

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : TECHNOLOGIE
Département : GÉNIE CIVIL
Domaine : Sciences et technologie
Filière : GÉNIE CIVIL
Spécialité : Construction métalliques et mixtes

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**CALCUL D'UN HANGAR EN CHARPENTE Métallique avec
pont roulant**

Présenté par : *Boucenna Rania*

Daghmous Radhia

Encadrant : *OUCIEF HOUCINE* PROFESSEUR Université Badji-
Mokhtar Annaba

Jury de Soutenance :

Slimani faycel	MCA	Université Badji Mokhtar Annaba	Président
Oucief houcine	PR	Université Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
Fellah farid	MCA	Université Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

*Avant tout nous remerciant Dieu pour nous avoir
donner la force et la patience pour mener ce travail
Nous tenons à présenter nos vifs remerciements à
notre promoteur Mr .oucief. pour son suivi et ses
orientations tout au long de l'élaboration de ce
travail, en lui expriment notre profonde gratitude.
Nos remerciements à l'ensemble des enseignants de
l'université de Annaba, plus particulièrement aux
enseignants de la Faculté de Sciences de l'ingénieur.*

DEDICACE

C'est grâce à Dieu, seul, que on a pu achevée ce travail et je souhaite la partager avec toutes les personnes que j'aime et qui m'ont soutenu tout au long de ce projet Je dédie ce travail :

***À mon cher grand-père Mnawer kəslani, ♥** en reconnaissance de vos efforts qui continuent de m'inspirer chaque jour. Votre exemple de persévérance, d'intégrité et de générosité m'accompagnera toujours dans ma vie professionnelle et personnelle. Même si tu n'es plus avec nous, ton âme vivra toujours dans mon cœur et dans mes actions. Puisse cette petite réalisation vous rendre fiers et témoigner du précieux héritage que vous avez laissé derrière vous. Que ton âme repose en paix, mon cher cœur*

***À ma chère grande mère Merabet mariame** , je suis reconnaissante pour tes conseils avisés et ton soutien sans faille.*

*A mes chères parents **papa Chirife** et **maman Souad** merci d'être les meilleurs Parents au monde, qu'Allah vous accorde une longue vie et une bonne santé, je vous aime .*

***A mon petit frère Adem** et **mes petites sœurs Roya et Rafife** qui sont toujours là pour me procurer la joie dans ma vie je vous aime très énormément.*

***A ma chère amie Nadjla** qui a été toujours là pour moi, qui me procurer la joie et le bonheur et le soutien dans les moments difficiles*

*A toutes les membres de **ma famille Boucenna et kəslani** pour leur mots d'encouragement et leur soutien .*

*Enfin je dédie ce modeste travail à **ma chère binôme Radia** pour son aide et son support durant la réalisation de ce travail .*

Rania Boucenna

DEDICACE

Pour que ma réussite soit complète je le partage avec tous les personnes que j'aime

*Je dédie ce modeste travail à :
Mes très chers parents pour leur amour et pour le courage et la volonté qu'ils m'ont inculqués.*

A Mon cher fils (Oubay) .

A Mes sœurs surtout ma sœur Nassima

A Mon mari

A toute la famille DAGHMOUS.

A mon amie Boubekeur Amina

À mon binôme Rania boucenna

Au professeur Oucief Houcin

Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite

À tous mes amis sans exception

Merci pour tous ces moments simples qui sont devenus

Inoubliables grâce à vous

Merci pour ton soutien moral, ta patience et ta compréhension et surtout ta sympathie.

À tous ceux que j'aime.

Merci !

Radia Daghmou

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et dimensionnement d'un hangar d'charpente métallique situé à la commune de Sidi Amar, Wilaya de « ANNABA », stabilisés par des contreventements, en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques (neige et vent) selon le règlement Algérien « RNV 99 version 2013 », ensuite le dimensionnement des différents éléments secondaires, après l'étude d'un pont roulant plus le plancher mixte, après l'étude des éléments structuraux a puis , l'étude des assemblages selon le « CCM 97 », et comme logiciel j'ai utilisé le « ROBOT ». La mémoire a été achevée par une conclusion.

Mots clés : Charpente métallique – Hangar industrielle – Dimensionnement-Assemblage.

Abstract

Our graduation project consists in making a study and dimensioning of a metal structure shed located in the town of Sidi Amar, Wilaya of "ANABA"., stabilized by bracing, in the first place the evaluation of loads and overloads as well as the effects of climatic actions (snow and wind) according to the Algerian regulation "RNV 99 version 2013", then the dimensioning of the various secondary elements, after the study of an overhead crane plus the mixed floor, after the study of the structural elements a then, the study of the assemblies according to the "CCM 97", and as software I used the "ROBOT". The memory was completed with a conclusion. Keywords: Metal frame – Industrial hangar – Sizing-Assembly.

ملخص: يتكون مشروع التخرج لدينا من إجراء دراسة وأبعاد سقيفة هيكل معدني تقع في مدينة سيدي عمار بولاية "عنابة"، مثبتة عن طريق الدعامه، في المقام الأول تقييم الأحمال والأحمال الزائدة وكذلك تأثيرات الإجراءات المناخية (الثلج والرياح) وفقا لللائحة الجزائرية "RNV 99 نسخة 2013"، ثم أبعاد العناصر الثانوية المختلفة، بعد دراسة رافعة علوية بالإضافة إلى الأرضية المختلطة، وبعد دراسة العناصر الهيكلية، ثم دراسة التجميعات وقال "CCM 97"، وكبرنامج استخدمت "ROBOT". اكتملت الذاكرة بخاتمة. الكلمات الدالة: إطار معدني – حظيرة صناعية – تجميع التحجيم.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
I.CHAPITRE I.....	4
I.1 - Introduction :	5
I .2- Présentation du projet :	5
I.2.1 - Données géométriques de l'ouvrage :	6
I.2.2- Localisation et données concernant le site :	6
I.2.3 -Les portes et les ouvertures :	7
I.2.4 - Couverture et bardage :	7
I.2.5 - Règlements utilisés :	7
I.2.6 - Matériaux utilisés en charpente métallique :	7
I.2.7 - Les assemblages :	7
I.4.1 - Vue de la structure par l'ogusiale robot	9
CHAPITRE II	14
Etude climatique	14
II.1 - Introduction :	15
II.2 - Calculs au vent :	15
II.2.1 - Calcul du coefficient dynamique Cd :	16
II.2.2 - Détermination de la pression dynamique de pointe qp :	16
II.3 -Détermination des coefficients de pression Cpe et Cpi :	19
3.1.1 - Calcul des différentes pressions sur la structure :	24
3.2.1 - Calcul des différentes pressions sur la structure :	30
II.4 - Etude de la neige :	32
II.4 .2- Domaine d'application :	32
II.4 3-La charge de neige sur le sol :	33
CHAPITRE III :	35
Dimensionnement des éléments secondaire.....	35
III.1. Introduction :	36
III.2. Étude des pannes de couverture :	36
III.2.1 -Définition :	36
III.2.2 -Données :	37
III.2.3-Evaluation des charges et surcharges :	37
III.3 - Les combinaisons actions:	39
III.3 - Principe de pré dimensionnement :	40

III.3.1 - Vérification à l'ELS (flèche) :	40
III.4- Dimensionnement des pannes :	41
III.4.1 - Condition de la flèche (l'ELS) :	41
III.4.2 - Condition de la résistance (ELU) :	42
III.5 - Calcul de l'échantignole :	46
III.6 - Calcul des lisses de bardage :	48
III.6.1 - Détermination des charges et surcharges :	49
III.6.2 - Condition de la flèche :	50
III.6.3 - Condition de la résistance (ELU) :	51
III.7 - Calcul des potelets :	53
III.7.1. Détermination des sollicitations.....	53
III.7.2- Evaluation des charges et surcharges :	53
III.7.3 - Le pré dimensionnement du potelet :	54
III.7.4 - Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à l'ELU :	55
III.7.5- Vérification de la stabilité au déversement λ_{LT} :	58
CHAPITRE IV :	60
IV.1. Introduction :	62
IV.2. Caractéristique du pont roulant :	62
IV.2 1. Classification du pont :	63
IV.3. Etude de la poutre de roulement :	64
IV.3.2. Charges horizontales transversales avec majoration dynamique :	66
IV.4.1. Evaluation de charges :	67
IV.4.2. Choix du rail :	68
IV.4.3. Vérification de la flèche verticale :	69
IV.4.4. Détermination des efforts :	70
IV.5. Vérification de la section à la résistance :	73
IV.5. 1. Vérification de la flexion bi-axiale composée :	73
IV.6. Calcul du support du chemin de roulement :	78
IV.6. 1. Pré dimensionnement du support :	78
IV.6. 2. Evaluation des charges :	78
IV.6. 3. Calcul des sollicitations internes :	79
IV.6. 4. Vérification de la flexion (déviée) :	81
IV.6. 5. Vérification au cisaillement :	81
IV.6. 6. Vérification au déversement :	82
IV.6. 7. Vérification de la flèche :	82

CHAPITER V :	84
V: Etude de contreventementset Stabilité.....	85
V.1 : Introduction :	85
V.2 - Contreventement de toiture :	86
V.2.1 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :	86
V.2.2- Efforts de traction dans les diagonales :	87
V.2.3 - Section des diagonales :	87
V.2.4 Vérification des diagonales à la traction :	88
V.2.5 - Vérification des montants (panne intermédiaire,).....	88
V.2.6. Vérification de la panne aux instabilités (flambement et déversement) :	91
V.2.7 - Stabilité verticale :	92
V.3.1 Calcul des efforts dans les barres	93
IV.3.2 - Dimensionnement de la diagonale :	94
IV.4 - Pré dimensionnement de la panne sablière :	96
CHAPITRE VI :	99
VI.1. Introduction :	99
VI.2. Calcul du portique :	99
VI.2.1 Charges permanentes :	99
VI.2.2 : Charges climatiques :	100
VI.2.3 Charges du pont roulant :	101
VI.3. Combinaisons de charges :	101
VII.1. Introduction :	115
VII.2 - Calcul d'assemblage de rive (traverse – poteau) :	115
VII.3 - Calcul d'assemblage de faîtage (Traverse-Traverse) :	127
VII.5- Calcul d'assemblage Support poutre pont roulant – Poteau :	146
VIII.1 Introduction :	160
VIII.2 Efforts sollicitant :	160
VIII.3 Dimensionnement de la plaque d'assise :	160
VIII.4 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :	161
VIII.5 CALCUL DES FONDATIONS :	162
VIII.5.1 Choix du type de fondations :	162
VIII.6 -Calcul de ferrailage : Le calcule se fait à L'ELU et la vérification à L' ELS :	164
VIII.7.1 Dimensionnement des longrines :	167
VIII.7.2 Ferrailages des longrines :	168

Liste des Figures

Figure I : vue en 3D de la structure	Error! Bookmark not defined.
Figure II: Localisation du site du projet.....	Error! Bookmark not defined.
Figure III I.3 : Vue en perspective 3d	Error! Bookmark not defined.
Figure IV I.4 : Vue sur pignon	Error! Bookmark not defined.
Figure V I.5 : Vue sur le long pan.....	Error! Bookmark not defined.
Figure VI I.6 : Vue en plan (toiture)	Error! Bookmark not defined.
Figure VII I.7 : Vue en coupe sur pignon	Error! Bookmark not defined.
Figure VIII I.8 : Vue en coupe sur le long pan. .	Error! Bookmark not defined.
Figure Fig I.1.Façade principal scondaire.....	Error! Bookmark not defined.
Figure II.1 : Les directions principales du vent V1, V2.....	Error! Bookmark not defined.
Figure II.2 : Hauteur de référence Ze et profil correspondant de la pression dynamique	Error! Bookmark not defined.
Figure II.3 : Légendes pour les parois verticales	Error! Bookmark not defined.
Figure II.4 : Les valeurs de Cpe qui correspondent à chaque zone des parois verticales sensV1.....	Error! Bookmark not defined.
Figure II.5 : Légende pour la toiture à deux versants	Error! Bookmark not defined.
Figure II.6 : Répartition des zones de vent sur la toiture. ..	Error! Bookmark not defined.
Figure II.7 : Répartition des Cpe sur la toiture dans le sens V1.	24
Figure II.7 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V1 avec Cpi=- 0,134	Error! Bookmark not defined.
Figure II.8 : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec Cpi=- 0.134	Error! Bookmark not defined.
Figure II.9 : Répartition des Cpe sur les parois dans le sens V2.....	Error! Bookmark not defined.
Figure II.10 : Répartition des Cpe sur la toiture dans le sens V2.	Error! Bookmark not defined.
Figure II.11 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V2 avec Cpi =-0.293.....	Error! Bookmark not defined.
Figure II.12 : Répartition des Cpe sur la toiture dans le sens V2 avec Cpi=-0.293	Error! Bookmark not defined.
Figure II.13 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.	Error! Bookmark not defined.
Figure II.14 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.	Error! Bookmark not defined.

Figure III.1. Disposition de la panne..... **Error! Bookmark not defined.**

Figure III.2 : Répartition des charges ponctuelle sur la portée de la panne. **Error! Bookmark not defined.**

Figure III.3 : Représentation de cisaillement de la panne.. **Error! Bookmark not defined.**

Figure III.4 : Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure..... **Error! Bookmark not defined.**

Figure III.5 : Coupe transversale de l'échantignole. 46

Figure III.6 : Disposition de la lisse de bardage.. **Error! Bookmark not defined.**

Figure.III .7: Disposition des potelets **Error! Bookmark not defined.**

Figure.IV.1 : Représentation d'un pont roulant. . **Error! Bookmark not defined.**

Figure. IV.2 : Représentation d'un pont roulant. **Error! Bookmark not defined.**

Figure. IV.3 : réactions verticales aux galets **Error! Bookmark not defined.**

Figure. IV.4 : Schéma de la poutre de roulement. **Error! Bookmark not defined.**

Figure. IV.5 : Caractéristiques du rai **Error! Bookmark not defined.**

Figure IV.6 : moment fléchissant dû aux charges mobiles. **Error! Bookmark not defined.**

Figure IV.7. Effort tranchant dû aux charges mobiles. **Error! Bookmark not defined.**

Figure IV.8. Charge et effort tranchant dues au chemin de roulement. **Error! Bookmark not defined.**

Figure IV.8. Charge et effort tranchant dues au chemin de roulement. **Error! Bookmark not defined.**

Figure V.6. 4. Vérification de la flexion (déviée) : **Error! Bookmark not defined.**

Figure. V.1. Dispositions des contreventements. **Error! Bookmark not defined.**

Figure. V.2. Schéma des poutres au vent **Error! Bookmark not defined.**

Figure IV.2 : Palées de stabilité en verticale..... **Error! Bookmark not defined.**

Figure IV.3 : Statique de la poutre sablière..... **Error! Bookmark not defined.**

Figure VI .1 : Vue de face du portique..... **Error! Bookmark not defined.**

Figure. VI.2 : Distribution des charges permanentes **Error! Bookmark not defined.**

Figure. VI .3 : Distribution des charges de neige..... 100

Figure. VI .5 : Distribution des charges du pont roulant.... **Error! Bookmark not defined.**

Figure VI.1 : Combinaisons de charges **Error! Bookmark not defined.**

Figure. VI .6 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU .. **Error! Bookmark not defined.**

Figure VII .8: Diagramme des moments fléchissent à l'ELU.. **Error! Bookmark not defined.**

Figure VI .9 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS..... 103

Figure VI.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.**Error! Bookmark not defined.**

Figure VI .11: Diagramme des moments fléchissent à l'ELS.. **Error! Bookmark not defined.**

Figure VII .1: Représentation de l'assemblage Poteau–Traverse**Error! Bookmark not defined.**

Figure VII.2: Représentation de l'assemblage Traverse – Traverse.....**Error! Bookmark not defined.**

Figure. VII.3 : Représentation de l'assemblage pied de poteau.....**Error! Bookmark not defined.**

Figure. VII.4: Représentation de l'assemblage support poutre pont roulant - poteau. **Error! Bookmark not defined.**

Figure VII.4: Représentation de l'assemblage support poutre pont roulant - poteau. **Error! Bookmark not defined.**

Liste des tableaux

Tableau 1 II.1 : des valeurs de pression dynamique..... **Error! Bookmark not defined.**

Tableau 2 II.2 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1 .**Error! Bookmark not defined.**

Tableau 3 II.3 : Le tableau des valeurs de Cpe de chaque zone dans le sens V1.....**Error! Bookmark not defined.**

Tableau 4 II.5 : Les valeurs de Cpe qui correspondent **Error! Bookmark not defined.**

Tableau 5 II.6 : les valeurs de cpi en fonction de h/d..... **Error! Bookmark not defined.**

Tableau 6 II.6 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec Cpi=-0,134.**Error! Bookmark not defined.**

Tableau 7 II.7 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec cpi =-0.134.**Error! Bookmark not defined.**

Tableau 8 II.8 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2**Error! Bookmark not defined.**

Tableau 9 II.9 : Les valeurs des cpe sur les parois dans le sens V2. **Error! Bookmark not defined.**

Tableau 10	II.9 : Les valeurs des cpe sur les parois dans le sens V2	Error! Bookmark not defined.
Tableau 11	II.10 : Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens V2	Error! Bookmark not defined.
Tableau 12	II.11 : Les valeurs des Cpe sur la toiture dans le sens V2 ...	Error! Bookmark not defined.
Tableau 13	II.12 : valeurs de Cpi en fonction de h/d.	Error! Bookmark not defined.
Tableau 14	II.13 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 avec $C_{pi} = -0.293$	Error! Bookmark not defined.
Tableau 15	II.14 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi} = -0.293$	Error! Bookmark not defined.
Tableau 16	III.1 : Coefficients de flambement correspondant à la section. ...	Error! Bookmark not defined.
Tableau 17	IV.1 : Dimensions du pont roulant	Error! Bookmark not defined.
Tableau 18	IV.2 : Caractéristiques mécaniques du pont	Error! Bookmark not defined.
Tableau 19	IV.3 : Classification des ponts selon l'intensité de d'usage.	Error! Bookmark not defined.
Tableau 20	IV.4 : Classement des ponts selon la variation des charges à soulever	Error! Bookmark not defined.
Tableau 21	IV.5 : coefficients de calcul des charges	Error! Bookmark not defined.
Tableau 22	IV.6 : Récapitulatif des réactions sur les galets....	Error! Bookmark not defined.
Tableau 23	IV.7 : Caractéristiques du profilé HEB 320	Error! Bookmark not defined.
Tableau 24	IV.8 : Caractéristiques du rail.....	Error! Bookmark not defined.
Tableau 25	IV.9 : Caractéristiques du profilé HEA 320	78
Tableau 26	V.1 : valeurs des efforts dans les diagonales	Error! Bookmark not defined.
Tableau 27	VI.1 : Combinaisons de charges	Error! Bookmark not defined.

Liste des notations

Les principales notations utilisées sont les suivants :

Charge :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations

S : Surcharge climatique de Neige.

V : Surcharge climatique de Vent.

Sollicitation :

M_{Sd} : Moment fléchissant

M_{Rd} : Moment résistant

M_{Pl} : Moment plastique

M_{Cr} : Moment critique

$M_{pl,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique.

$M_{b,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement

$N_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute

$N_{b,Rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement

N_{Sd} : Effort normal

$N_{t,sd}$: Effort normal de traction

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

N_{pl} : Effort normal plastique

$V_{pl,Rd}$: Résistance plastique de la section brute à l'effort tranchant.

Caractéristique du matériau :

E : Module d'élasticité longitudinale.

f_y : Limite élastique du matériau.

f_u : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.

