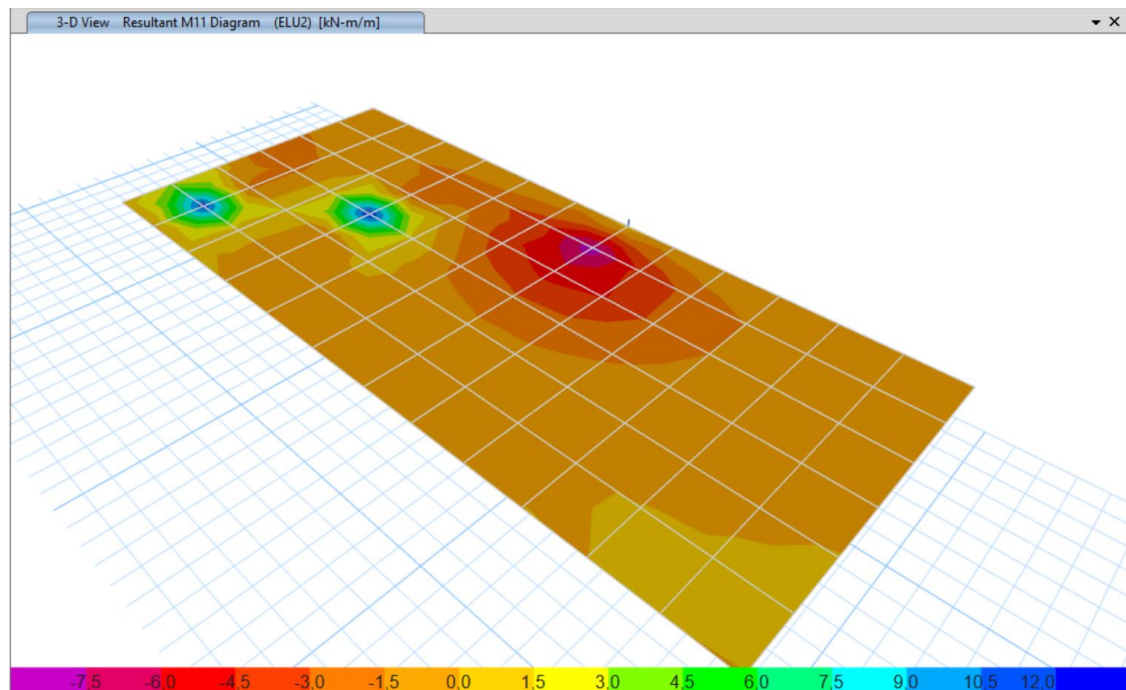


Figure VI-6 : Diagramme des moments dans le dallage ($M_{max} = 12,48 \text{ kN.m}$)

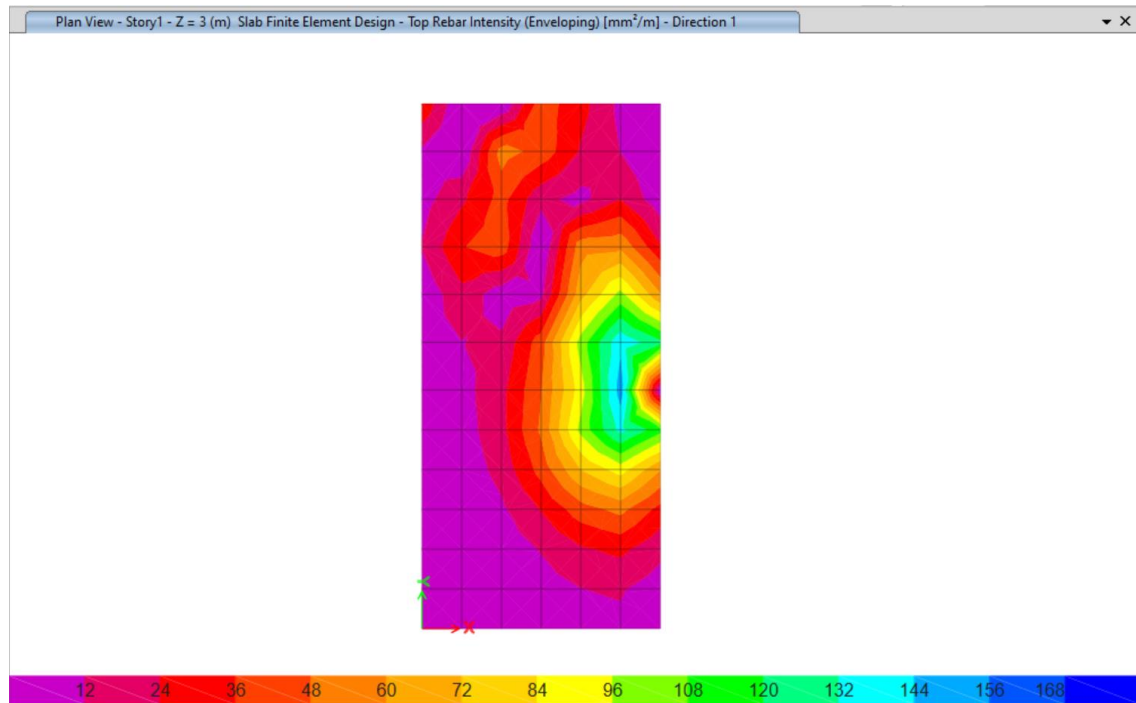


Figure VI-7: diagramme du ferrailage nécessaire

Le ferrailage nécessaire dans le dallage ($A_s=0.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$) en nappes supérieure et inférieure.
La section du ferrailage choisie pour les deux nappes est de :

T8@200 mm (= 2.5 cm²/ml)