Caractéristiques géométriques et mécaniques des sections :

A : Section brute d'une pièce

A_{net} : Section nette d'une pièce

A_{eff} : Aire de la section efficace

A_w : Section de l'âme

A_v : Aire de cisaillement

I_y : Moment d'inertie suivant l'axe yy.

i_{yz} : Rayon de giration de la section.

t_f : Épaisseur de la semelle.

t_w : Épaisseur de l'âme.

I_w : Facteur de gauchissement.

b : Largeur de la semelle.

h : Hauteur de la section.

L : Longueur de l'élément.

W_{ply} : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe yy

W_{elz} : Module élastique de la section.

W_{eff} : Module élastique efficace de la section..

G_p : Poids propre.

ν : Coefficient de poisson (nu).

μ_s : Moment ultime à L'ELS (mu).

: Moment réduit à L'ELU.

Caractéristiques géométriques et mécaniques des boulons

d : Diamètre des boulons.

d_0 : Diamètre des trous de fixation.

A_s : Section des boulons.

f_{ub} : Résistance à la traction des boulons.

f_{yb} : Limite d'élasticité des boulons.

Autres symboles :

γ_{M0} : Facteur partiel de sécurité du matériau.

Ψ : Coefficient de combinaison.

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).

λ : Élancement.

λ_1 : Élancement Eulérien.

χ : Facteur de réduction pour flambement.

χ_{LT} : Facteur de réduction pour déversement.

α : Facteur d'imperfection pour le flambement.

λ_{LT} : Elancement réduit pour le flambement.

$\chi_{y,z}$: Coefficient de réduction pour le mode de flambement

α_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement.

$\lambda_{y,z}$: Elancement géométrique pour le mode de flambement.

$\lambda_{y,z}$: Elancement réduit pour le mode de flambement.

λ_{cr} : Elancement critique d'Euler.

$\beta_{My,z}$: Facteur d'imperfection pour le déversement.

C_t : Coefficient de topographie

C_r : Coefficient de rugosité

C_p : Coefficient de pression

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

C_e : Coefficient d'exposition

C_d : Coefficient dynamique

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier

G : Module d'élasticité transversale de l'acier

G : Charge permanente

K_0 : Coefficient de flambement

K_T : Facteur de terrain

L : Longueur

INTRODUCTION GENERALE

➤ Introduction :

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « Construction métallique & mixtes » à l'Université BADJI MOKHTAR « ANNABA », nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE),

L'objectif de ce projet est de nous confronter à une situation professionnelle liée à la science et à la technique, en rassemblant toutes les compétences nécessaires pour travailler en tant qu'ingénieur au quotidien.

Notre projet consiste en la conception d'un hangar en charpente métallique situé à Sidi Amar, dans la wilaya de Annaba, Actuellement en Algérie l'utilisation de la charpente métallique est limitée dans le domaine industriel, les autres domaines se basent plus essentiellement sur le béton, bien que les structures en acier présentent de nombreux avantages, tels que leur légèreté, leur installation rapide sur place, leur facilité de modification ultérieure et leur encombrement réduit. Néanmoins, il convient de souligner que l'acier présente également quelques inconvénients, notamment la corrosion, une résistance au feu relativement faible et un coût élevé, donc une protection de toutes les structures en acier est indispensable avec une bonne gestion du budget.

Dans ce projet de fin d'études, nous appliquerons et approfondirons les connaissances et les informations acquises tout au long de notre cursus, en utilisant les normes de construction en vigueur en Algérie ainsi que des outils de calcul informatique.

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.

Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique réglementaire « DTR BC.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « RVN 99 version 2013 ».

Le troisième chapitre est le dimensionnement des éléments secondaire de la structure.

Le quatrième chapitre est le dimensionnement du chemin de roulement

Le cinquième chapitre ; le dimensionnement des contreventements et la stabilité verticale et dimensionnement de la poutre sablière.

Le sixième chapitre est le dimensionnement du portique poteau - poutre.

Le septième chapitre consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon l'EUROCODE 3.

Le huitième chapitre traite l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait. Enfin, une série d'annexes vient d'apporter plus de détails et d'explication aux Chapitres

Chapitre I

Généralités

I.1 - Introduction :

La construction métallique permet une mise en œuvre rapide et efficace, une durée de vie importante et une démolition dans le respect de l'environnement. Considérant sa durée de vie totale, un ouvrage en acier supporte la comparaison avec les autres modes de construction. Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure. Dans notre cas, nous avons choisi l'acier S 235 comme matériau de base pour l'étude technique et conception d'un bâtiment métallique pour ses caractéristiques physiques et mécaniques (rigidité, ductilité, ...) qui permettent de répondre aux exigences demandées.

I .2- Présentation du projet :

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, notre travail consiste à la conception et le calcul D'un hangar en charpente métallique destiné à servir d'atelier de stockage situé à Sidi Amar wilaya d'ANNABA.

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

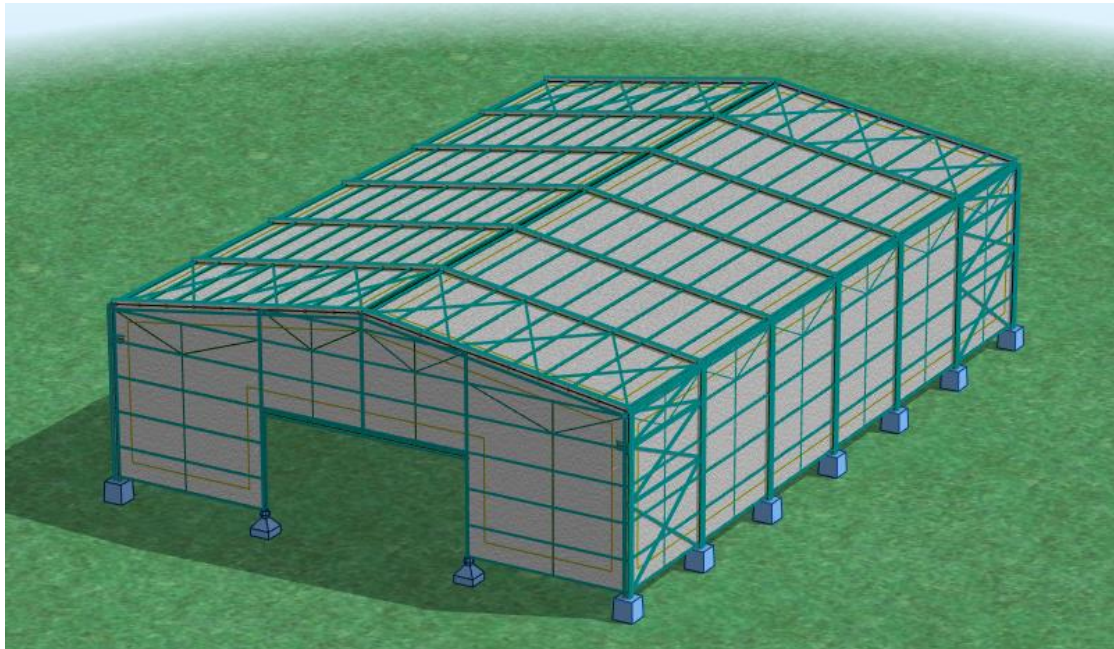


Fig. I.1 : vue en 3D de la structure

I.2.1 - Données géométriques de l'ouvrage :

Le bâtiment est en forme rectangulaire dont les dimensions sont :

- long pan $l = 36 \text{ m}$
- pignon. $L = 25 \text{ m}$
- Hauteur $H = 9.88 \text{ m}$
- Hauteur de poteaux $h = 8 \text{ m}$
- angle $\alpha = 8.53^\circ$
- Pente 15%
- Couverture : **TN40**
- Bardage : **TN40**
- Matériaux utilisé : acier nuance **S 235.**
- La hauteur utile (pont roulant) $h = 5.85 \text{ m}$

I.2.2- Localisation et données concernant le site :

Les caractéristiques suivantes :

- L'altitude est de **34 m.**
- La zone de neige : **Zone B** d'après le DTR C2-47 RNV version 2013.
- La zone du vent : **Zone III.** D'après le DTR C2-47 RNV version 2013.
- Contrainte admissible du sol est de $\sigma_{\text{sol}} = 1,8 \text{ bar}$



Fig I.2 : Localisation du site du projet.

I.2.3 -Les portes et les ouvertures :

Pignon : portail de dimension 10x5m

I.2.4 - Couverture et bardage :

La couverture est composée de TN40 fixés sur des pannes liées entre elles avec des liens et fixées à leur tour sur les fermes avec des échantignoles.

Le Bardage est composé de TN40 fixés sur des lisses reliées entre elles avec des liens et fixées sur la structure principale.

I.2.5 - Règlements utilisés :

Nos calculs et dimensionnement doivent respecter les règlements suivants :

- CCM97 « Règles de calcul des constructions en acier ».
- EUROCODE 3 « Calcul des structures en acier ».
- EUROCODE 4 « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton».
- DTR-C2.2 « Document technique règlement charges permanentes et charges d'exploitations».
- RNV99-V2013 « Règles définissant les effets de la neige et du vent ».
- CTICM « calcul du pont roulant ».
- **Logiciels utilisés :**
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017.
- Autodesk Autocad 2016.

I.2.6 - Matériaux utilisés en charpente métallique :

L'acier est un métal dur et résistant obtenu par une transformation d'un minerai contenant le fer et le carbone dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition. Dans ce projet on va utiliser un acier de nuance Fe360 dont :

- La limite élastique : **$f_y = 235 \text{ MPa}$.**
- La résistance à la traction : **$f_u = 360 \text{ MPa}$.**
- La masse volumique : **$\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.**
- Module d'élasticité longitudinal : **$E = 210000 \text{ MPa}$.**
- Module d'élasticité transversal : **$G = 84000 \text{ MPa}$.**

I.2.7 - Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont le boulonnage et le soudage.

a. Le soudage :

Le soudage est une liaison mécanique qui consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes. La continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport.

b. Le boulonnage :

Le boulonnage est un moyen d'assemblage mécanique démontable qui sert à créer une liaison de continuité entre les éléments et souvent le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. Pour notre cas, on utilise :

Les boulons 10.9 de haute résistance (HR) pour les assemblages rigides et articulés.

I.3 - Eléments structuraux :

Poteaux : **HEA**

Traverses : **IPE**

Potelets : **IPE**

Panne : **IPE**

Sablière : **HEA**

Lisse : **UAP**

Stabilité sous versant : **Cornières**

Stabilité verticale : **Cornière**

Poutre de roulement : **HEB**

I.4 - Vue de la structure :

I.4.1 - Vue de la structure par l'ogusiale robot

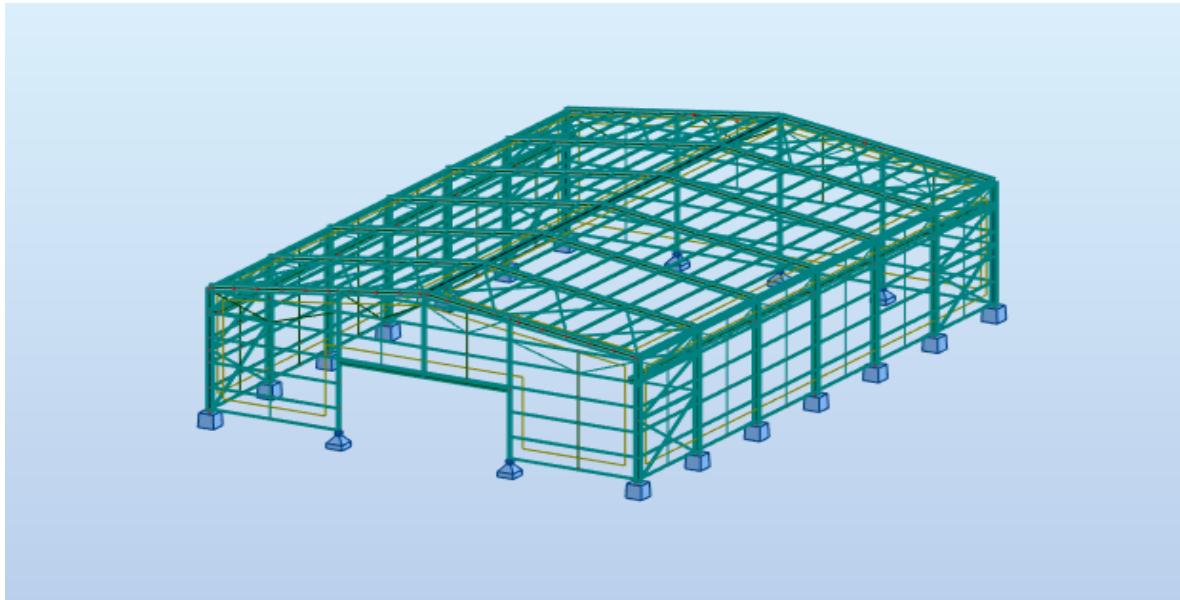


Fig I.3 : Vue en perspective 3d

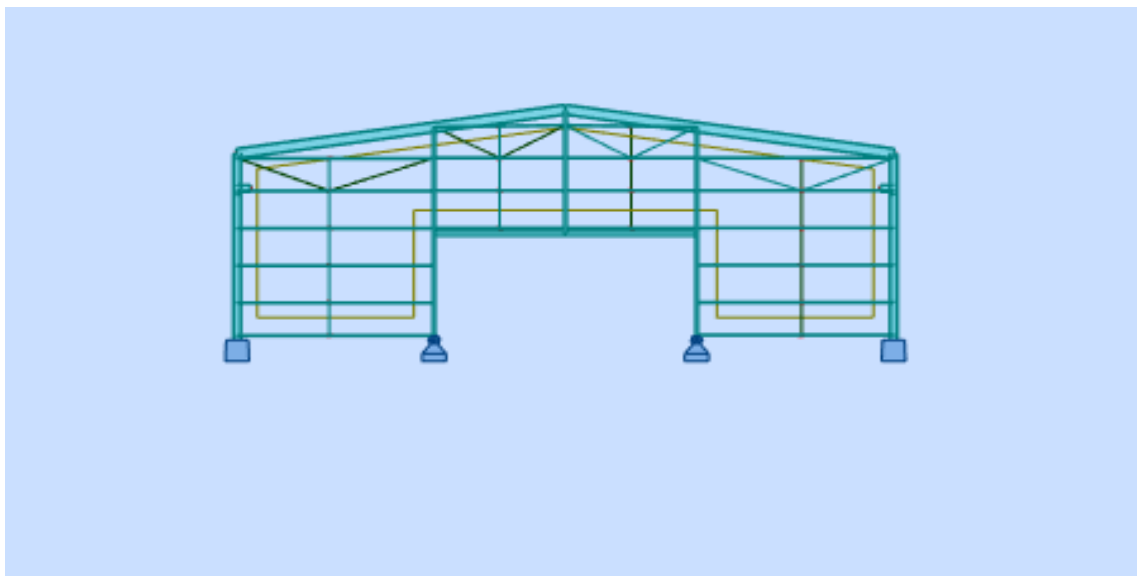


Fig I.4 : Vue sur pignon

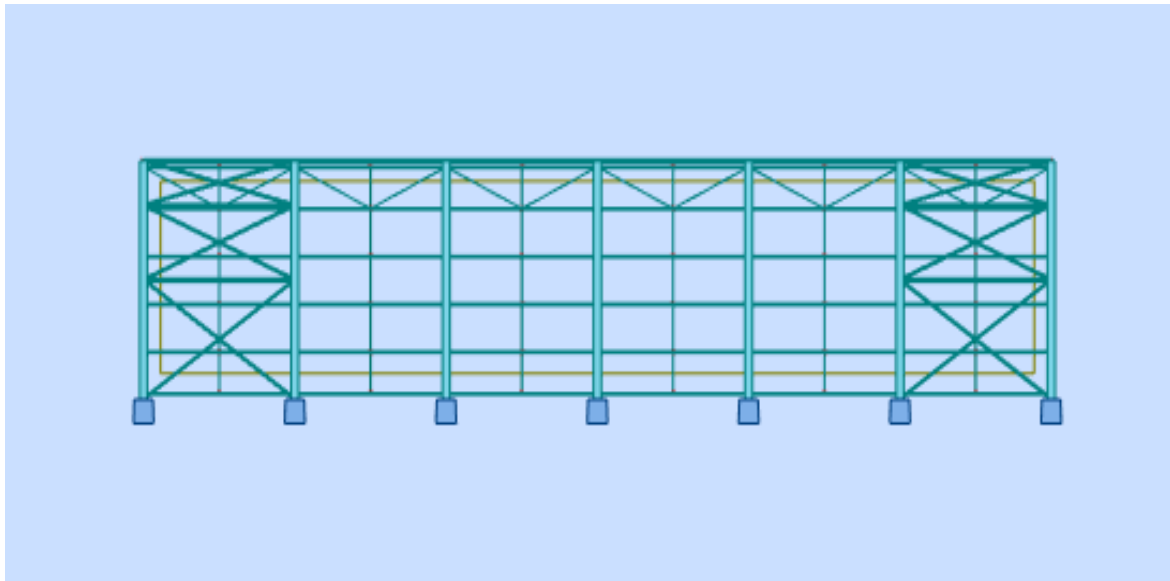


Fig I.5 : Vue sur le long pan

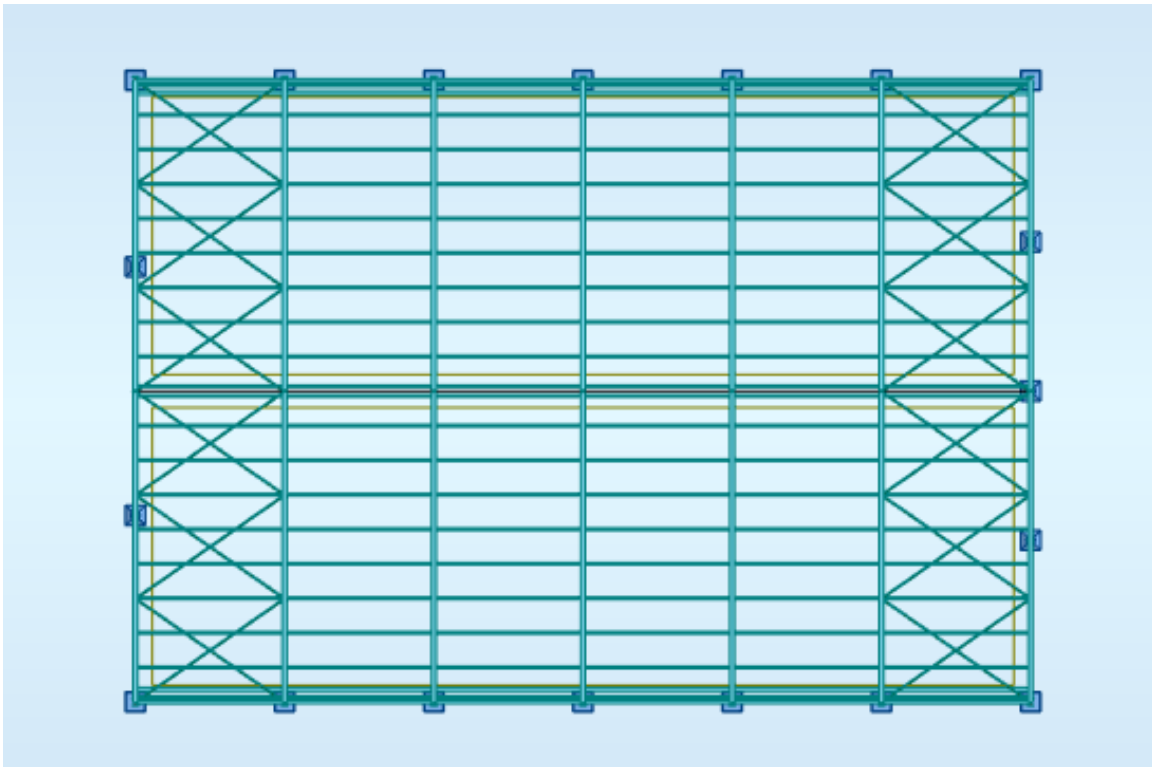


Fig I.6 : Vue en plan (toiture)

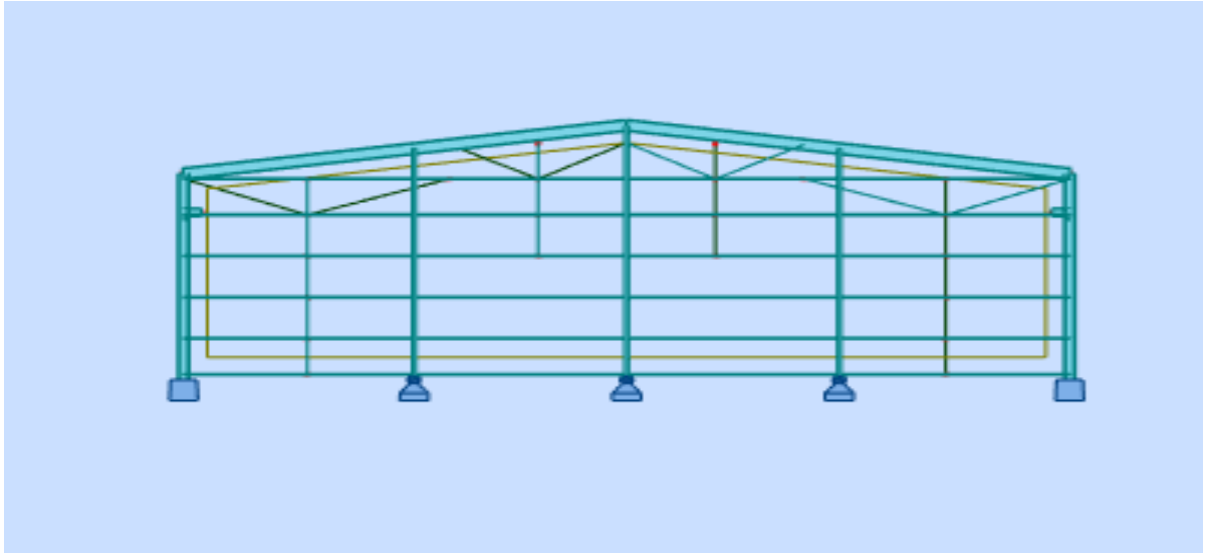


Fig I.7 : Vue en coupe sur pignon

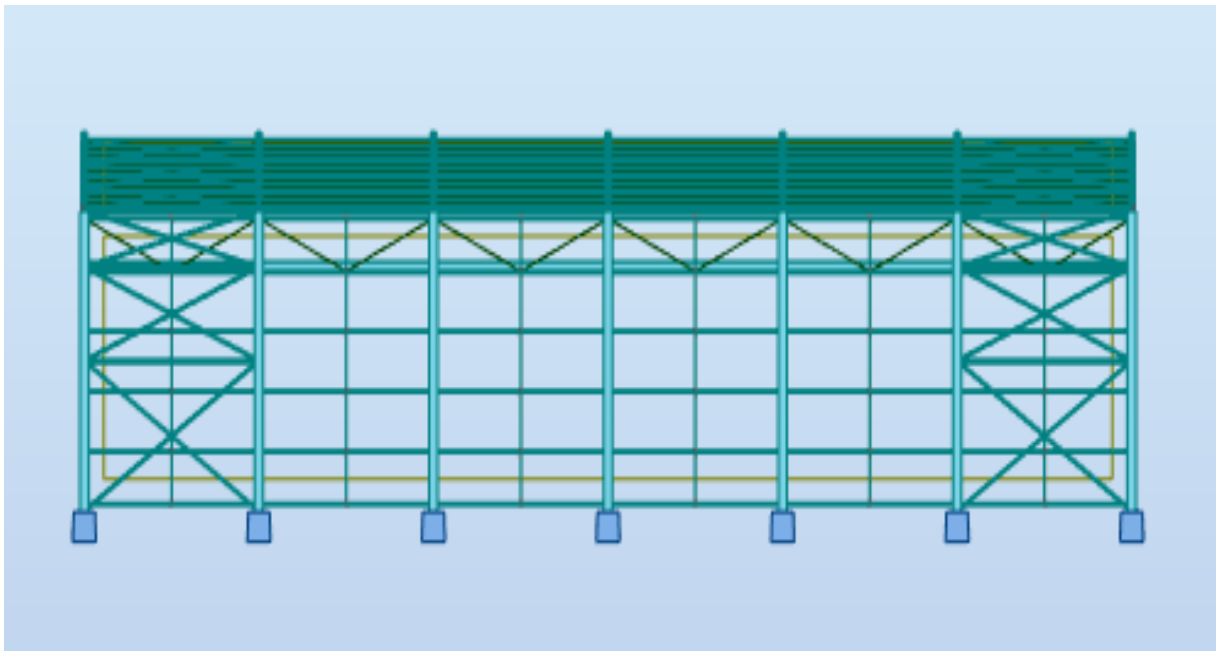


Fig I.8 : Vue en coupe sur le long pan.

I.4.2 Vue de la structure par logiciel : AutoCAD

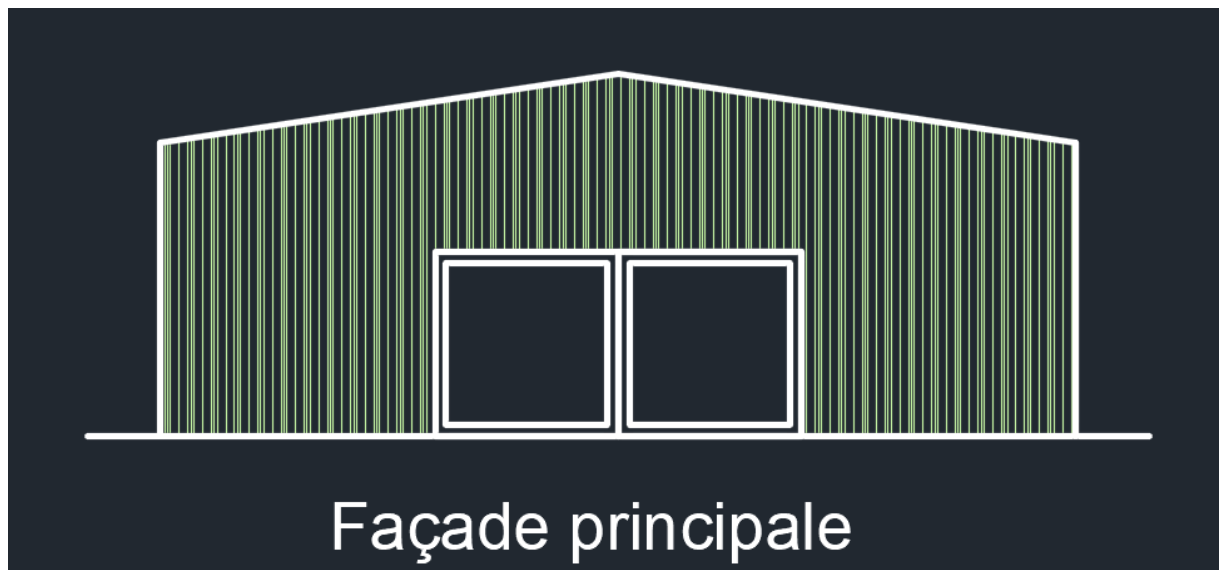


Fig I.1.Façade principal

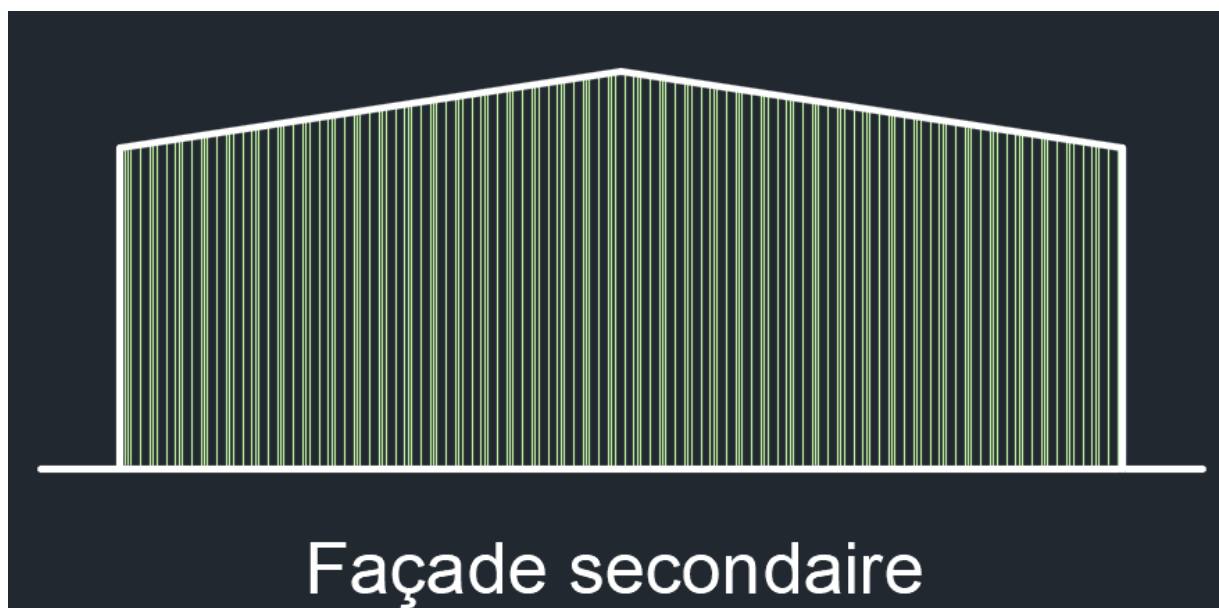


Fig I.2.Façade scondaire

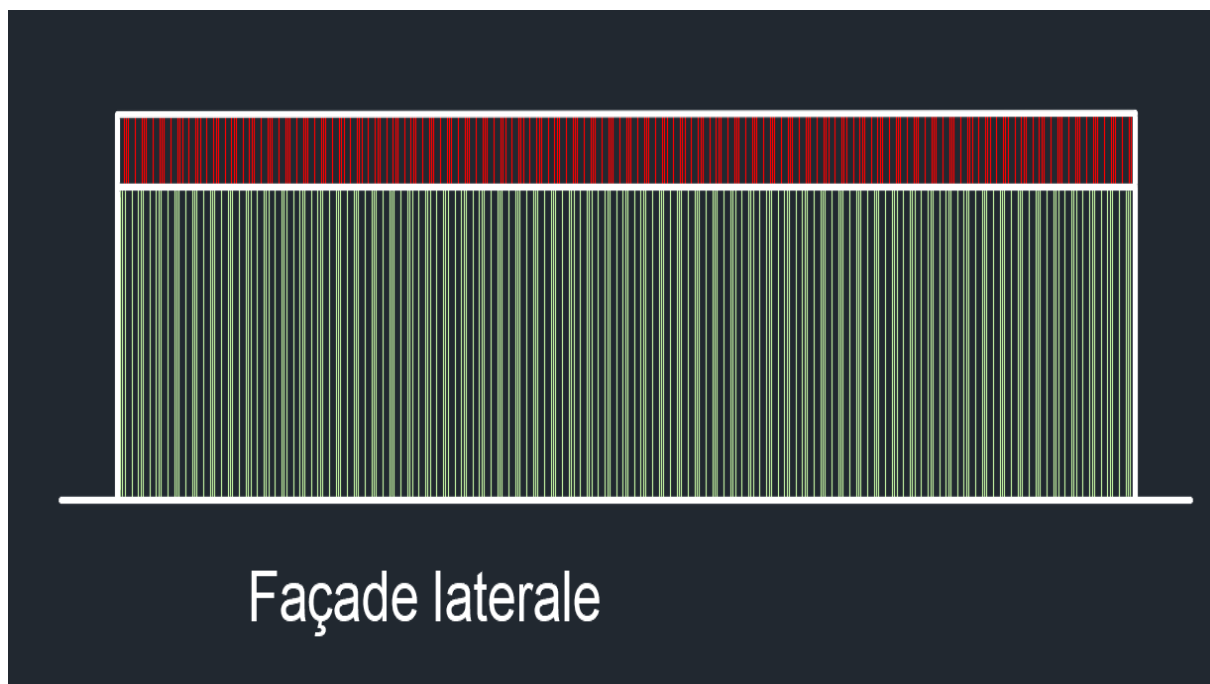


Fig I.3.Façade laterale

CHAPITRE II

Etude climatique

II.1 - Introduction :

L'objectif de ce chapitre est d'analyser les diverses sollicitations climatiques générées par les charges de vent et de neige qui affectent l'ensemble de la structure ainsi que ses différentes composantes. Cette étude sera réalisée en respectant les dispositions du Règlement Algérien Neige et Vent (RNV2013)

II.2 - Calculs au vent :

Le vent est une action horizontale très importante qui agit directement sur la structure dans ces deux directions principales.

Pour cela une étude approfondie est prise en compte lors du dimensionnement de l'ossature métallique, cette étude est réalisée à partir de caractéristiques dépendant de la structure ainsi que le site d'implantation.

Dans notre cas ces caractéristiques sont les suivantes :

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

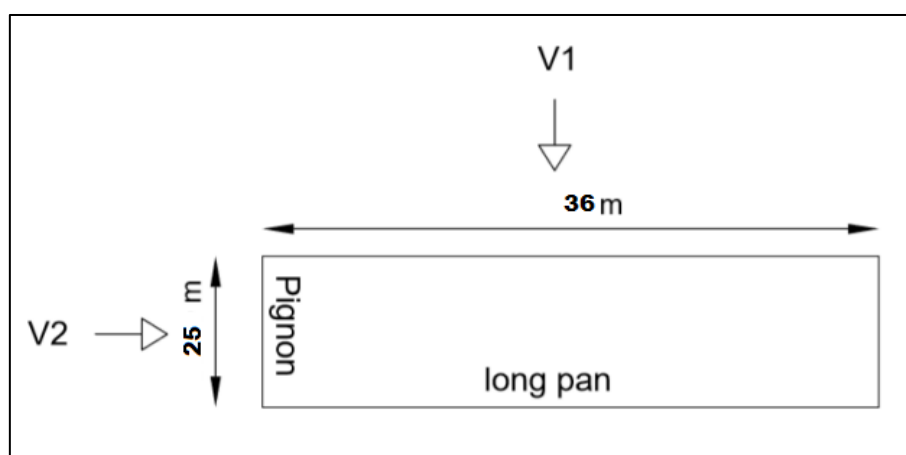


Fig II.1 : Les directions principales du vent V1, V2

II.2.1 - Calcul du coefficient dynamique Cd :

Le coefficient dynamique Cd est donné en chapitre 3 de RNV/2013.

Dans le cas de notre projet la hauteur totale de la Structure **H=9,88** m est strictement inférieur à 15 m donc on peut

Prendre la valeur simplifiée de Cd :

$$Cd = 1 \quad [\S 3.2\text{-RNV/2013}] \text{ P62.}$$

II.2.2 - Détermination de la pression dynamique de pointe qp :

$$qp(z) = q_{ref} \cdot Ce(z) \quad (N/m^2) \quad [(2.1) \text{ RNV/2013}] \text{ P50}$$

2.1. Détermination de qref :

- Effet de la région :

Le projet est situé à SIDI AMAR – ANNABA- et selon le RNV2013 la wilaya de ANNABA est classée en Zone III, et la pression dynamique de référence est donnée

Comme suit : $q_{ref} = 50 \text{ dan/m}^2$ (Tableau 2.2, chapitre 2 RNVA2013).

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

$$Ce(z) = Ct^2(z) \times Cr^2(z) [1 + 7Iv(z)] \quad [(2.2)\text{-RNV/2013}] \text{ P51}$$

Tel que :

- $Ct(z)$: Le coefficient de topographie.
- $Cr(z)$: Le coefficient de rugosité.
- $Iv(z)$: intensité de la turbulence.

➤ Coefficient de topographie Ct :

La structure est implantée dans un site plat $\emptyset < 0.05$ donc :

$$Ct(z) = 1 \dots\dots\dots [\text{Fomule 2.4-RNV/2013}].$$

➤ Calcul de coefficient de rugosité Cr :

$$Cr(z) = kT \times \ln(Z/Z_0) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq Z_{max} = 200m$$

$Cr(z) = Cr(Z_{min})$ pour $Z < Z_{min}$[Formule 2.3-RNV/2013]

- **Hauteur de référence Ze :**

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Ze est déterminée comme indiqué par la Figure 2.1 du RNVA 2013.

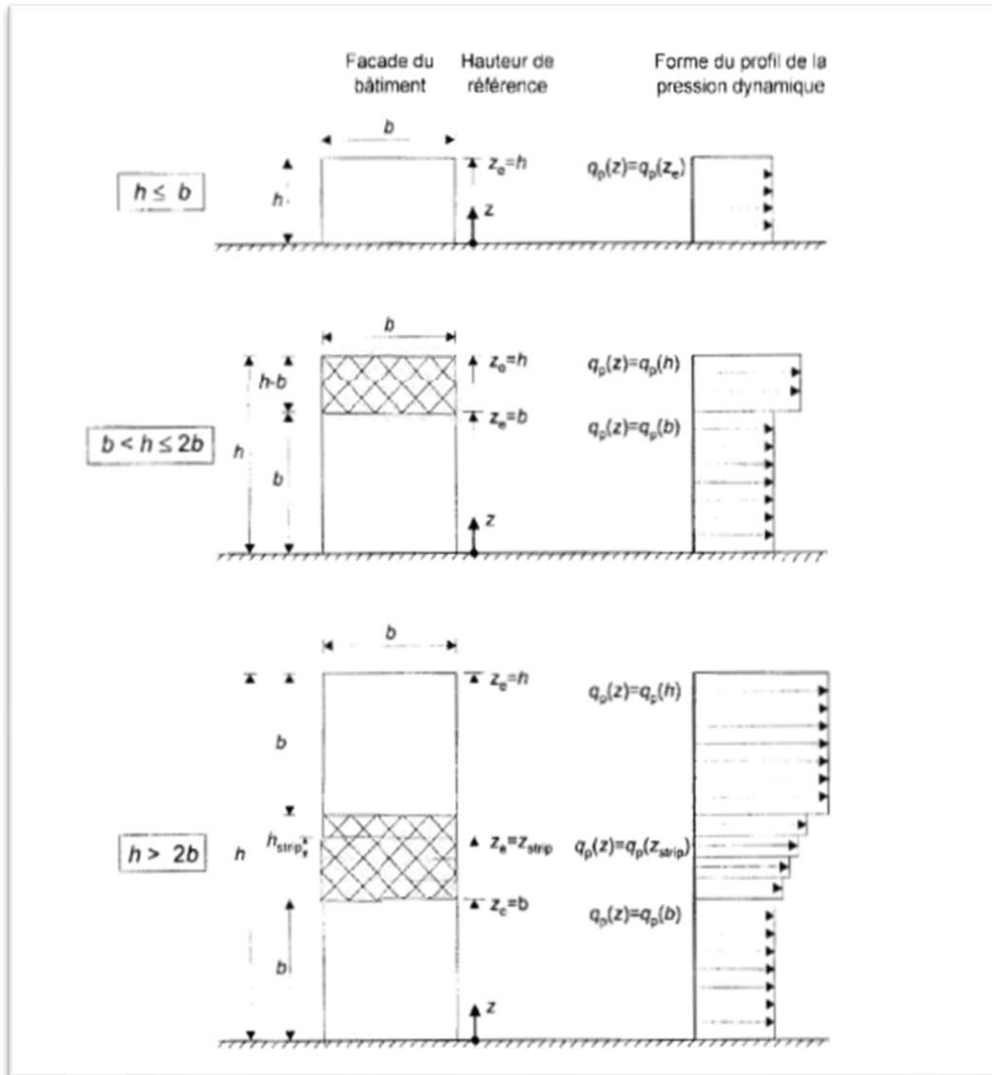


Fig II.2 : Hauteur de référence Ze et profil correspondant de la pression dynamique

- **Parois verticales :**

Comme notre cas la hauteur des parois $h = 8.00$ m et la Largeur $b = 25$ m

$h \leq b$ donc : $Ze = h = 8.00$ m.