D ou d mm	Section 1 fil cm ²	Sections en cm ² /mètre linéaire												
		Espacement en mm												
		50 100d*	75 150d*	100 200d*	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
		cm ² /m												
4.5	0,159	3,18	2,12	1,59	1,27	1,06	0,91	0,80	0,71	0,64	0,58	0,53	0,49	0,45
5,0	0,196	3,93	2,62	1,96	1,57	1,31	1,12	0,98	0,87	0,78	0,71	0,65	0,60	0,56
5,5	0,238	4,75	3,17	2,38	1,90	1,58	1,36	1,19	1,06	0,95	0,86	0,79	0,73	0,68
6,0	0,283	5,65	3,77	2,82	2,26	1,88	1,62	1,41	1,26	1,13	1,03	0,94	0,87	0,81
6,5	0,332	6,64	4,43	3,31	2,65	2,21	1,90	1,65	1,47	1,33	1,21	1,10	1,02	0,95
7,0	0,385	7,70	5,13	3,85	3,08	2,57	2,20	1,92	1,71	1,54	1,40	1,28	1,18	1,10
7,5	0,442	8,84	5,89	4,42	3,53	2,95	2,52	2,20	1,96	1,77	1,61	1,47	1,36	1,26
8,0	0,503	10,05	6,70	5,03	4,02	3,35	2,87	2,51	2,23	2,01	1,88	1,67	1,55	1,44
8,5	0,567	11,355	7,57	5,67	4,54	3,78	3,24	2,84	2,52	2,27	2,06	1,89	1,74	1,62
9,0	0,636	12,72	8,48	6,36	5,09	4,24	3,63	3,18	2,83	2,54	2,31	2,12	1,96	1,82
9,5	0,709	14,18	9,45	7,09	5,67	4,73	4,05	3,54	3,15	2,83	2,58	2,36	2,18	2,03
10,0	0,785	15,71	10,47	7,85	6,28	5,24	4,49	3,92	3,49	3,14	2,85	2,61	2,42	2,24
11,0	0,950	19,01	12,67	9,50	7,60	6,34	5,43	4,74	4,22	3,80	3,45	3,16	2,92	2,71
12,0	1,131	22,62	15,08	11,31	9,04	7,54	6,46	5,66	5,02	4,52	4,11	3,76	3,48	3,23
14,0	1,539	30,78	20,52	15,39	12,3	10,2	8,79	7,70	6,84	6,16	5,60	5,13	4,74	4,40
16,0	2,011	42,20	26,81	20,11	16,0	13,4	11,49	10,0	8,94	8,04	7,31	6,70	6,19	5,75

Figure VI-8 : sections d'armature des treillis soudés

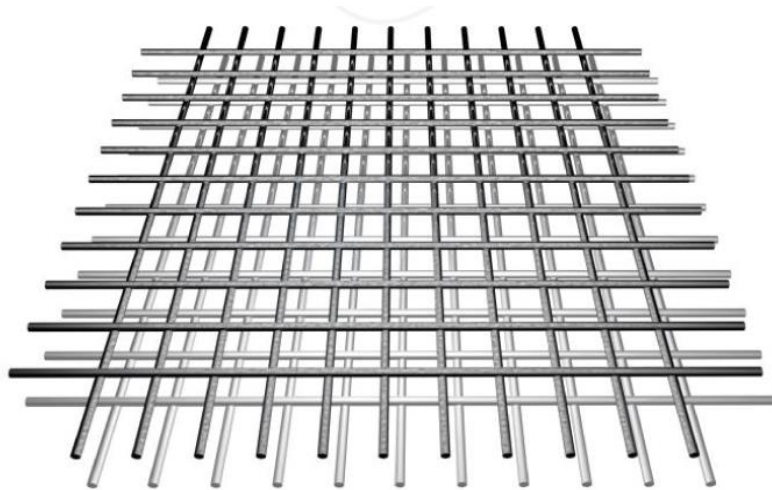


Figure VI-9: Treillis soudé

VI.3. Fondations

VI.3.1. Critères de choix de fondations

Le choix du type de fondations repose sur plusieurs critères clés :

- La capacité portante du sol ;
- Les charges transmises au sol ;
- La distance entre les axes des poteaux ;
- La profondeur du sol de bonne qualité ;
- Les considérations économiques.

Selon les résultats du rapport de sol, les semelles isolées constituent l'option optimale pour les fondations, car la contrainte admissible est de 2 bars à une profondeur de 1,5 mètre.

Les semelles se composent d'une base large qui repose sur le sol et d'un fût, également appelé amorce poteau, qui est la partie verticale en béton armé reliant la semelle au poteau métallique. Les dimensions du fût sont déterminées en fonction des exigences pratiques de la construction, notamment la taille de la plaque d'assise. Le fût doit dépasser d'au moins 5 cm la plaque d'assise.

VI.3.2. Base de poteau

Les pieds de poteaux jouent un rôle crucial dans la transition entre le profilé métallique et la fondation en béton armé. Selon le type de sollicitation et les charges à reprendre, les pieds de poteaux peuvent être conçus soit comme articulés, soit comme encastés.

Un pied de poteau articulé, constitué d'une plaque de base et de deux boulons de fixation, est capable de reprendre des efforts verticaux et horizontaux, mais ne reprend pas les moments de flexion importants. À l'inverse, un pied de poteau encastré, doté d'une grande et épaisse plaque de base et de plusieurs tiges d'ancrage, peut reprendre des moments de flexion significatifs en plus des efforts verticaux et horizontaux. Dans notre cas, nous avons un poteau articulé, qui est principalement sollicité par un effort normal (N), ce qui signifie qu'il doit supporter des charges verticales sans nécessiter une grande résistance aux moments de flexion.

Les calculs de la base du poteau consistent à :

VI.3.2.1. Déterminer la surface de la platine

$$\sigma = \frac{N}{h_p b_p} \leq \bar{\sigma}_b$$

L'effort de compression selon les résultats du logiciel :

- $N = -129,037 \text{ kN}$

L'effort de traction (soulèvement) selon les résultats du logiciel :

- $N' = 42,8736 \text{ kN}$

VI.3.2.1.1. Méthode 1 :

$$h_p b_p \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_b} = \frac{129,037 \times 10^3}{20} = 64 \text{ cm}^2$$

La hauteur de la section du poteau (IPE450) est de $h=450 \text{ mm}$ et sa largeur est de $b = 190 \text{ mm}$.

Pour des raisons constructives, nous adoptons une platine de $h_p b_p = 55 \times 30 \text{ cm}^2$

VI.3.2.1.2. Méthode 2 : par le CTICM⁶

La méthode CTICM vise à fournir des outils et des procédures standardisés pour le calcul et la vérification des structures en acier.

Nous avons un IPE 450, avec un effort normal de traction inférieur à $N' < 48\,000 \text{ N}$. il est possible alors d'utiliser cette méthode simplifiée pour avoir la surface de la platine et son épaisseur.