- **Toiture :**

Pour les toitures, et selon RNVA 2013 (Chap. 2 article 2.3.2)

Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments :

$$Z_e = H = 9.88 \text{ m}$$

Ce qui fait : $Z_{\min} = 5.00 \text{ m} \leq Z \leq Z_{\max} = 200 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } C_r(z) = k_T \times \ln(z/z_0)$$

Catégorie du terrain : Notre structure elle est implantée à la commune de Sidi Amar et selon le règlement RNV2013 le terrain est de catégorie 3 :

Catégorie de terrain (Tableau 2.4 chapitre 2 RNV 2013).

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

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

Tel que :

K_T : facteur du terrain.

Z_0 : paramètre de la rugosité [m].

$Z_{\min}$: hauteur minimale [m].

- **Parois verticales :**

$$C_r(8.0) = 0.215 \times \ln(8/0.3) = 0.706.$$

Toiture :

$$C_r(9.88) = 0.215 \times \ln(9.88/0.3) = 0.751.$$

➤ **Intensité de turbulence I_v :**

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

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

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

Parois verticales :

$$I_v(8) = \frac{1}{\ln\left(\frac{8}{0,3}\right)} = 0.305$$

Toiture :

$$I_v(9,88) = \frac{1}{\ln\left(\frac{9,88}{0,3}\right)} = 0,286$$

Tableau des valeurs de pression dynamique :

	Ze(m)	Ct	Cr	Iv	Ce	q ref daN/m ²	qp(z) daN/m ²
Paroi verticale	8	1	0,706	0,305	1,56	50	78
Toiture	9,88	1	0,751	0,286	1,69	50	83

Tableau II.1 : des valeurs de pression dynamique

II.3 -Détermination des coefficients de pression Cpe et Cpi :

3.1-Direction du vent V1 (perpendiculaire au long-pan)

- Les valeurs de Cpe :

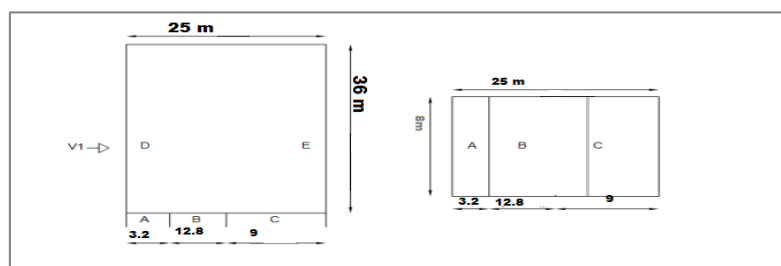
Parois verticales :

$b = 36\text{m}$;

$d = 25\text{m}$;

$h = 8\text{ m}$

Donc : $e = M \min (b ; 2h) = M \min (36 ; 16) = 16\text{ m}$ On voit bien que $d > e$, donc les parois verticales parallèles au vent V1 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme suit :



FigII.3 : Légendes pour les parois verticales

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

Zone	A		B		C		D		E	
Dimension géométrique (m)	e/5	H	e-e/5	H	d-e	H	B	h	B	h
	3,2	8	12,8	8	9	8	36	8	36	8
Surface (m ²)	25,6		102,4		72		288		288	

Tableau II.2 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1

La surface de chaque zone est $> 10 \text{ m}^2$ donc :

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad [\text{\S}5.1.1.2\text{-RNV/2013}]$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	+0,8	- 0,3

Tableau II.3 : Le tableau des valeurs de C_{pe} de chaque zone dans le sens V1

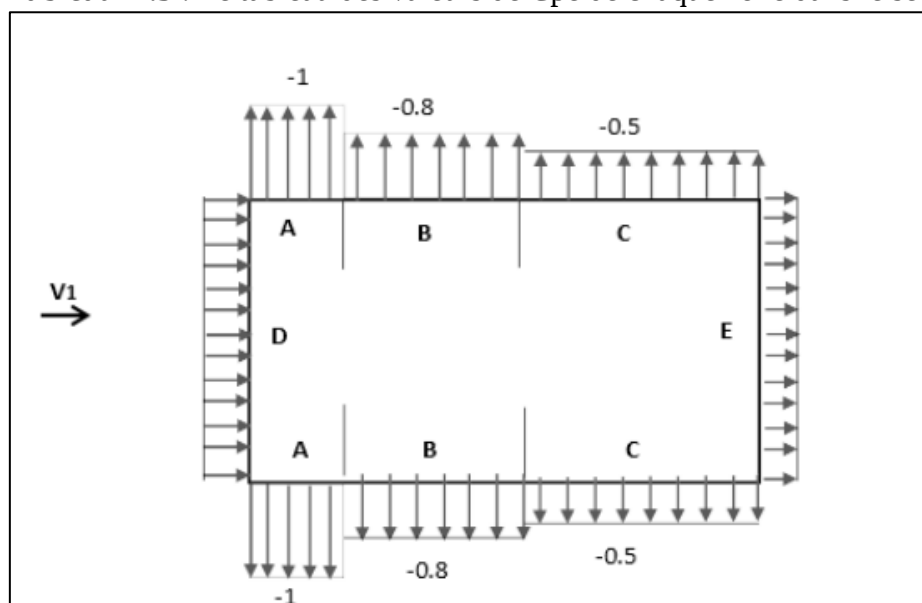
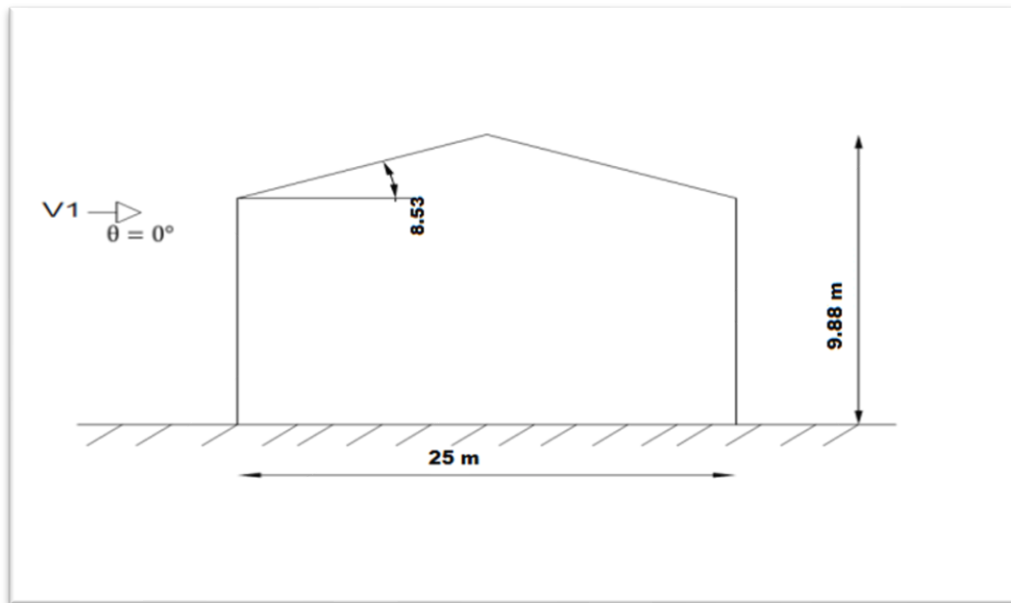


Fig II.4 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales sens V1.

- **Toiture :**

Le vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de C_{pe} de toiture à deux versants ou la direction de vent $\theta=0^\circ$



FigII.5 : Légende pour la toiture à deux versants.

Le vent est perpendiculaire au long pan (sens V1) et parallèle au pignon donc ; $\theta = 0^\circ$
(Selon RNVA2013 Chap5, article 5.1.5.1).

La toiture est à deux versants avec une pente de 15% ce qui nous donne un angle de

$$\alpha = 8,53^\circ \quad (\text{comme la figure 5.4 du RNVA2013}).$$

Pour $\theta=0^\circ$, on va définir les différentes zones de pression F, G, H et I qui sont représentées sur la figure suivante :

$$d = 25\text{m} \quad b = 36\text{ m}$$

$$e = \min [b, 2h] = \min [36, 19] = 19\text{m}$$

$$e = 19\text{ m.}$$

$$h = 9,88\text{ m}$$

$$\frac{e}{4} = \frac{19}{4} = 4.75\text{ m}$$

$$\frac{19}{10} = 1.9 ;$$

Dans ce cas On a cinq zone F, G, H, J et I comme suit :

Zone	F		G		H		J		I	
Dimension géométrique (m)	e/4	e/10	e/10	b-2e/4	10.35-e/10	b	e/10	B	10.35-e/10	b
	4,75	1,9	1,9	26,5	8,45	36	1,9	36	8,45	36
Surface (m ²)	9,025		50,35		304,2		68,4		304,2	

Tableau II.4 : Tableau des valeurs des surfaces des zones du vent V1

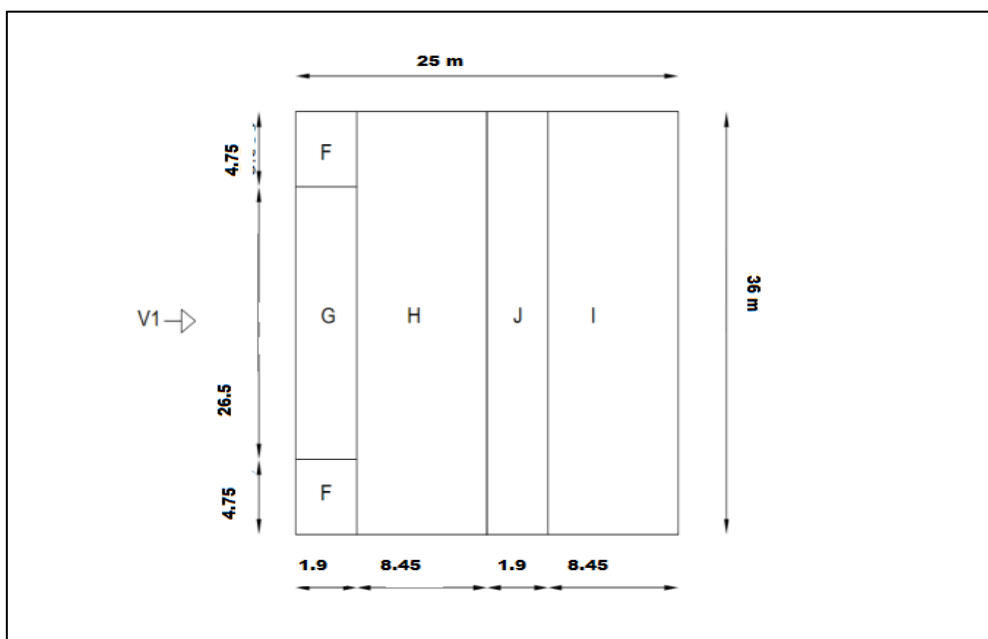


Fig II.6 : Répartition des zones de vent sur la toiture.

On remarque que :

- La surface de zone de pression F de la toiture est entre ($1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$)
Donc : $C_{Pe} = C_{Pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log (s)$ pour chaque zone.
- Et les surfaces des zones de pression H G J et I sont supérieures à ($S \geq 10\text{m}^2$).
Donc : $C_{pe} = C_{pe10}$ pour chaque zone.
- Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une Interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ tirées du tableau (tableau 5.4, chapitre2, RNV A2013).

AN :

Zone F :

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log(s).$$

$$C_{pe1} = -2,5 + \frac{-2 - (-2,5)}{15-5} (8,53 - 5) = -2,323.$$

$$C_{pe10} = -1,7 + \frac{-0,9 - (-1,7)}{15-5} (8,53 - 5) = -1,417.$$

$$C_{pe} = -2,323 + [-1,417 - (-2,323)] \times \log(9,025).$$

$$C_{pe} = -1,457.$$

Zone G : $>10m^2 C_{pe}(8,53^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{(8,53-5)}{15-5} \right] \times (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ))$

$$C_{pe} = -1,2 + \frac{8,53-5}{15-5} \times (-0,8 - (-1,2)) = -1,058$$

Zone H : $>10m^2$

$$C_{pe}(8,53^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{(8,53-5)}{15-5} \right] \times (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ))$$

$$C_{pe} = -0,6 + \frac{8,53-5}{15-5} \times (-0,3 - (-0,6)) = -0,494.$$

Zone I : $>10m^2$

$$C_{pe}(8,53^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{(8,53-5)}{15-5} \right] \times (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ))$$

$$C_{pe} = -0,6 + \frac{8,53-5}{15-5} \times (-0,4 - (-0,6)) = -0,529$$

Zone J : $>10m^2$

$$C_{pe}(8,53^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{(8,53-5)}{15-5} \right] \times (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ))$$

$$C_{pe} = -0,6 + \frac{8,53-5}{15-5} \times (-1 - (-0,6)) = -0,741.$$

Zone	F	G	H	I	J
Cpe	-1,457	-1,058	-0,494	-0,529	-0,741

Tableau II.5 : Les valeurs de Cpe qui correspondent

À chaque zone de toiture cas de vent dans le sens V1.

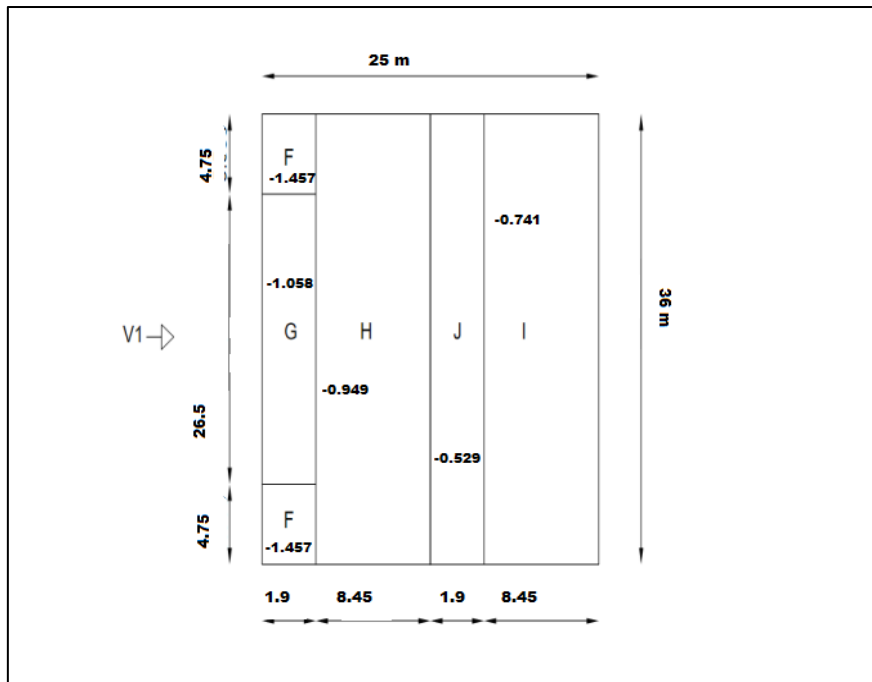


Fig II.7 : Répartition des Cpe sur la toiture dans le sens V1.

- **Les valeurs de Cpi :**

On a : $0.25 < h/d = 9,88 / 25 = 0.39 < 1$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée.

H/d	0,25	0,38	1
Cpi	-0,116	Cpi (0.38)	-0,216

Tableau II.6 : les valeurs de cpi en fonction de h/d

$$C_{pi} (0.38) = C_{pi} (0.25) + \left[\frac{0.38-0.25}{1-0.25} (C_{pi}(1)-C_{pi} (0.25)) \right]$$

$$C_{pi} (0.38) = -0,134.$$

3.1.1 - Calcul des différentes pressions sur la structure :

La pression q_j agissant sur un élément de surface de la structure en fonction de la hauteur est donnée comme suit :

On a: $W(Z_i) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$

$Q_j = C_d \times W(Z_i)$ [Formule 2.6-RNV/2013]

Donc : $q_j = C_d \times W(Z_i) \times [C_{pe} - C_{pi}]$

$C_{pi} = -0,134$

Parois verticales :

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V1 dans le cas de la dépression intérieure.

Zone	C_d	Q_p daN/m ²	C_{pe}	C_{pi}	Q_j daN/m ²
A	1	78	-1	-0,134	-67.54
B	1	78	-0,8	-0,134	-52.94
C	1	78	-0,5	-0,134	-28.54
D	1	78	+0,8	-0,134	72.85
E	1	78	-0,3	-0,134	-12.94

Tableau II.6 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec $C_{pi} = -0,134$

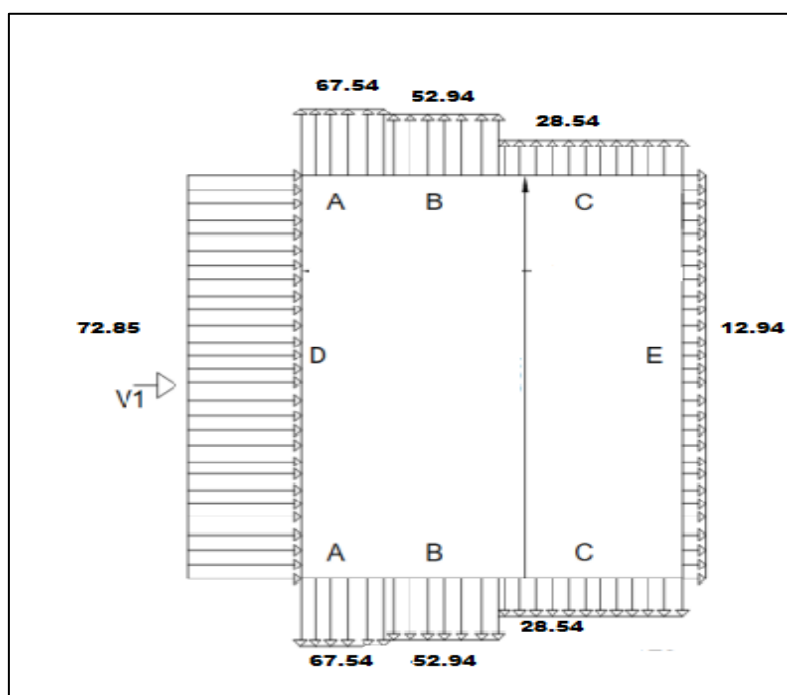


Fig II.7 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V1 avec $C_{pi} = -0,134$

Toiture :

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V1 dans le cas de la dépression intérieure.