⁶ CTICM : Centre Technique Industriel de la Construction Métallique.

Section	b_p	h_p	t	$a_{wc} - a_{fc}$	N_u
IPE 100	110	140	10	3-3	13000
IPE 120	120	180	10	3-3	14900
IPE 140	130	210	10	3-3	14600
IPE 160	140	240	10	3-3	14400
IPE 180	140	260	10	3-4	13900
IPE 200	150	280	10	3-3	13500
IPE 220	150	280	10	3-3	13500
IPE 240	160	320	10	3-3	13000
IPE 270	180	350	12	3-3	17900
IPE 300	200	340	15	3-3	24000
IPE 330	200	380	15	3-3	25000
IPE 360	200	400	15	3-3	26000
IPE 400	220	440	20	4-4	45000
IPE 450	230	500	20	4-4	48000
IPE 500	240	550	20	4-4	48000

Figure VI-10: surface de la platine

VI.3.2.2. Vérifier la contrainte de compression sur la semelle de fondation

$$\sigma = \frac{N}{h_p b_p} = 0,78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 20 \text{ MPa}$$

VI.3.2.3. Epaisseur de la platine

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}} = 1,56 \text{ mm}$$

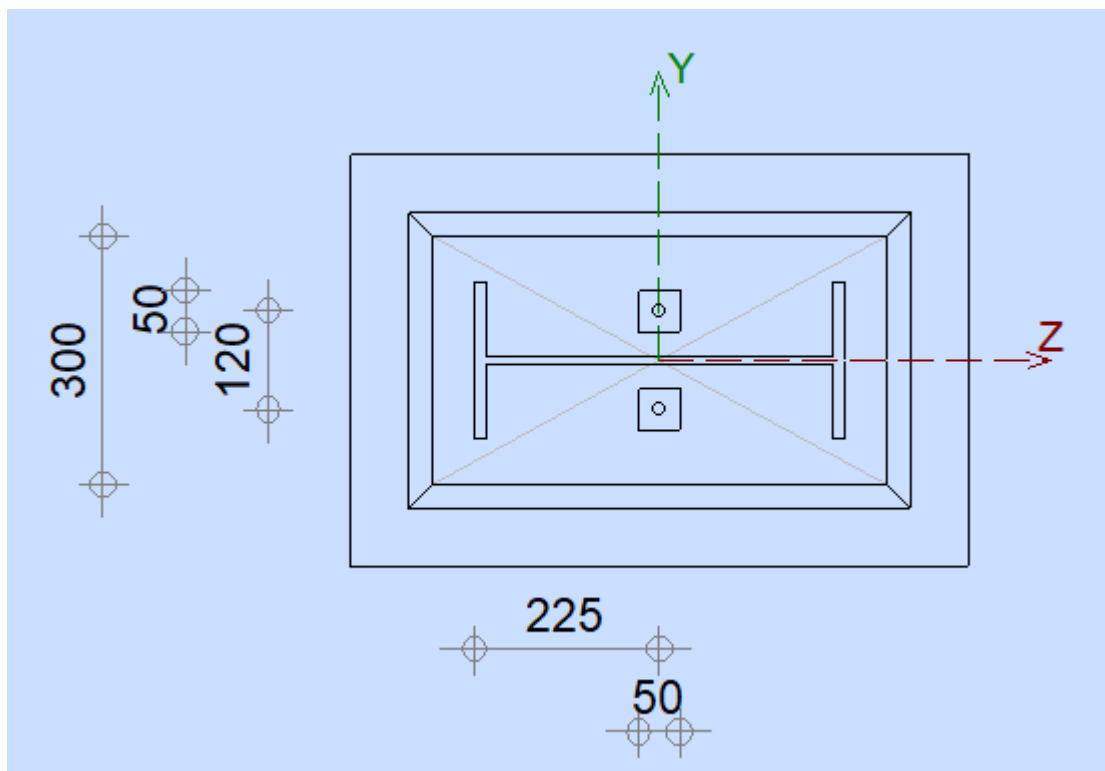
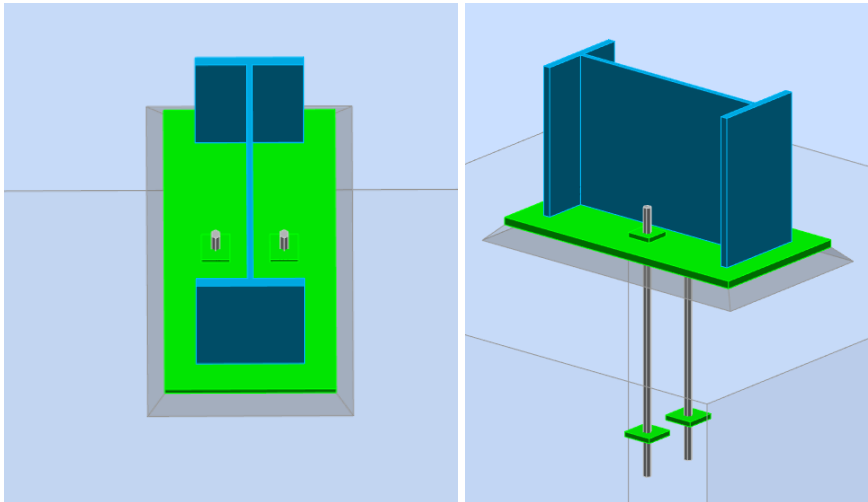
Pour des raisons constructives, il est préférable d'opter pour une épaisseur de 15 mm.

VI.3.2.4. Dimensionnement des tiges d'ancrage à l'aide des tableaux de CTICM

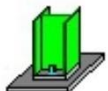

- Effort de traction par goujon : $N' = 42,8736 \text{ kN}$

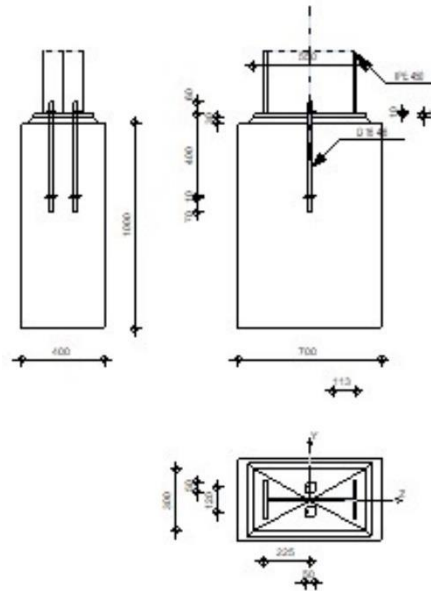
Nous choisissons des tiges de diamètre **16 mm de classe 4.6**, pour lesquelles l'effort de traction est de 21,70 kN.

Les figures suivantes montrent l'assemblage du pied de poteau :



Les détails de calcul du pied de poteau en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021	
	Calcul du Pied de Poteau articulé Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



Général

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé

VI.4.Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 450

$L_c =$	5.00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	450	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	190	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	98.82	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	33742.90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} =$	275.00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	405.00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} = 550$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 300$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 15$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ypd} = 235.00$ [MPa] Résistance

$f_{upd} = 365.00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Ancrage

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

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 240.00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 400.00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 1.57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2.01$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n = 2$ Nombre de rangées des boulons

$e_v = 120$ [mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 400$ [mm]

$L_3 = 70$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 60$ [mm] Longueur

$b_p = 60$ [mm] Largeur

$t_p = 10$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$f_y = 235.00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 50$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 50$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1.50	Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

L =	700	[mm]	Longueur de la semelle
B =	400	[mm]	Largeur de la semelle
H =	1000	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} =$ 25.00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12.00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0.30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p =$ 4 [mm] Plaque principale du pied de poteau

Efforts

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$	-43.00	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	10.00	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	10.00	[kN]	Effort tranchant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	16.67	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	14.47	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	35	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	84	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	260	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	219.24	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]

$c = 35$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$A_{c1} = 1012.69$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 785.32$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0.67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 23.88$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 716.44$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 1710.88$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 1710.88$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0.03 < 1.00$ **vérifié** (0.03)

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1.67$ 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]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 175.20$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 5.09$ 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]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 175.20$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0.37$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 2.01$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$\alpha_b = 0.37$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 400.00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 23.68$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2.00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 0.14$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 46$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1.20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 5.30$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 75.15$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2.00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2.16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 69.59$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 35.6$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0.60$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1.00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0.88$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1.00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1.00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1.00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2.16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 8.63$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

$V_{Rk,c,z} = 30.0$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0.75$	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)]
$\psi_{s,V,z} = 0.92$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1.00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1.00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1.00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 9.61$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
----------------------------	---	-------------

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0.30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 43.00$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 12.90$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 23.51$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
---------------------------	--	-------------

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0.43 < 1.00$	vérifié	(0.43)
------------------------------------	---------------	---------	--------

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 23.51$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
---------------------------	--	-------------

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0.43 < 1.00$	vérifié	(0.43)
------------------------------------	---------------	---------	--------

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0.85 < 1.00$	vérifié	(0.85)
--	---------------	---------	--------

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 3.60$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 3.60$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y } = 3.37$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z } = 2.97$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0.85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0.01 < 1.00$	vérifié	(0.01)
---	---------------	---------	--------

$\sigma_{\perp} = 3.60$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y11}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.03 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.03)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z11}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.03 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.03)$$

Composant le plus faible:

BOULON D'ANCRAGE AU CISAILLEMENT - AVEC BRAS DE LEVIER

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.85

VI.5. Dimensionnement des fondations

Le dimensionnement de la section des fondations est principalement effectué en utilisant la formule de base suivant :

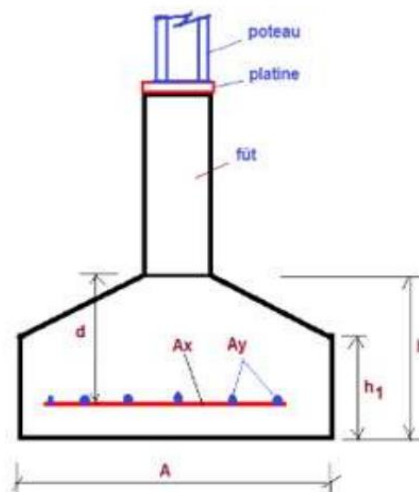
$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'état limite de service sous un poteau.

S: surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$: contrainte admissible du sol.



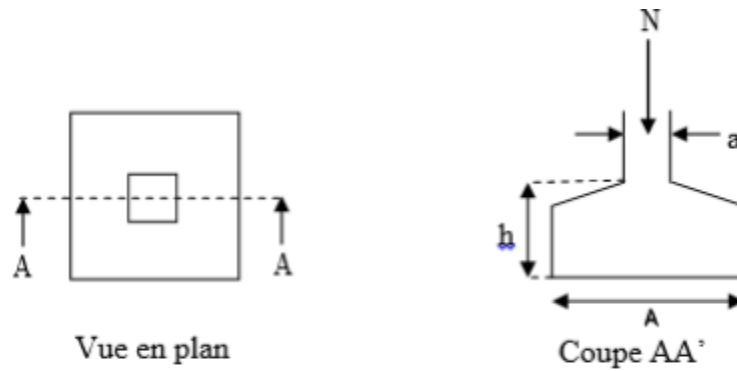


Figure VI-11: Vue en plan de la semelle

VI.5.1. Dimensionnement du Fût

Les conditions de débords nous aident à vérifier que la pièce peut fournir une étreinte transversale suffisante pour majorer la contrainte de compression admissible. Les minimaux à respecter sont :

$$d_a \geq \frac{a_0}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$d_b \geq \frac{b_0}{6} = \frac{55}{6} = 9,16 \text{ cm}$$

Nous prenons alors :

$$d_a = 10 \text{ cm}$$

$$d_b = 15 \text{ cm}$$

Ce qui donne un fût de dimensions suivantes :

$$a = 40 \text{ cm}$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

VI.5.2. Ferrailage du fût

Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035	12/06/2024
	sans nom	Page 1 / 2

Données saisies :

Largeur section :	0,4 m
Hauteur section :	0,7 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,07 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,07 m
Contrainte du béton : f_{cj}	30 MPa
Limite élastique de l'acier : f_e	400 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	0,85
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15

Effort normal ELU :	-39,75 kN
Moment fléchissant ELU :	0 kN*m

Effort normal ELS :	74 kN
Moment fléchissant ELS :	0 kN*m
Section armatures supérieures ELS :	0,57 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	0,57 cm ²

Fissuration préjudiciable
 Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0,57 cm ²
Section des armatures inférieures :	0,57 cm ²

Section entièrement tendue.