Zone	Cd	Qp daN/m ²	Cpe	Cpi	Qj daN/m ²
F	1	83	-1.457	-0.134	-109.80
G	1	83	-1.058	-0.134	-76.70
H	1	83	-0.494	-0.134	-29.88
I	1	83	-0.529	-0.134	-32.78
J	1	83	-0.741	-0.134	-50.38

Tableau

II.7 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $c_{pi} = -0.134$

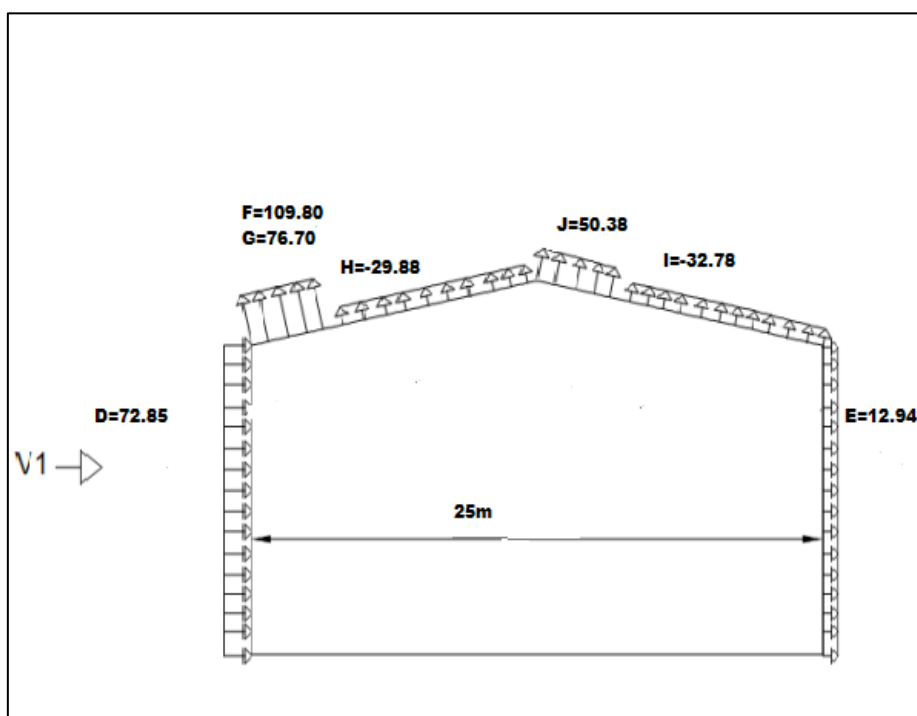


Fig II.8 : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi} = -0.134$

3.2 - Vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :

- Les valeurs de C_{pe} :

Parois verticales :

$b=25\text{m}$; $d=36\text{ m}$; $h=8\text{ m}$ donc : $e=M \min (b ; 2h) =M \min (25 ; 16) =16\text{m}$.

On voit bien que $d > e$, donc les parois verticales parallèles au vent V2 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme indique la figure

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

Zone	A		B		C		D		E	
Dimension géométrique (m)	e/5	H	e-e/5	H	d-e	h	b	H	B	h
	3,2	8	12,8	8	20	8	25	8	25	8
Surface (m ²)	25,6		102,4		160		200		200	

Tableau II.8 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2

La surface de chaque zone est $> 10\text{m}^2$ donc :

$C_{pe} = C_{pe, 10}$ [§5.1.1.2-RNV/2013]

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau

II.9 : Les valeurs des c_{pe} sur les parois dans le sens V2.

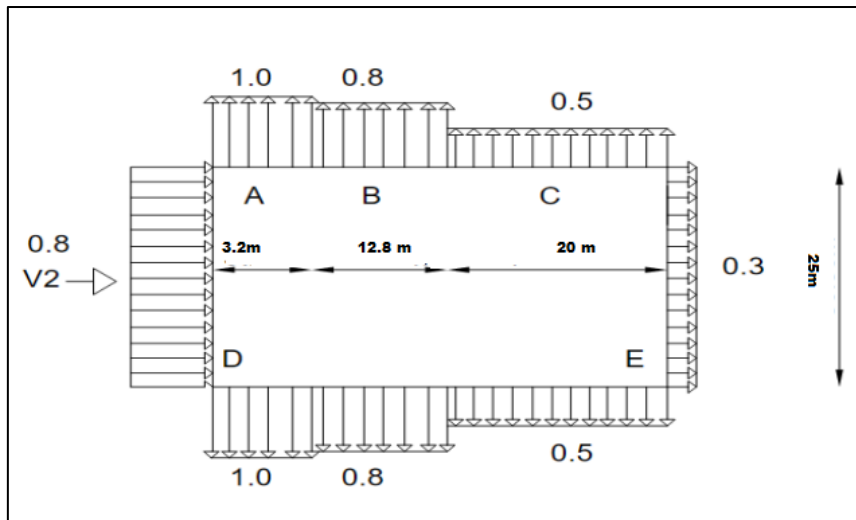


Fig II.9 : Répartition des Cpe sur les parois dans le sens V2

• **Toiture :**

Le vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\theta = 90^\circ$.

[§5.1.8.1-RNV/2013].

On a : $\alpha = 8,53^\circ$; $b = 25$ m; $d = 36$ m; $H = 9,88$ m.

$e = M \min (b ; 2h) = M \min (25 ; 2 \times 9,88) = 19$ m.

Dans ce cas On a quatre zone F, G et H et I comme suit :

Zone	F		G		H		I	
Dimension géométrique (m)	e/10	e/4	e/10	b/2-e/4	e/2-e/10	b/2	d-e/2	b/2
	1.9	4.75	1.9	7.75	7.6	12.5	26.5	12.5
Surfaces (m ²)	9.025		14.725		95		331.25	

Tableau II.10 : Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens V2.

Les valeurs des coefficients d'expositions Cpe sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du (tableau 5.4, chapitre 2, RNV A2013) ($\theta = 90^\circ$).

AN:

Zone F:

$1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$

$$C_{pe1} = -2.2 + \left(\frac{-2+2.2}{15-5} \right) \times (8.53 - 5) = -2.1294$$

$$C_{pe10} = -1.6 + \left(\frac{-1.3+1.6}{15-5} \right) \times (8.53 - 5) = -1.4941$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log(s)$$

$$C_{pe} = -2.1294 + (-1.4941 - (-2.1294)) \times \log(9.025).$$

$$C_{pe} = -1.522$$

Zone G :

$$C_{pe} = C_{pe10} = -1.3 + \left(\frac{-1.3 + 1.3}{15 - 5} \right) \times (8.53 - 5).$$

$$C_{pe} = -1.3$$

Zone H :

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0.7 + \left(\frac{-0.6 + 0.7}{15 - 5} \right) (8.53 - 5)$$

$$C_{pe} = -0.6647.$$

Zone I :

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0.6 + \left(\frac{-0.5 + 0.6}{15 - 5} \right) (8.53 - 5).$$

$$C_{pe} = -0.5647.$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.522	-1.3	-0.6647	-0.5647

Tableau II.11 : Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2

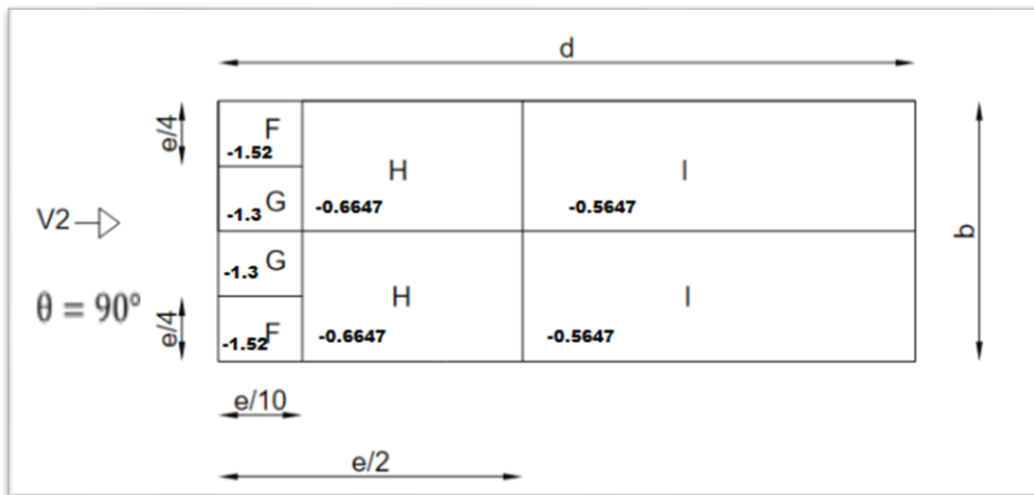


Fig II.10 : Répartition des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2.

- **Les valeurs de Cpi :**

Le coefficient de pression intérieure Cpi est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p avec :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } Cpe \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}.$$

On a (pignon) :

Une porte coulissante 10× 5m.

$$S1 = 5 \times 10 = 50 \text{ m}^2.$$

$$\mu_p = \frac{50}{50} = 1.$$

$$\text{On a : } 0.25 < h/d = 9.88/36 = 0.274 < 1$$

h/d	0.25	0.263	1
Cpi	-0.3	Cpi (0.274)	-0.5

Tableau

II.12 : valeurs de Cpi en fonction de h/d.

$$Cpi(0.263) = Cpi(0.25) + \left[\frac{0.263 - 0.25}{1 - 0.25} \right] \times (Cpi(1) - Cpi(0.25)).$$

$$Cpi(0.263) = -0.293.$$

3.2.1 - Calcul des différentes pressions sur la structure :

La pression q_j agissant sur un élément de surface de la structure en fonction de la hauteur est donnée comme suit :

$$\text{On a : } W(Z_i) = q_p(Z_e) \times [Cpe - Cpi]$$

$$q_j = C_d \times W(Z_i) \quad [\text{Formule 2.6-RNV/2013}]$$

$$\text{Donc : } q_j = C_d \times W(Z_i) \times [Cpe - Cpi]$$

$$Cpi(0.263) = -0.30$$

- **Parois verticales :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V2 dans le cas de la dépression intérieure.

Zone	Cd	qp (Ze) (daN/m ²)	Cpe	Cpi	qj (N/m ²)
A	1	78	-1	-0.293	-55.14
B	1	78	-0.8	-0.293	-39.54
C	1	78	-0.5	-0.293	-16.14
D	1	78	0.8	-0.293	85.25
E	1	78	-0.3	-0.293	-0.54

Tableau II.13 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 avec Cpi = - 0.293

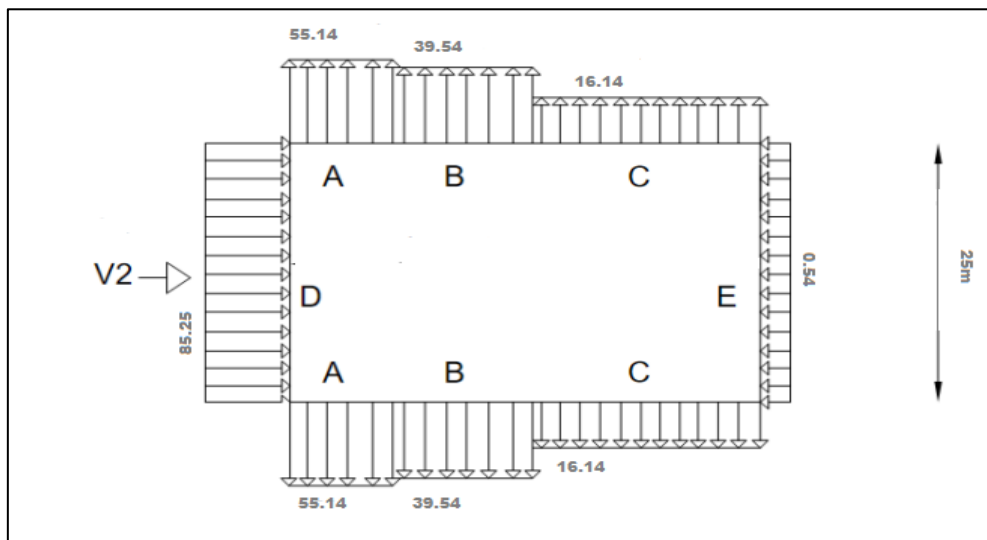


Fig II.11 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V2 avec Cpi =-0.293

- **Toiture :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V2 dans le cas de la dépression intérieure.

Zone	Cd	Qp(Ze) (daN/m ²)	Cpe	Cpi	Qj(daN/m ²)
F	1	830	-1.522	-0.293	-102
G	1	830	-1.3	-0.293	-83.58
H	1	830	-0.6647	-0.293	-30.85
I	1	830	-0.5647	-0.293	-22.55

Tableau II.14 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec Cpi=-0.293

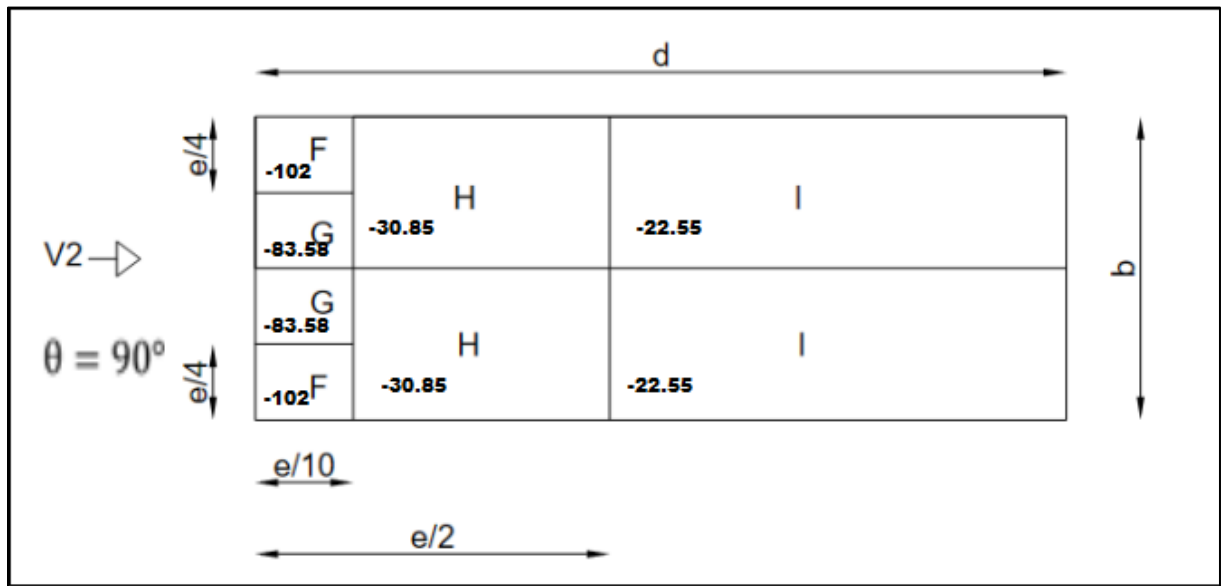


Fig II.12 : Répartition des Cpe sur la toiture dans le sens V2 avec Cpi=-0.293

II.4 - Etude de la neige :

II.4 .1-Introduction :

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

II.4 .2- Domaine d'application :

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions a Annaba situées à une altitude inférieure ou égale à 200 m (selon RNVA 2013 partie I, Article 2.2)

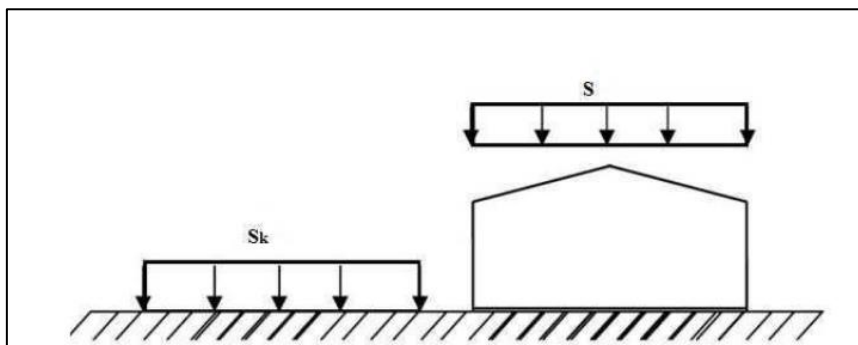


Fig II.13 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

II.4 3-La charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Dans notre cas : Le projet est implanté à ANNABA qui est classée en zone B selon la classification de (L'annexe 1 RNVA2013).

Altitude géographique : HG=34 m

Donc : S_k est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0.04 H + 10}{100} \quad (RNVA2013. Partie I.4)$$

A.N :

$$s_k = \frac{0.04 \times 34 + 10}{100}$$

$$s_k = 0.114 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

II.4 3 .1- Coefficient de forme de la toiture :

Il est en fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le hangar a une toiture a versants multiple avec une pente $\alpha = 15^\circ$;

D'où $0 \leq \alpha = 8.53^\circ \leq 30^\circ$ On adopte pour le coefficient $\mu_1 = 0.8$.

(Selon le tableau 2, RNVA2013 partie I.6.2.2).

II.4 3.2- Calcul des charges de la neige sur la toiture :

La charge caractéristique de la neige S par unité de surface en projection horizontale de la toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu_1 \cdot S_k \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Application numérique :

$$S = 0.8 \times 0.114$$

$$S = 0.0912 \text{ KN/m}^2.$$

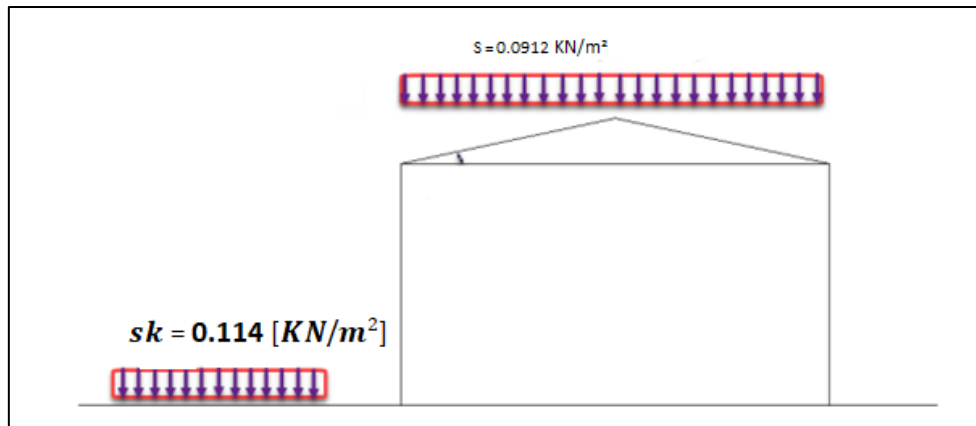


Fig II.14 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

- Concluions :

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanents, surcharge d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteau,...)

CHAPITRE III :

Dimensionnement des

éléments secondaire

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires représentent l'ossature nécessaire au support de la couverture et du Bardage. Ainsi le calcul de la procédure est comme suit :

- Evaluation des charges appliquées sur les éléments considérés, puis rechercher la combinaison ayant l'effet le plus défavorable.
- Pré dimensionnement des éléments suivant la condition de limitation de la flèche.
- Vérification de la résistance, de la stabilité et de la rigidité en se basant sur les formules de La résistance des matériaux (RDM) et les différentes règles.

Les éléments secondaires composants notre structure sont les suivants :

- Les pannes.
- Les lisses de bardage.
- Les potelets.

III.2. Étude des pannes de couverture :

III.2.1 -Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques.

Dans notre structure nous utiliserons des IPE. On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L=6\text{m}$, incliné d'un angle $\alpha = 8.53^\circ$ et on suppose l'entraxe « e » égale à 1,4 m.

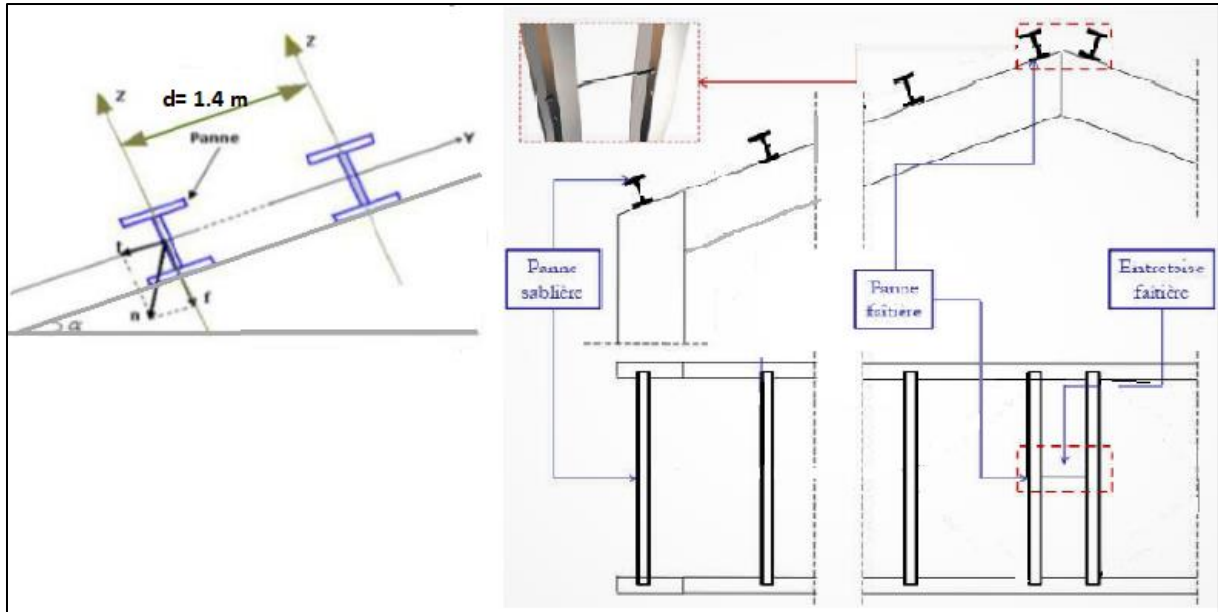


Fig III.1. Disposition de la panne

III.2.2 -Données :

- Espacement entre axes des pannes : 1.4 m.
- Portée de la panne : 6 m.
- Angle d'inclinaison : $\alpha = 8.53^\circ$
- Poids propre de la couverture (Tôle TN40) : 12 Kg/m^2
- Poids propre de la panne estimé (IPE140) : 12.9 Kg/m
- Les pannes sont en acier S235
- $E = 2.1 \times 10^4 \text{ daN/cm}^2$

III.2.3-Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes G :

$$G = (P \text{ Couverture}) \times \text{entre-axe} + P \text{ panne}$$

$$G = [(12 \times 1,4) + 12] = 29.7 \text{ Kg/ml} \quad \downarrow$$

$$G = 0.297 \text{ KN/m}$$

b) Charge d'exploitation :

Charge concentrée de 100 Kg, chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée. La charge uniformément répartie q est obtenue en égalisant les deux moments maximums dues à q

$$M_{\max} = Q' \times L / 3 = q \times L^2 / 8$$

$$q = 8 \times Q' / 3 \times L = 8 \times 100 / 3 \times 6 = 0.44 \text{ KN/m.}$$

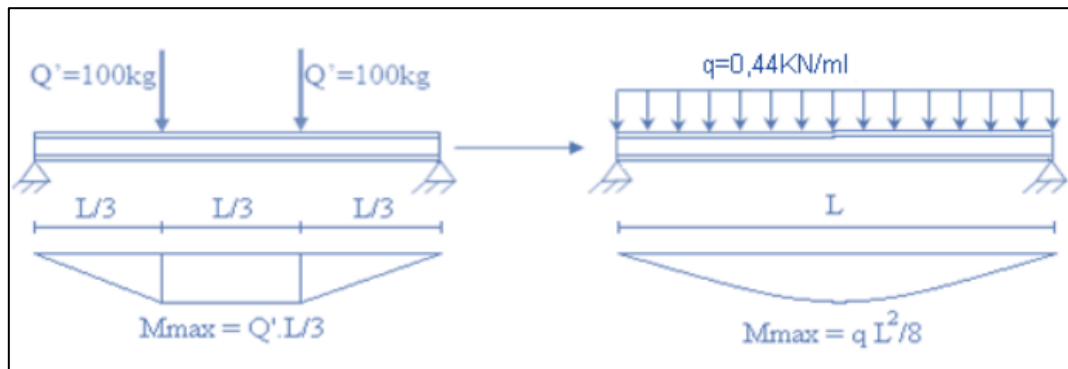


Fig III.2 : Répartition des charges ponctuelle sur la portée de la panne.

C) surcharge climatique du vent V : (perpendiculaire au versant) :

$$W = -0,741 \times 1.4 = -1.0374 \text{ KN/m (soulèvement).}$$

Charge climatique de la neige << S >> :

$$S = 0.0912 \times 1.4 = 0.12768 \text{ KN/m.}$$

- Les charges et surcharges appliquées :**

$$G = 0.358 \text{ KN/ml.}$$

$$W = -1.0374 \text{ KN/ml.}$$

$$S = 0.12768 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0.444 \text{ KN/ml.}$$

- Décomposition des charges :**

Suivant l'axe Z-Z :

$$G(z) = G \cos \alpha = 0.354 \text{ KN/m.}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0.439 \text{ KN/m.}$$

$$W_z = W = -1.0374 \text{ KN/m.}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 0.12626 \text{ KN/m.}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$G(y) = G \sin \alpha = 0.0531 \text{ KN/m.}$$

$$Q_y = Q \sin \alpha = 0.0658 \text{ KN/m.}$$

$$W_y = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_y = S \sin \alpha = 0.01893 \text{ KN/m.}$$

III.3 - Les combinaisons actions:

➤ **Condition de résistance ELU (état limite ultime) :**

Suivant l'axe Z-Z :

$$\text{Comb 1} = 1.35 G_z + 1.5 Q_z = 1.1364 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35 G_z + 1.5 S_z = 0.66729 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + 1.5 W = -1.2021 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb 4} = G_z + 1.35 W + S_z = -1.04649 \text{ KN/m}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$\text{Comb 1} = 1.35 G_y + 1.5 S_y = 0.10008 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35 G_y + 1.5 Q_y = 0.170385 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb 3} = 1.35 G_y = 0.071685 \text{ KN/m}$$

Selon les deux axes Y et Z, les charges maximales à l'ELU /m revenant à la panne la plus sollicitée est :

$$Q_{uz} = G_z + 1.5 W = -1.2021 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uy} = 1.35 G_y + 1.5 S_y = 0.10008 \text{ KN/m}$$

➤ **Condition de flèche ELS (état limite service) :**

Suivant l'axe Z-Z :

$$\text{Comb 1} = G_z + Q_z = 0.793 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb 2} = G_z + S_z = 0.48026 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + W = -0.6834 \text{ KN/m}$$

Suivant l'axe Y-Y:

$$\text{Comb 1} = G_y + Q_y = 0.1189 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb 2} = G_y + S_y = 0.07203 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb 3} = G_y + W = -0.9843 \text{ KN/m}$$

Selon les deux axes Y et Z, les charges maximales à l'ELS /m revenant à la panne la plus sollicitée est :

$$Q_{sz} = G_z + W = -0.6834 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sy} = G_y + S_y = 0.07203 \text{ KN/m}$$

III.3 - Principe de pré dimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de flèche (l'ELS).
- Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, nous faisons le pré-dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

III.3.1 - Vérification à l'ELS (flèche) :

Vérification à l'ELS :

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $F \leq F_{adm}$.

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$F_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_y = \frac{5 \cdot Q_{sz} \cdot 200 \cdot L^3}{384 \cdot E} = \frac{5 \cdot 0.6834 \times 10^{-2} \times 200 \times 600^3}{384 \times 21000} = 183,053$$

Ce que nous donne $I_y \geq 183.053 \text{ cm}^4$

Donc on opté pour un **IPE 120** avec :

$$I_y = 317.8 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_z = 27.67 \text{ cm}^4$$

Ces caractéristiques sont :

$$h = 120 \text{ mm}$$

$$P = 10.4 \text{ kg/m.}$$

$$b = 64 \text{ mm.}$$

$$A = 13.21 \text{ cm}^2 .$$

$$t_w = 4.4 \text{ mm.}$$

$$t_f = 6.3 \text{ mm.}$$

Les combinaisons les plus défavorables :

A L'E

$$Q_{uz} = -1.2021 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uy} = 0.10008 \text{ KN/m}$$

A L'ELS :

$$Q_{sz} = -0.6834 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sy} = 0.07203 \text{ KN/m}$$

III.4- Dimensionnement des pannes :

III.4.1 - Condition de la flèche (l'ELS) :

$$f_z = \frac{5 Q_{sz} L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{200} = f_{adm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \times 0.6834 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 317.8} = 1.73 \leq L/200 = f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = 1.73 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5 \times 0.07203 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 27.67} = 2.1 \leq L/200 = f_{adm} = 3 \text{ cm.}$$

$$f_y = 2.1 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 3 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.2 - Condition de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

a) Vérification à la flexion déviée :

Pour cette vérification nous utilisons la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec $\alpha = 2 \dots$ pour les profile en I.

$$\beta = 5n \geq 1, n = N / N_{pl} = 0 \Rightarrow \beta = 1$$

Et : $M_{sd} = Q L^2 / 8$ Tel qhue :

Axe : Z-Z :

$$M_{ysd} = \frac{Q_{uz} \times L^2}{8} = \frac{1.2021 \times 6^2}{8} = 5.409 \text{ KN.m}$$

Axe Y-Y :

$$M_{zsd} = \frac{Q_{uy} \times 6^2}{8} = \frac{0.10008 \times 6^2}{8} = 0.45 \text{ KN.m}$$

Et : $M_{pl} = W_{pl} \times f_y / \gamma_{m0}$, et pour le γ_{m0} nous devons déterminer la classe du profilé :

➤ Détermination de la classe de profile :

$$Ame : d / t_w = 93.4 / 4.4 = 21.22 \leq 72 \varepsilon$$

$$\text{Et : } \varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1 \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

$$\text{Semelle : } c / t_f = b / 2 / t_f = 32 / 6.3 = 5.07 \leq 10 \varepsilon = 10 \Rightarrow \text{Semelle de classe 1.}$$

Donc la section de classe 1 $\Rightarrow \gamma_{m0} = 1$.

$$W_{ply} = 60.73 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 13.58 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,rd} = W_{ply} \times f_y / \gamma_{m0} = 60.73 \times 235 \times 10^{-3} / 1 = 14.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = W_{plz} \times f_y / \gamma_{m0} = 13.58 \times 235 \times 10^{-3} / 1 = 3.19 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{5.409}{14.27} \right]^2 + \left[\frac{0.45}{3.19} \right]^1 = 0.284 < 1$$

Donc la flexion bi-axiale est vérifiée.

b) Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,rd} \dots \dots \dots [\text{EC .3 p158}]$$

$$V_{y,sd} \leq V_{pl,rd} \dots \dots \dots [\text{EC .3 p158}]$$

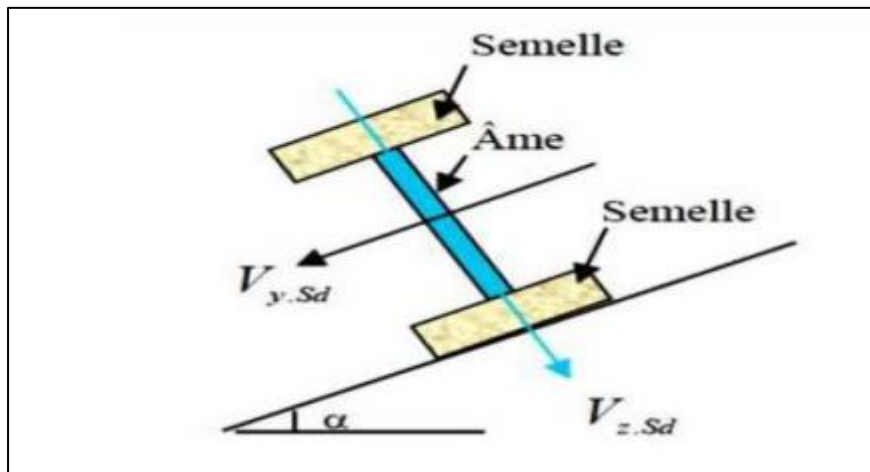


Fig III.3 : Représentation de cisaillement de la panne.

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{uz} \times L}{2} = \frac{1.2021 \times 6}{2} = 3.6063 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 6.31 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 85.612 \text{ KN}$$

D’ou :

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

$$\text{Et } V_{z,sd} < 0,5 V_{pl,rd}$$

$$V_{y,sd} = \frac{Q_{sy} \times L}{2} = \frac{0.07203 \times 6}{2} = 0.21609 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } A_{vy} = A - A_{vz} = 13.2 - 6.31 = 6.89 \text{ cm}^3$$

$$V_{pl,rd} = A_{vy} \times \frac{F_y}{\sqrt{3} \times 1} = 6.89 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 93.48 \text{ KN}.$$

Donc $\longrightarrow V_{y,sd} \leq V_{pl,rd}$ et $V_{y,sd} < 0,5 V_{pl,rd}$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée. Et pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

C) Vérification au déversement :

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale.

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser.

Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement

Contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement, et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée (voir la figure).



Fig III.4 : Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

La vérification au déversement se fait par l'utilisation de la condition suivante :

$$M_{y,sd} \leq M_{brd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{uz} \times L^2}{8} = \frac{1.2021 \times 6^2}{8} = 5.409 \text{ KN. m}$$

$$M_{brd} = XLT \times \beta_w \times (f_y / \gamma_{m1})$$

$$XLT = \frac{1}{\phi LT \times [\phi LT^2 - \lambda LT^2]^{1/2}}$$

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

$\beta_w = W_{ely}/W_{ply}$ Pour les sections de classe (3).

$\beta_w = W_{effy}/W_{ply}$ Pour les sections de classe (4).

$M_{b,rd}$: Moment résistant au déversement.

$M_{b,rd}$: Moment sollicitant.

➤ **Coefficient de réduction pour le déversement :**

On a : la classe de profile est de classe 01 $\Rightarrow \beta_w = 1$.

Et : $\gamma_{m1} = 1.1$

λ_{LT} barre c'est l'élancement de diversement $\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}}$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \quad \Longrightarrow \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \Longrightarrow \quad \lambda_1 = 1$$

Pour une poutre constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité.

$$\lambda_{LT} = \frac{l/I_z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/I_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

L : longueur de maintien latéral.

Telle que : $l = 3000 \text{ mm}$; $i_z = 14.5 \text{ mm}$; $h = 120 \text{ mm}$; $C_1 = 1.132$; $t_f = 6.9 \text{ mm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{3000/14.5}{\sqrt{1.132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3000^2 \times 6.9^2}{120^2 \times 14.5^2} \right) \right]^{0.25}} = 115.352$$

$\lambda_{LT} = 115.352$.

D'où $\lambda_{LT} = \lambda_{LT} / 93.9\varepsilon = 1.22 \longrightarrow 1.2 > 0.4 \longrightarrow$ il ya risque
déversement

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{1/2})$$

α_{LT} : 0.21 ... Pour les profilés laminés.

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 (1.22 - 0.2) + 1.22^2] = 1.35$$

$$\chi_{LT} = 1 / (1.35 + [1.35^2 - 1.22^2]^{1/2}) = 1.111$$

$$M_{brd} = (1.111 \times 1 \times 0.235 \times 123.9) / 1.1 = 29.40 \text{ KN/m}$$

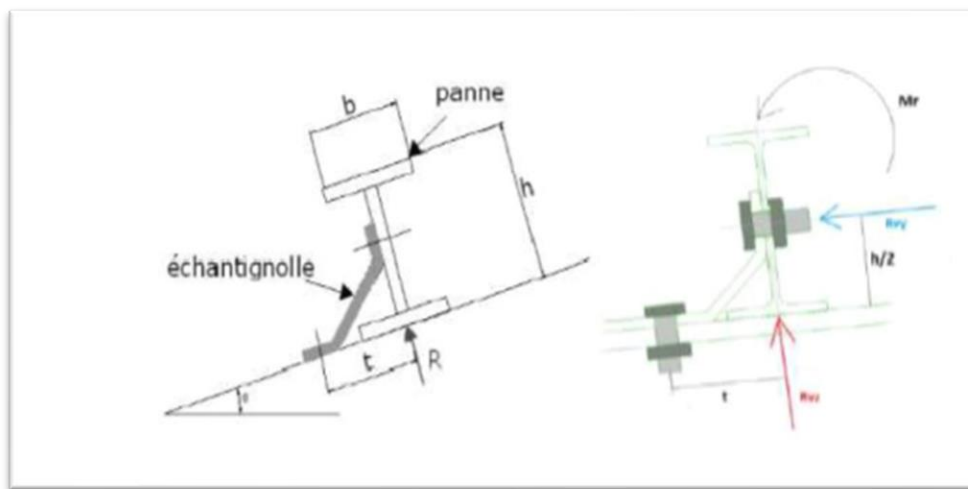
$$M_{brd} = 29.40 \text{ KN.m} > M_{sd} = 5.409 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée donc la stabilité au déversement de la panne est vérifiée.

III.5 - Calcul de l'échantignole :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes. Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante : $2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$



FigIII.5 : Coupe transversale de l'échantignolle.

Pour un IPE 120 : $b = 6.4 \text{ cm}$ et $h = 12 \text{ cm}$

$6.4 \text{ cm} \leq t \leq 9.6 \text{ cm}$ on adopte : $t = 9 \text{ cm}$

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement du au chargement surtout avec l'effort de vent de soulèvement.

La combinaison la plus défavorable :

$$P_{uz} = G_z + 1.5 W_z$$

$$G_z = 0.354 \text{ KN/m}$$

$$P_{uz} = G_z + 1.5 W_z = 0.354 + 1.5 \times -1.0374 = -0.55085 \text{ KN/m}^2$$

Charge revenant à la panne /m et en tenant compte de la continuité.

$$P_{uz} = 0.55058 \text{ KN/m}$$

L'effort R revenant à l'échantignolle n'est rien que la réaction d'appui des pannes.

On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non l'échantignolle de rive).

$$R = P_{uz} \times L$$

$$R = P_{uz} \times L = 0.55058 \times 6 = 3.303 \quad \text{La condition à vérifier :}$$

L'effort R risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement M_R ne dépasse pas le moment de pliage.

$$M_R \leq M_{\text{pliage}} \implies M_R \leq W_{\text{ely}} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } M_R = R \times t$$

Pour notre cas on a IPE 120.

$$M_R = R \times t = 3.303 \times 0.09 = 0.3 \text{ kN/m}$$

$$M_R = 0.3 \text{ KN.m}$$

M_{pliage} : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle.

Dans la construction métallique, généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3.

$$M_{\text{pliage}} = W_{\text{ely}} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{\text{ely}} \geq (\gamma_{m0} \times MR / f_y) = (1 \times 0.3) / 23.5 = 1.28 \text{ cm}^2$$

Pour une section rectangulaire :

$$W_{\text{ely}} = \frac{a \times e}{6} = \frac{30 \times e}{6}$$

$$W_{\text{ely}} = e \geq \sqrt{\frac{1.28}{5}} = 5.05 \text{ mm R}$$

$$e \geq 5,05 \text{ mm}$$

On adopte une échantignole d'épaisseur $e = 10 \text{ mm}$.

Alors : On utilise IPE 120 pour les pannes.

III.6 - Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont des éléments de profilé laminé qui 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. , elles sont destinées à reprendre les efforts du vent sur les bardages.