Section entièrement tendue :

$$A_{min} = B \frac{f_{t28}}{f_e} = 700 \times 400 \times \frac{2,1}{400} = 1470 \text{ mm}^2 = 14,7 \text{ cm}^2 > A_s = 0,57 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour la section d'armatures suivante :

$$8\text{HA}16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

Disposées comme suit :

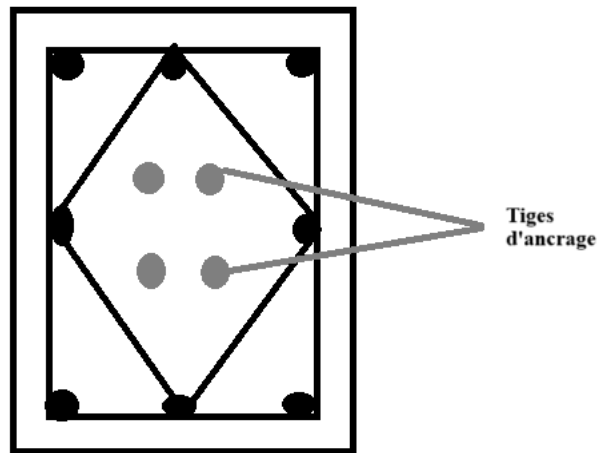


Figure VI-12: disposition des armatures et des cadres dans le fût

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	0,26 MPa
Contrainte des armatures supérieures :	3,94 MPa
Contrainte des armatures inférieures :	3,94 MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0,26 MPa
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	18 MPa
Contrainte admissible des armatures supérieures :	400 MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	400 MPa

VI.5.3. Dimensionnement de la semelle du poteau « IPE450 »

$$\begin{cases} a = 40 \text{ cm} \\ b = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

L'effort de sollicitations les plus défavorables :

$$\begin{cases} \text{ELU: } N_u = 217,93 \text{ kN} \\ \text{ELS: } N_{ser} = 147,097 \text{ kN} \end{cases}$$

Les moments à l'état limite ultime et de service sont nulles car sont nos poteaux sont articulés à la base.

VI.5.3.1. Détermination de A et B :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{147,097}{2 \times 10^2} = 0,735 \text{ m}^2$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{70} = 0,57 \Rightarrow A = 0,57B$$

$$S = A \times B = 0,57B^2 \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,735}{0,625}} = \sqrt{\frac{0,735}{0,57}} = 1,084 \text{ m}$$

$$A \geq 0,735 \times 1,1 = 0,808 \text{ m}$$

Le choix : $\begin{cases} A = 85 \text{ cm} \\ B = 110 \text{ cm} \end{cases}$

VI.5.3.1.1. Détermination de d et h :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow 10 \leq d \leq 45$$

$$d = 15 \text{ cm} \Rightarrow h = d + 5 = 20 \text{ cm}$$

VI.5.3.1.2. Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{0,85}{4} = 0,21 \text{ m} & \text{sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{1,1}{4} = 0,275 \text{ m} & \text{sens B} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0 \leq \begin{cases} 0,21 \text{ m} & \text{sens A} \\ 0,275 \text{ m} & \text{sens B} \end{cases} \Rightarrow \text{Vérifie}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0 \leq \begin{cases} 0,21 \text{ m} & \text{sens A} \\ 0,275 \text{ m} & \text{sens B} \end{cases} \Rightarrow \text{Vérifie}$$

VI.5.4. Calcul du ferrailage de la semelle :

À ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens A : } A_S = \frac{N_u(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{217,93(85-40)}{8 \times 15 \times 347,83} \times 10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens B : } A_S = \frac{N_u(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{217,93(110-70)}{8 \times 15 \times 347,83} \times 10 = 2,1 \text{ cm}^2$$

À ELS :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$\eta = 1,6$ Pour les aciers HA

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0,5 \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = 201,63$$

$$\text{Sens A : } A_S = \frac{N_{ser}(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{147,097(85-40)}{8 \times 15 \times 201,63} \times 10 = 2,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens B : } A_S = \frac{N_{ser}(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{147,097(110-70)}{8 \times 15 \times 201,63} \times 10 = 2,44 \text{ cm}^2$$

$A_S(\text{ELS}) > A_S(\text{ELU})$, Donc :

$$\text{Sens A : } A_S = 2,74 \text{ cm}^2, \text{ on choisit : } 4T10 \Rightarrow A_S = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens B : } A_S = 2,44 \text{ cm}^2, \text{ on choisit : } 4T10 \Rightarrow A_S = 3,14 \text{ cm}^2$$

VI.5.4.1. Détermination de la hauteur du patin (e) :

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm} ; 15\text{cm}) = \max(6 \times 1,0 + 6 ; 15) = 15 \text{ cm}$$

Donc : on prend $e = 15 \text{ cm}$

$$d \geq e \Rightarrow d = 15\text{cm} = e = 15 \text{ cm} \text{ C'est vérifié}$$

VI.5.4.2. Calcul de l'espacement :

$$\text{Sens A : } S_t = \frac{A-2\text{enrobage}}{n-1} = \frac{85-20}{3} = 21,17 \text{ cm} , \text{ on choisit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens A : } S_t = \frac{B-2\text{enrobage}}{n-1} = \frac{110-20}{4} = 22,5 \text{ cm} , \text{ on choisit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

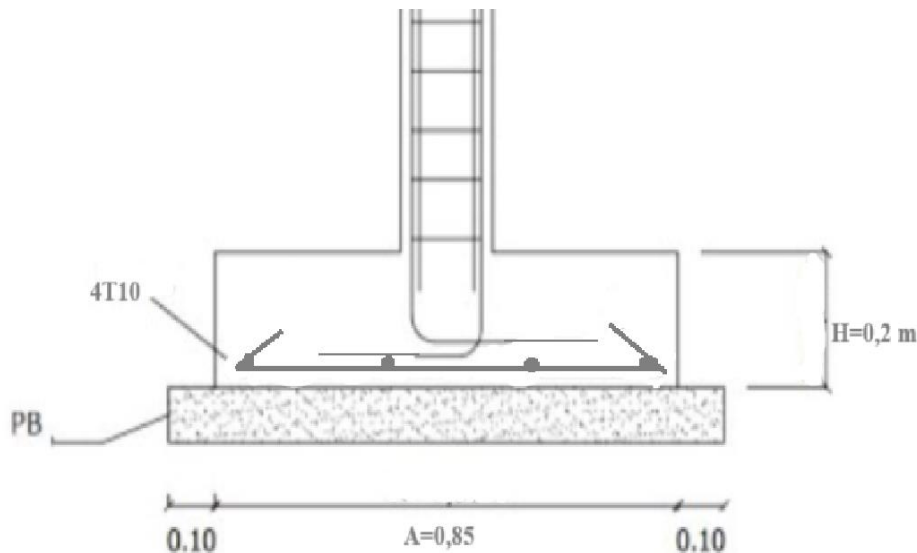


Figure VI-13: disposition des armatures dans la semelle

VI.5.5. Dimensionnement des longrines

Selon le RPA version 2003 les dimensions minimales sont de $(25 \times 30)\text{cm}^2$ (Catégorie S_2).

VI.5.6. Calcul du ferrailage des longrines

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Dans notre cas, les longrines ne sont pas obligatoires, il convient donc de les dimensionner en considérant un site S3 au lieu d'un site S2.

$$\alpha = 15 \begin{cases} \text{zone sismique: } I \\ \text{site } S_3 \end{cases}$$

ELU :

$$N_u = 217,93 \text{ kN}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{614,10}{12} = 14,53 \text{ kN} > 20 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{14,53}{345,83} \times 10 = 0,42 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$N_{ser} = 147,097 \text{ kN}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{439,78}{12} = 12,26 \text{ kN} > 20 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{12,26}{201,63} \times 10 = 0,607 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99 version 2003 exige un ferrailage minimum 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm ; 15ϕ)

$$A_{min} = 0,6\%(30 \times 25) = 4,5 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T10 ; $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$

VI.5.6.1. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{300}{35} ; 10 ; \frac{250}{10}\right) = 8,6 \text{ mm}$$

$\phi_t = 8 \text{ mm}$ est retenu.

VI.5.6.2. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\phi_{min}) = (20 \text{ cm} ; 15 \times 1,2)$$

Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$

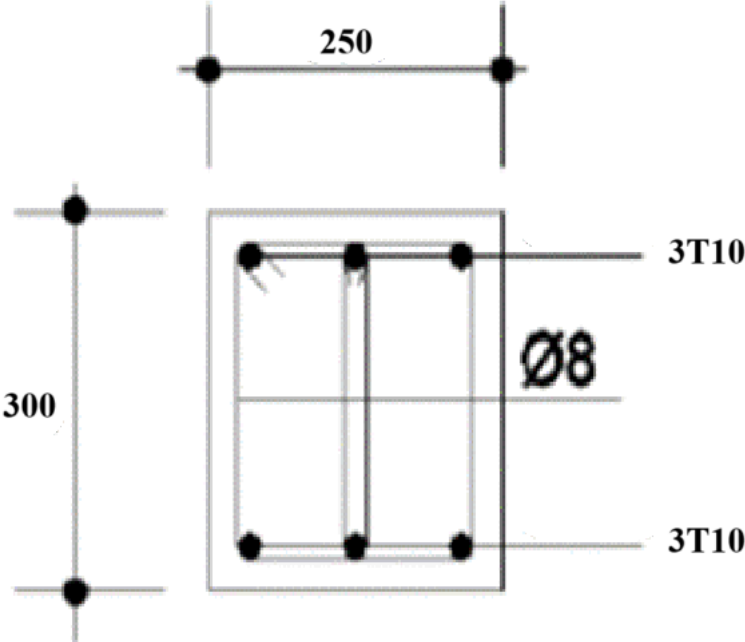


Figure VI-14: Disposition des armatures dans les longrines

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'approfondir significativement notre formation à l'ENSTP dans le domaine de la conception et du calcul des structures en charpente métallique et des infrastructures en béton armé. Nous avons commencé par la lecture et la compréhension des plans d'architecture, l'exploitation des données géotechniques du sol d'assise, puis utilisé des logiciels de modélisation numérique et de calcul de ferrailage, tout en respectant les dispositions constructives réglementaires régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction en génie civil.

Le projet est composé de plusieurs portiques espacés régulièrement. L'analyse dynamique et statique a donné des résultats très satisfaisants en termes de stabilité et de résistance globale de la structure. Cette étude nous a également permis de conclure les points suivants :

- Le prédimensionnement des éléments structuraux dépend principalement de leur emplacement et de leur fonctionnement.
- Un modèle numérique efficace est un modèle qui considère à la fois la modélisation de l'ensemble des éléments structuraux intervenant dans la stabilité et la résistance de la structure, ainsi que les éléments secondaires inclus dans les calculs de charges additionnelles. Un tel modèle permet d'obtenir un comportement dynamique meilleur et plus proche de la réalité.
- Étant donné que la structure est implantée dans une zone de faible sismicité et compte tenu du poids relativement léger de la charpente métallique, nous avons constaté que l'action du vent est plus défavorable que celle du séisme pour notre cas d'étude.
- Pour renforcer cette stabilité de la structure contre les efforts horizontaux tels que le vent et les séismes, des systèmes de contreventement ont été intégrés.
- Pour l'ensemble des éléments structuraux, la résistance et la stabilité ont été calculées et vérifiées vis-à-vis des différents phénomènes d'instabilités conformément aux règlements en vigueur (RPA99v2003, CBA93/BAEL, CCM97).
- Ce projet nous a permis de calculer différents types d'assemblages.
- Concernant le système de fondation choisi, vu la bonne capacité portante du sol, il s'est avéré qu'un système de fondation en semelles isolées est largement suffisant.

- Nous avons également pu dimensionner différentes sections d'armatures (treillis soudé, armature de fût avec tige d'ancrage, armature de semelle et armature des longrines), et calculé le dallage industriel, ce qui a été particulièrement intéressant.
- Ce travail nous a donné l'opportunité d'utiliser un certain nombre de logiciels de calcul et de modélisation numérique, tels que ETABS 18, Robot Structural Analysis, Safe CSI 20, Socotec 2, AutoCAD, MS Excel.