L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage

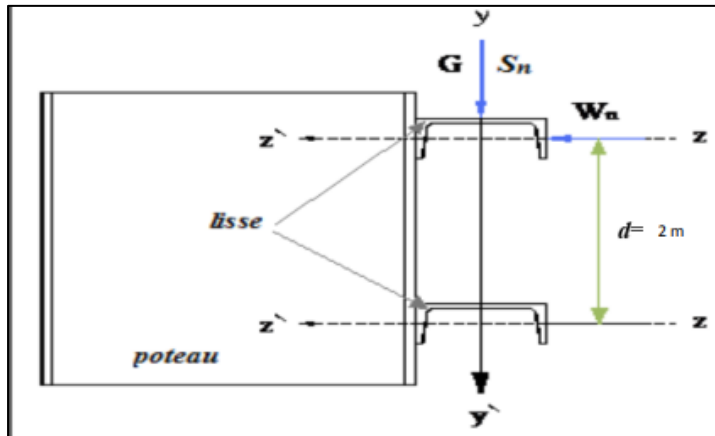


Fig III.6 : Disposition de la lisse de bardage

Données de calcul

- Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance :
- entre axe des lisses $e=2$ m
- On dispose de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.

III.6.1 - Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de la tôle de couverture TN40.... 12 Kg /m²
- Poids propre de la lisse estimé (UAP130)13.7 Kg/m

$$G = [(P \text{ bardage} + P \text{ accessoire}) \times e] + P \text{ lisse.}$$

$$G = [(12) \times 2] + 13.7.$$

$$G = 0.377 \text{ KN/ml .}$$

b) La surcharges climatique du au vent :

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue :

$$W = 86.034 \text{ daN/m}^2 \text{ (Voir chapitre II).}$$

$$D'où : W = 0.86034 \times e = 0.732 \times 2 = 1.72068 \text{ KN/m.}$$

b.1) -Charges appliquées à l'ELU :

$$Q_{uy} = (1.35 G) = 0.50 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uz} = (1.5 W) = 2.6 \text{ KN/m}$$

b.2) -Charges appliquées à l'ELS :

$$Q_{sy} = 0.377 \text{ KN/ml .}$$

$$Q_{sz} = 1.72068 \text{ KN/ml}$$

III.6.2 - Condition de la flèche :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $f \leq f_{adm}$.

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_z = \frac{5 Q_{sz} L^4}{384 E I_y} \leq f_{adm}$$

$$f_z = 5 Q_{sz} L^4 / 384 E I_y = 5 \times 1.72068 \times 10^{-2} \times 500^4 / (384 \times 21000 \times I_y) \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = (L / 200) = 500 / 200 = 2.5 \text{ cm}$$

$$I_y \geq 5 \times 1.72068 \times 10^{-2} \times 500^4 / (384 \times 21000 \times 2.5) = 266.72 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 266.72 \text{ cm}^4$$

On adopte UAP 130

$$\text{Avec : } I_y = 459.6 \text{ cm}^4$$

$$P = 13.7 \text{ kg / m}$$

$$I_z = 51.34 \text{ cm}^4$$

- **Vérification de la condition de flèche :**

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_z = 5 Q_{sy} L^4 / 384 E I_y$$

$$f_z = 5 \times 1.72068 \times 10^{-2} \times 500^4 / 384 \times 21000 \times 459.6 = 1.45 \text{ cm} < f_{adm} = 2.5 \text{ cm}$$

Alors : condition vérifiée.

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Y-Y) :

$$f_y = 5 Q_{sy} L^4 / 384 E I_z$$

$$f_y = 5 \times 0.377 \times 10^{-2} \times 500^4 / 384 \times 21000 \times 51.34 = 2.84 \text{ cm} > f_{adm} = 2.5 \text{ cm}$$

Condition non Vérifiée.

Dans ce cas la condition n'est pas vérifiée on utilise les liens entre les lisse pour réduire la flèche de la lisse. Donc on adopte des suspentes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$f_y = (5 (Q_{sy} \times (L/2)^4) / (384 \times E \times I_y))$$

$$f_y = 5 \times 0.377 \times 10^{-2} \times 250^4 / 384 \times 21000 \times 51.34 = 0.177 \text{ cm} < f_{adm} = 1.25 \text{ cm}$$

Alors : condition Vérifiée.

III.6.3 - Condition de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p163].

a) Vérification à la flexion bi-axiale :

$$\left[\frac{M_y \cdot s_d}{M_{pl,y} \cdot r_d} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z \cdot s_d}{M_{pl,z} \cdot r_d} \right]^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2$, $\beta = 1$ pour les sections de classe 1.

$$Q_{uy} = (1.35 G) = 0.50 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uz} = (1.5 W) = 2.6 \text{ KN/m.}$$

• Axe Z-Z:

$$M_y = Q_{uz} \times L^2 / 8 = 2.6 \times 5^2 / 8 = 8.125 \text{ KN.m}$$

• Axe Y-Y :

$$M_z = Q_{uy} \times L^2 / 8 = 0.5 \times 5^2 / 8 = 1.562 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \times f_y / \gamma_{m0} = (83.51 \times 23.5) \times 10^{-2} / 1.1 = 17.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \times f_y / \gamma_{m0} = (25.55 \times 23.5) \times 10^{-2} / 1.1 = 5.45 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\left(\frac{8.125}{17.84}\right)\right]^2 + \left[\frac{1.562}{5.45}\right]^1 = 0.5 \leq 1$$

Donc : la résistance du moment est vérifiée.

b) Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p158.]

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

$$V_{z, sd} = Q_{uz} \times L / 2 = 2.6 \times 5 / 2 = 6.5 \text{ KN}$$

$$V_{pl, rd} = A_{vz} \times f_y / \sqrt{3} \times \gamma_{m0} = 8.52 \times 23.5 / \sqrt{3} \times 1 = 115.6 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{z, sd} = 6.5 \text{ KN} < V_{pl, rd} = 115.6 \text{ KN}$$

Donc : la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

c) Vérification au déversement :

Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_{LT} = \frac{I_z / i_z}{\sqrt{C1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{I_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{51.34 / 1.71}{\sqrt{1.131} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{51.34}{\frac{1.71}{9.5}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 13.77$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.3 \epsilon \quad \longrightarrow \quad \epsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\lambda_{LT} = (13.77 \div 93.3) \times [1]^{0.5} = 0.14 < 0.4$$

Donc : la vérification au déversement est inutile.

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte UAP 130.

III.7 - Calcul des potelets :

Les potelets sont des éléments en profilés laminés et destinés à rigidifier le bardage, ayant pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux (due au vent).

Les potelets sont disposés verticalement sur le pignon avec des différentes hauteurs, le potelet intermédiaire est posé reposant sur les deux potelets de rive, ces derniers sont soumis à la flexion composée dans les efforts sont exprimées c'est après :

- Effort normal produit par le poids propre de potelet, lisse de bardage et le bardage.
- Effort de flexion produit par l'action de vent sur le pignon.

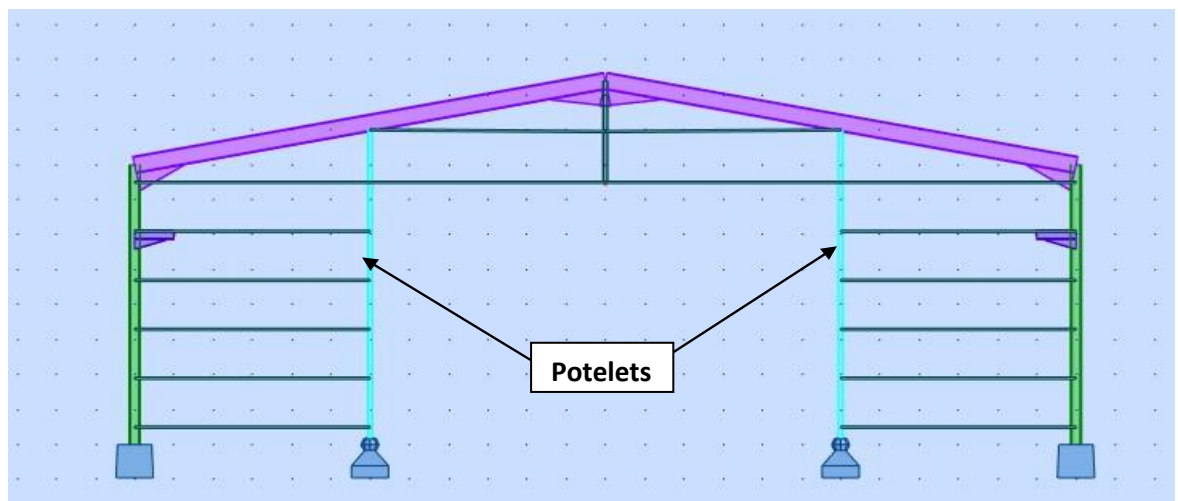


Fig. III .7: Disposition des potelets

III.7.1. Détermination des sollicitations

Le Potelet, travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composée.

III.7.2- Evaluation des charges et surcharges :

a- charges permanentes (G) : (charge concentrée)

$G = \text{poids propre du potelet} + \text{poids propres des lisses} + \text{poids propre du bardage.}$

- Poids propres des lisses... (UAP) 130.....**13.7kg/ml**

- Poids propre du bardage (TN 40).....12 Kg/ m²×5=60 kg/ml
- L'entre axe des potelets est de..... e = 5 m
- Poids propre du potelet :..... (à déterminer)

4 Surcharges climatiques : (horizontale suivant le plan de l'âme)

Vent normale : (voir étude au vent CH.II)..... 85. 25 daN/ m²

$$V = 85.25 \times 5 = 426.25 \text{ daN/ml} = 4.2625 \text{ KN/m.}$$

Avec 5 m : l'entre axe des potelets.

III.7.3 - Le pré dimensionnement du potelet :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

H = hauteur du potelet H = 9.88 m

- **Surcharge climatique W :**

W : La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

$$W = 426.25 \text{ daN/m}^2$$

- $q_{ws} = W \times e$
- $q_{ws} = 85.25 \times 5 = 426.25 \text{ daN/m}$
- $q_{ws} = 4.2625 \text{ KN/m}$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$F_z \leq F_{adm}$$

$$F_z = \frac{q_{ws} H^4}{384 E I_y} \leq \frac{H}{200}$$

$$\text{Et la flèche admissible : } F_{adm} = \frac{H}{200} = \frac{988}{200} = 4.94 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 4.2625 \times 10^{-2} \times 988^4}{384 \times 21000 \times 4.94} = 5097.82 \text{ cm}^4$$

$$\text{AN : } \longrightarrow I_y \geq 5097.82 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un **IPE 270** dont $I_y = 5790 \text{ cm}^4$ et le poids/m = **36.1 daN/m**

Les charges permanentes :

- Poids propre du IPE 270G1= 36.1 kg/m
- Poids des lissesG2 = 13.7 kg/ m²
- Poids de bardageG3 = 60 kg/ml

G = poids propre du potelet + poids propre des lisses + poids propre du bardage

$$G = [(G1 \times H) + (G2 \times e) + (G3/2 + H + H1 \times G2/2)]$$

$$G = [(13.7 \times 4 \times 6) + (12 \times 5) + (6 \times 9.88)]$$

$$G = 1336.7 \text{ Kg/m} = 1336 \text{ dAN}$$

II.7.4 - Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à L'ELU :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{W_{ply} \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z.sd}}{W_{plz} \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}} \right)} \leq 1$$

Avec :

- $N_{sdy} = 1.35 G = 1.35 (4.2625) = 5.7543 \text{ KN} \dots\dots\dots N_{sdy} = 5.7543 \text{ KN}$
- $M_{sdy} = \frac{qwl^2}{8} = \frac{4.2625(9.88)^2}{8} = \dots\dots\dots M_{sdy} = 52.0101 \text{ KN.m}$
 $M_{sdy} = 52.0101 \text{ KN.m}$
- $M_{sdz} = 0$

a) -Calcul de la longueur de flambement :

Autour de l'axe faible Y-Y (dans le plan de l'âme) :

Le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur.

Donc la longueur de flambement $\longrightarrow L_{ky} = 9.88 \text{ m.}$

Autour de l'axe faible Z-Z (dans le plan perpendiculaire de l'âme) :

Le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement $\longrightarrow l_{kz} = 1.88 \text{ m}$

Pour IPE 270 les rayons de giration sont :

➤ $I_y = 11.23 \text{ cm}$

➤ $I_z = 3.02 \text{ cm}$

• **Calcul des élancements :**

➤ $\lambda_y = \frac{LK_y}{I_y} = \frac{9.88}{11.23} = 87.97 \quad \lambda_y = 87.97$

➤ $\lambda_z = \frac{LK_z}{I_z} = \frac{1.88}{3.02} = 62.25 \quad \lambda_z = 62.25$

• **Calcul de l'élancement critique :**

$f_y = \text{Acier S235}$

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0.5} = 1$$

Donc : $\lambda_{cr} = 93.3 \quad \varepsilon = 93.3 \times 1 = 93.3$

• **Calcul des élancements réduits :**

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \quad \overline{\lambda}_y = \frac{87.97}{93.3} \times \sqrt{1} = 0.94 < 1.0$$

il ya un risque de flambement.

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \quad \overline{\lambda}_z = \frac{62.25}{93.3} \times \sqrt{1} = 0.67 < 1.0$$

il ya un risque de flambement.

Avec : $\sqrt{\beta_w} = 1 \quad \text{IPE 270 est de classe 1.}$

Calcul du coefficient de réduction :

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

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5. 5. 3 Eurocode 3 :

Pour un **IPE 270 : h = 270 mm, b = 135 mm, t_f = 10.2 mm.**

Donc : $\frac{h}{b} = 2 < 1.2$ et $t_f = 10.2 < 40 \text{ mm}$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
Y-Y	B	$\alpha_y = 0.34$
Z-Z	C	$\alpha_z = 0.49$

Tableau III.1 : Coefficients de flambement correspondant à la section.

a) Calcul de $\Psi_{\min}$:

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 + \lambda_y^{-2}]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_y \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.34 (0.31 - 0.2) + 0.31^2] = 0.566$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.566 + [0.566^2 + 0.31^2]^{0.5}} = 0.82$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 + \lambda_z^{-2}]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_z \leq 1$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.49 (0.17 - 0.2) + 0.17^2] = 1.01$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.01 + [1.01^2 + 0.17^2]^{0.5}} = 0.49 \longrightarrow \chi_y = 0.49$$

$$\chi_{\min} = \min (0.49 ; 0.82)$$

$$\text{Donc : } \chi_{\min} = 0.49$$

b) Calcul du facteur d'amplification :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times F_y} \quad \text{et } k_y \leq 1.5$$

Le potelet étant bi-articulé à ses extrémités et d'après le tableau du calcul du moment équivalent.

$$\beta_{my} = \beta_{mq} = 1.3 \text{ (Charge de vent uniformément répartie).}$$

—

$$\mu_y = \lambda_y (2 \times \beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.31 (2 \times 1.3 - 4) + \frac{484 - 429}{429} = -0.30 \longrightarrow \mu_y = -0.30 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0.30) \times 6.012}{0.82 \times 45.9 \times 23.5} = 1 < 1.5$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{484 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 103.40 \text{ KN.m}$$

$$N_{ply} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{45.9 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 12.786 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{ply} \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}} \right)} \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{ply}} + \frac{K_y M_{y, sd}}{W_{ply} M_{ply}} \leq 1 \longrightarrow \frac{6.012}{0.49 (12.786)} + \frac{1 \times 54.937}{484 (103.4)} = 0.96 \leq 1$$

Donc : la stabilité de ce potelet au flambement flexion est vérifiée.

III.7.5- Vérification de la stabilité au déversement λ_{LT} :

a) Calcul de l'élancement réduit :

$\beta_w = 1 \longrightarrow$ section de classe 1.

χ_{LT} = coefficient de réduction en fonction de λ_{LT} .

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) (\beta_w)^{0.5}$$

M_{cr} = est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{C_1 \times \pi^2 \times E \times I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times Z_g)^2 \right]^{1/2} - (C_2 \times Z_g) \right\} \text{ EC3Art F.1.2}$$

D'après les tableaux F.1.2 de l'EC3 :

Notre potelet considéré comme bi articules a ses extrémités on a :

C1 et C2 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement. **C1 = 1.132** et **C2 = 0,459**

K et **K_w** : les facteurs de longueur effective avec :

L **K = 1** et **K_w = 1**

$$Z_a = -\frac{h}{2} = \frac{270}{2} = -13.5$$

Sous le vent (-) puisque l'orientation de Reppert est vers la semelle comprimé

.

Z_s = 0 $\longrightarrow$ **section doublement symétrique EC 03 figure 1.1**

$$Z_g = Z_a - Z_s = -13.5 \text{ cm}$$

$$I_t = 15.9 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 70.58 \text{ cm}^6$$

$$K = 10 \text{ m}$$

$$G = 0.4 \text{ E}$$

$$I_z = 420 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times \pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 420}{(1 \times 1000)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{70.58}{420} + \frac{(1 \times 1000)^2 \times 0.4 \times 15.9}{\pi^2 \times 420} + (0.459 \times -13.5)^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times -13.5) \right\}$$

$$M_{cr} = 45.159 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 484 \times 0.235}{45.15}} = 1.58 > 0.4$$

Il ya risque de déversement.

Profilé laminé $\alpha = 0.21$ donc $\chi_{LT} = 0.699$

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq M_{brd}$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{brd} = 0.699 \times 1 \times 484 \times \frac{23.5}{1.1} = 7227.66 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdy} = 54.937 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = 7227.66 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{sdy} = 54.937 \text{ KN.m} \leq M_{brd} = 7227.66 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Le profile IPE 270 est vérifier au déversement.

Conclusion :

D'après notre calcul des profilés de notre structure et les vérifications effectuées nous avons obtenues les résultats suivant : Les pannes : **IPE 120**

Les lisses de bardages : **UAP 130**

Les potelets : **IPE 270**

CHAPITRE IV :

Etude De pont roulant

IV.1. Introduction :

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

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

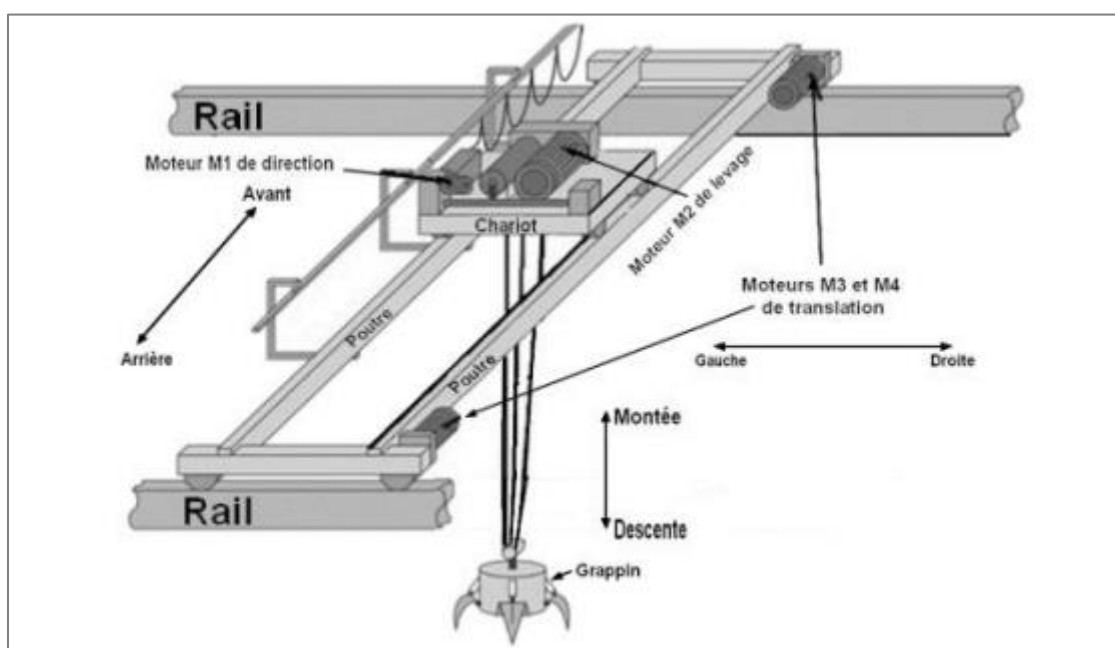


Fig. IV.1 : Représentation d'un pont roulant.