Enfin, cette expérience nous a offert bien plus que l'acquisition de connaissances théoriques. Elle nous a permis de transcender ces connaissances en compétences pratiques, de manière à préparer au mieux notre transition vers le monde professionnel passionnant de l'Engineering. Cette démarche a été une véritable aventure, nous confrontant à une variété de défis passionnants. De la gestion du temps à l'optimisation des structures, chaque étape a été une opportunité de croissance et d'apprentissage.

Références bibliographiques

[1] **Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie.** (2003). *Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003).*

[2] **Centre National d'Études et de Recherches Intégrées du Bâtiment (CNERIB), Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie.** (2013). *D.T.R-C2.47 : 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 2 : Calcul des structures en béton - 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] **Association Française de Normalisation (AFNOR).** NF P 11-213 (DTU 13.3) : *Règles de Conception et de Calcul des Fondations Superficielles.*

[7] **Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie.** D.T.R-B.C-2.48 : *Charges Permanentes et Surcharges d'Exploitation.*

[8] **Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie. D.T.R-B.C-2.33 :**
Règlement de Calcul des Fondations Superficielles.

[9] **Muzeau, Jean-Pierre (Dir.).** *La Construction Métallique avec les Eurocodes.* Paris : Éditions Eyrolles, (Collection « Constructions métalliques », n° 3), 1 volume, 2015.

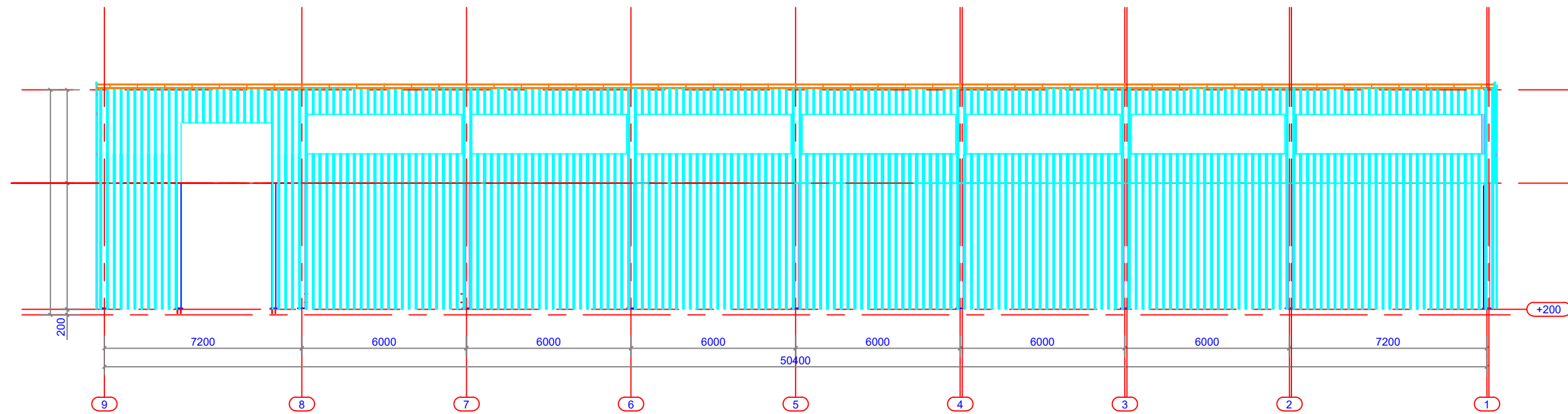
[10] **Dahmani, L,** *Calcul Pratique des Eléments de Constructions Métalliques.* Office des Publications Universitaires, 2004.

[11] **Tahar, Naila et Ouadha, Nakhla.** *Conception et Calcul Parasismique d'une Piscine Semi-Olympique en Béton Armé et une Toiture en Charpente Métallique.* Mémoire de Master, sous la direction de Dr. Taffraout Salim et Dr. Djijili Faycel, Université de Blida 1, Faculté de Technologie, Département de Génie Civil, septembre 2022.

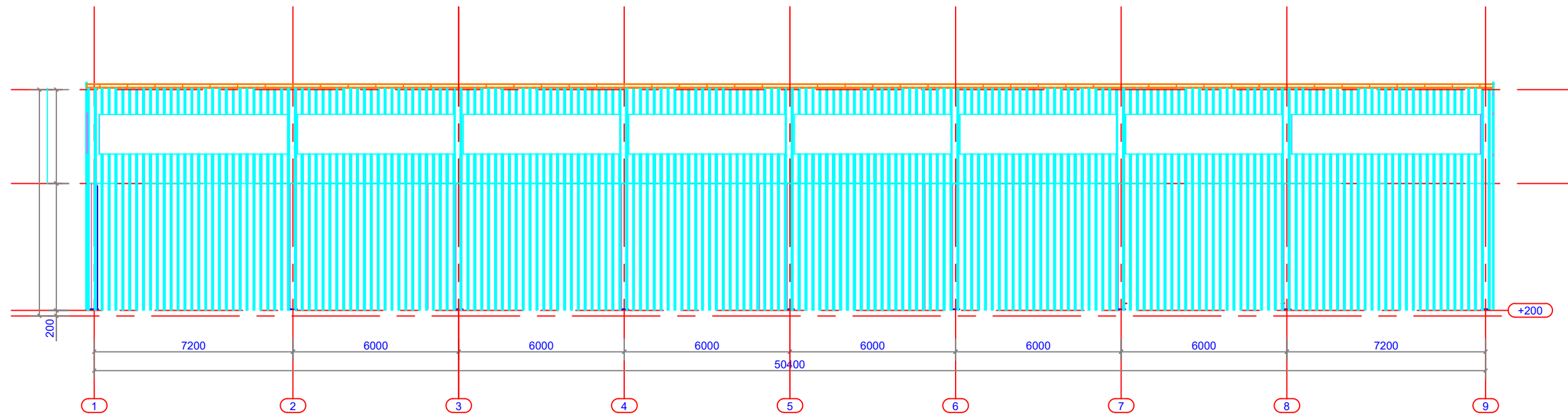
ANNEXE 1

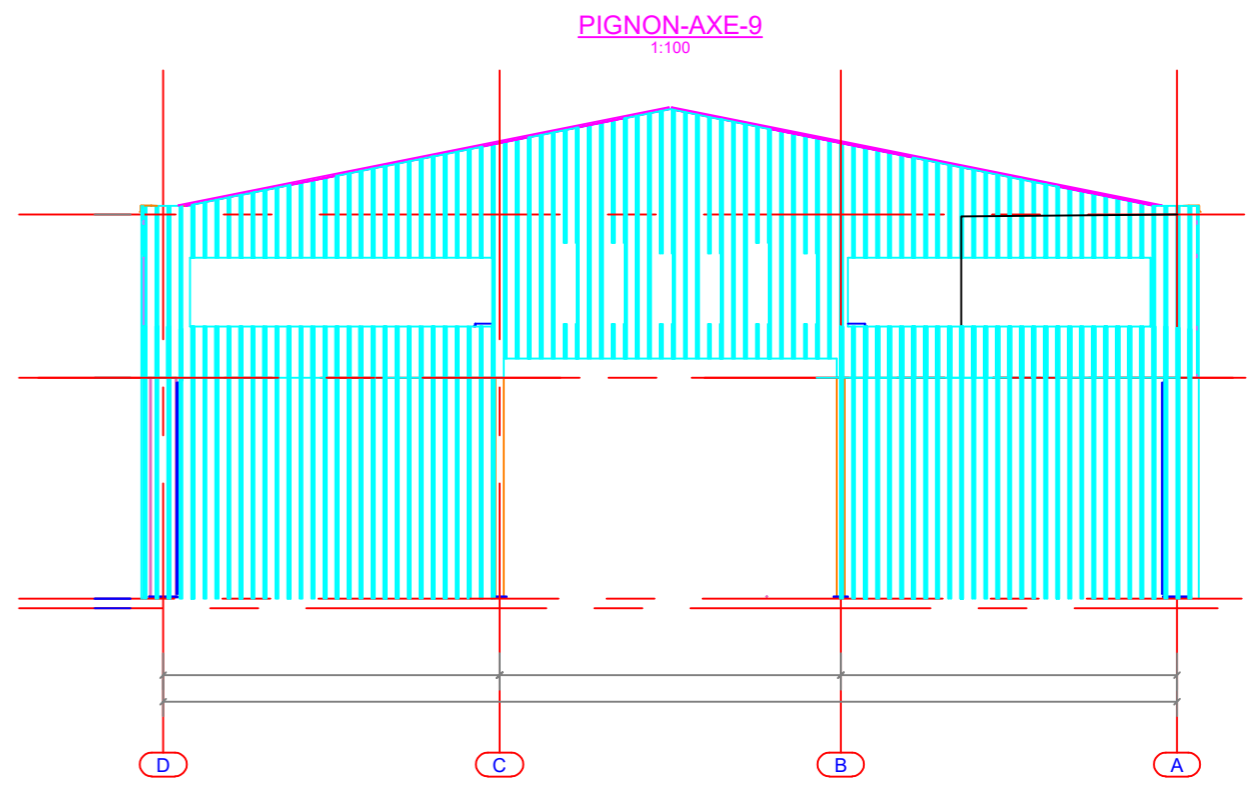
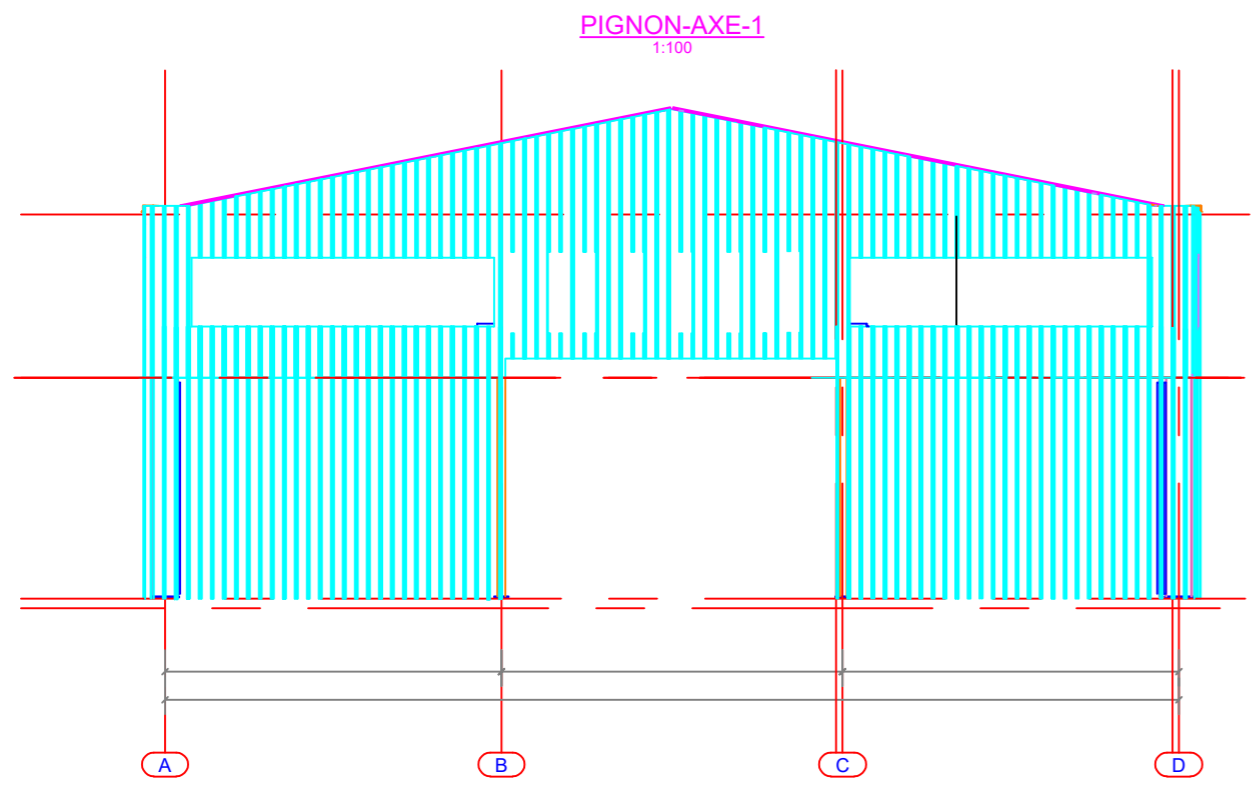
Vue en élévation Long pan

LONG PAN FILE-A
1:100



LONG PAN FILE-D
1:100





Vue en élévation du pignon

ANNEXE 2