IV.2. Caractéristique du pont roulant :

Puissance [N]	L_p [m]	a_{min} [m]	b	c	E	D
5	24	0.7	0.25	0.5	3.5	1.8

Tableau IV.1 : Dimensions du pont roulant

Puissance	Portée	Vitesse [m/mn]			Poids [t]		
(N)	(M)	Levage	Direction	Translation	Pont (B)	Chariot (k)	Charge (B+K)
5	24	7	30	82	11.9	3.5	15.4

Tableau IV.2 : Caractéristiques mécaniques du pont.

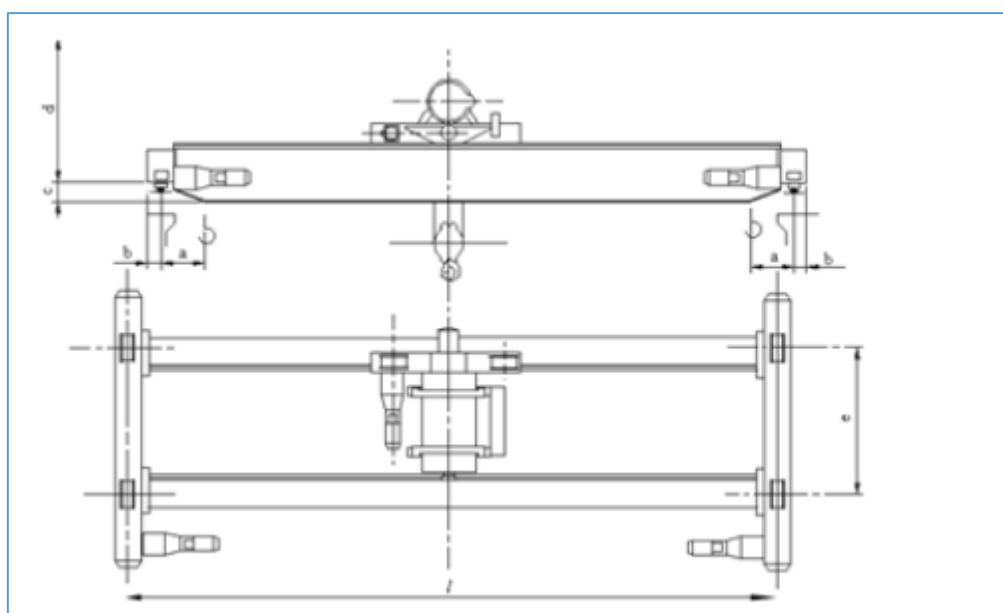


Fig. IV.2 : Représentation d'un pont roulant.

IV.2 1. Classification du pont :

La classification du pont roulant sera faite selon le CTICM en tenant compte des critères suivants :

- L'intensité de l'usage du pont
- La variation des charges à soulever
- Les groupes de ponts roulants

Classement ressortant des Classement ressortant des recommandations du CTICM :

Classe d'utilisation	
Classe A	Utilisation occasionnelle suivie de périodes repos
Classe B	Utilisation régulière en service intermittent
Classe C	Utilisation régulière avec service intensif

Tableau IV.3 : Classification des ponts selon l'intensité de d'usage.

Classe d'utilisation	
Classe A	Utilisation occasionnelle suivie de périodes repos
Classe B	Utilisation régulière en service intermittent
Classe C	Utilisation régulière avec service intensif

Tableau IV.4 : Classement des ponts selon la variation des charges à soulever

- Utilisation régulière au service intermittent → Pont de classe B.
- Soulèvement des charges moyennes → état de charge 2 → Pont de group II.

Coefficients :

Pour le calcul des chemins de roulement on utilise deux coefficients :

C : Coefficient d'adhérence d'un galet sur le rail

Ψ : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales

Ψ_1 : chemin de roulement.

Ψ_2 : support du chemin de roulement

Groupe du pont roulant	C	Ψ_1	Ψ_2
Groupe II	0.2	1.15	1.05

Tableau IV.5 : coefficients de calcul des charges

IV.3. Etude de la poutre de roulement :

IV.3.1. Calcul des réactions au niveau des galets :

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B \cdot L_p - [(K+N) \cdot (L_p - a_{min}) + B \cdot (L_p / 2)] = 0$$

$$R_B = [(K+N) \cdot (L_p - a_{min}) + B \cdot L_p / 2] / L_p$$

$$R_B = [(35+50) \cdot (24 - 0.7) + 119 \cdot 24 / 2] / 24$$

$$R_B = 142.02 \text{ KN}$$

$$\sum F_{yy} = R_A + R_B - K - N - B = 0$$

$$\rightarrow R_A = -R_B + K + N + B$$

$$\rightarrow R_A = -182.02 + 35 + 50 + 119 = 61.98 \text{ KN.}$$

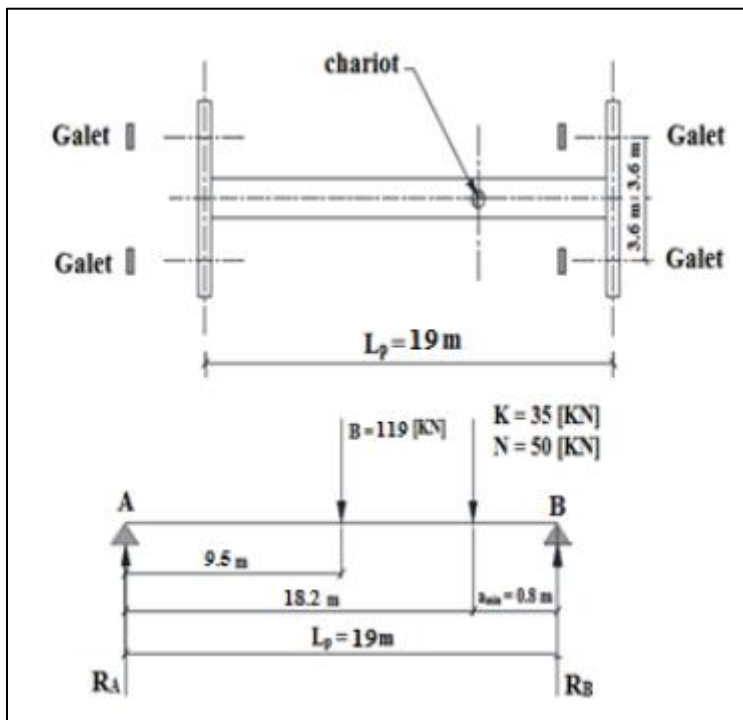


Fig. IV.3 : réactions verticales aux galets

a. Réaction verticale :

R max : Réaction maximale statique (pont immobile).

R min : Réaction minimale statique (pont immobile).

Nombre de galets par appuis $n = 2$.

$$R_{\max} = (R_B / 2) = (182.02 / 2) = 91.01 \text{ KN}$$

$$\text{et } R_{\min} = (R_A / 2) = (61.98 / 2) = 30.99 \text{ KN.}$$

b. Charges verticales avec majoration dynamique :

Les valeurs des réactions sur les galets en tenant compte de la majoration dynamique :

$$R_{V\text{Max}} = \Psi_1 \cdot R_{\text{Max}} = 1.15 \times 71.01 = 81.66 \text{ KN.}$$

$$R_{V\text{Min}} = \Psi_1 \cdot R_{\text{Min}} = 1.15 \times 30.99 = 35.63 \text{ KN.}$$

c. Charges horizontales longitudinales avec majoration dynamique :

Pour tenir compte de l'effet du freinage longitudinal de translation du pont roulant ainsi que des réactions qui peuvent être provoquées par le tamponnement de ce dernier sur les boutoirs de fin course, des réactions horizontales longitudinales doivent être prévues comme suit :

$$R_{L\text{Max}} = C \cdot R_{\text{max}} = 0.2 \times 71.01 = 14.20 \text{ KN.}$$

$$R_{L\text{Min}} = C \cdot R_{\text{min}} = 0.2 \times 10.99 = 6.20 \text{ KN.}$$

IV.3.2. Charges horizontales transversales avec majoration dynamique :

a) Chariot au milieu de la portée :

$$R_{H1\text{max}} \pm [0.024 (K + N + B) L_p / e + 0.021 (N + K)] / n .$$

$$R_{H1\text{max}} \pm [0.024 (35 + 50 + 119) 24 / + 0.021 (50 + 35)] / 2 = 17.67 \text{ KN.}$$

$$R_{H1\text{min}} \pm [0.024 (K + N + B) L_p / e - 0.021 (N + K)] / n .$$

$$R_{H1\text{min}} \pm [0.024 (35 + 50 + 119) 24 / 3.5 - 0.021 (50 + 35)] / 2 = 15.89 \text{ KN.}$$

b) Chariot à l'extrémité de la portée :

$$R_{H2\text{max}} \pm [0.0052 (K + N + 5B) L_p / e + 0.021 (N + K)] / n .$$

$$R_{H2\text{max}} \pm [0.0052 (35 + 50 + 5 \times 119) 19 / 3.5 + 0.021 (50 + 35)] / 2 = 20.14 \text{ KN.}$$

$$R_{H2\text{min}} \pm [0.0052 (K + N + 5B) L_p / e - 0.021 (N + K)] / n .$$

$$R_{H2\text{min}} \pm [0.0052 (35 + 50 + 5 \times 119) 24 / 3.5 - 0.021 (N + K)] / 2 = 18.36 \text{ KN.}$$

Réaction	R _v [KN]	R _L [KN]	R _{H1} [KN]	R _{H2} [KN]
Max	81.66	14.20	17.67	20.14
Min	35.63	6.20	15.89	18.36

Tableau IV.6 : Récapitulatif des réactions sur les galets.

IV.4. dimensionnement de la poutre de roulement :

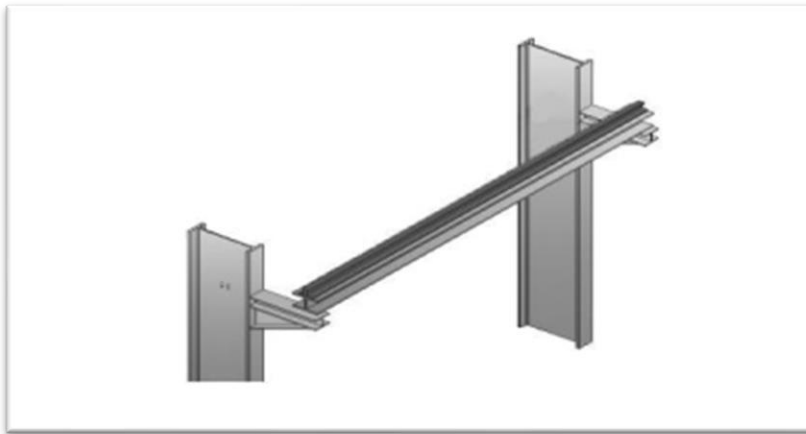


Fig. IV.4 : Schéma de la poutre de roulement.

IV.4.1. Evaluation de charges :

• Charges permanentes :

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

• Charges roulantes :

Toutes les réactions verticales et horizontales des galets de roulement et

Éventuellement de guidage du pont.

Ces réactions sont fonction de :

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

• **Charges mobiles appliqués sur la passerelle :**

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

Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche. La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre.

La longueur de la poutre est égale à 6m $\rightarrow l = 6\text{m}$

La flèche admissible f_{adm} pour un pont roulant de classe B.2 - groupe II est égale à :

$$f_{adm} = (1/750) \quad (\text{CTICM})$$

$$f_{adm} = (600 \div 750) = 0.8\text{cm} = 8 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\rightarrow f_{Max} = ([RVM_{Max} (1 - e)[3l^2 - (l - e)^2] \div [48 \times E \times I_y]) < f_{adm}$$

$$I_y \geq (81.66 \times (6 - 3.5)[3 \times 6^2 - (6 - 3.5)^2] \times 750 \div 48 \times 2.1 \times 10^8 \times 6)$$

$$I_y \geq 2.5759 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = I_y \geq 25759 \text{ cm}^4$$

La poutre de roulement choisi est HEB320 avec $I_y = 30820 \text{ cm}^4$

HEB 320						
$h \text{ (mm)}$	$b \text{ (mm)}$	$t_f \text{ (mm)}$	$t_w \text{ (mm)}$	$r \text{ (mm)}$	$i_x \text{ (mm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
320	300	20.5	11.5	27	7.26	161.3
$I_z \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{plz} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_{ply} \text{ (cm}^3\text{)}$	$A_{vz} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{vy} \text{ (cm}^2\text{)}$	$d \text{ (mm)}$
9239	30820	939.1	2149	51.77	127.4	225

Tableau IV.7 : Caractéristiques du profilé HEB 320.

IV.4.2. Choix du rail :

Le tableau de surcharges admissible sur les galets nous donne en fonction du diamètre des galets les caractéristiques du rail, on prend comme rail du pont roulant A65.

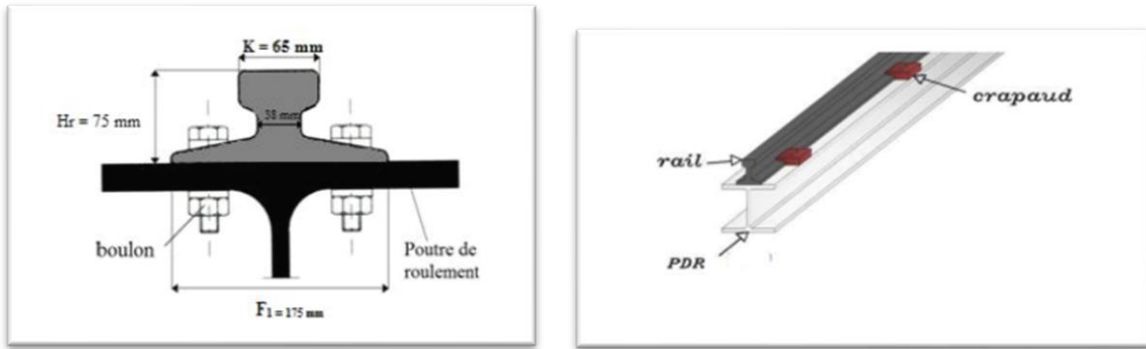


Fig. IV.5 : Caractéristiques du rai

Dimensions du rail de pont roulant :

Surface(cm ³)	P (kg/ml)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _z (cm ³)	K (mm)	Hr (mm)
56.4	43.5	327	73.7	609	69.6	65	75

Tableau IV.8 : Caractéristiques du rail.

IV.4.3. Vérification de la flèche verticale :

La vérification de la flèche sera faite pour les deux directions (horizontal et verticale). La flèche maximale sera obtenue en plaçant les deux galets du pont roulant symétriquement par rapport au milieu de la poutre de roulement.

1. Vérification de la flèche verticale :

Poids propre de la PDR : PP = 1.27 KN/m

Poids propre du rail : Pr = 0.435 KN/m .

$$q = PP + Pr = 1.71 \text{ KN/m} = 1.71 \text{ KN/m} \rightarrow q = 1.71 \times 6\text{m} = 10.26 \text{ KN} .$$

• Charge répartie :

$$f1_{\text{Max}} = (5 \times q \times L^4 / 384 \times E \times I_y) = (5 \times 1.71 \times 6^4 / 384 \times 2.1 \times 30820) \times 10^2 = 0.045 \text{ cm} .$$

$$f2_{\text{Max}} = RV_{\text{Max}}(l-e)(3l^2 - (l-e)^2) \div (48 \times E \times I_y)$$

$$f2_{\text{Max}} = 81.66 (6-3.50)(3 \times 6^2 - (6-3.5)^2) / (48 \times 2.1 \times 30820 \times 10^2) = 0.67 \text{ cm}$$

Condition à vérifier :

$$f_{\text{Max}} = f1_{\text{Max}} + f2_{\text{Max}} = 0.045 + 0.67 = 0.715 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 0.8 \text{ cm}$$

$f_{Max} \leq f_{adm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

2. Vérification de la flèche horizontale :

$$f_{Max} = \frac{R_{H1Max}(l-e)(3l^2-(l-e)^2)}{48 \times E \times I_{se}} \quad I_{se} = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{2.05 \times 30^3}{12} = 4612.5 \text{ cm}^4$$

$$f_{Max} = 17.67 (6-3.5)(3 \times 6^2 - (6-3.5)^2) / (48 \times 2.1 \times 0.46125) \times 10^2 = 0.755 \text{ cm}$$

$f_{Max} = 0.775 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.8 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

IV.4.4. Détermination des efforts :

1. Calcul des sollicitations internes :

Les poutres de roulement dans notre projet sont conçues en tronçons de 6m de long supportées par deux appuis (isostatique).

2. Calcul du moment fléchissant maximum :

• Moment dû aux charges mobiles :

Le moment fléchissant maximum dû aux charges mobile déterminé par le théorème de BARRE est défini comme suite :

$$M_{yMax} = R_{vMax} \cdot \frac{\left(1 - \frac{e}{2}\right)^2}{2l}$$

$$M_{yMax} = 81.66 \times \frac{\left(600 - \frac{350}{2}\right)^2}{2 \times 600} = 122.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_{zMax} = R_{H1Max} \cdot \frac{\left(1 - \frac{e}{2}\right)^2}{2l}$$

$$M_{zMax} = 17.67 \times \frac{\left(600 - \left(\frac{350}{2}\right)\right)^2}{2 \times 600} = 26.59 \text{ KN.m.}$$

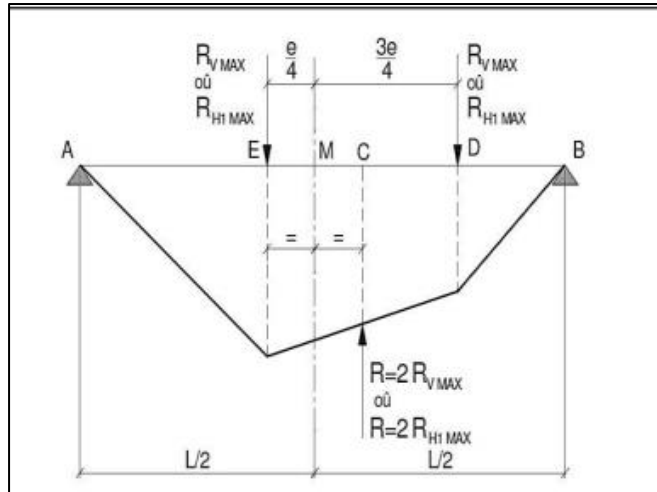


Fig IV.6 : moment fléchissant dû aux charges mobiles.

Moment dû au poids propre du chemin de roulement :

Le moment maximum dû au poids propre du chemin de roulement sera déterminé en considérant le poids de la poutre de roulement ainsi que le poids du rail.

$$q = PP + Pr = 1.71 \text{ KN/m.}$$

$$M_{q\text{Max}} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1.71 \cdot 6^2}{8} = 7.7 \text{ KN.m.}$$

Moments combines pondérés :

$$M_{y.sd} = 1.35 M_{q\text{Max}} + 1.5 M_{y\text{Max}} = 1.35 \times 7.7 + 1.5 \times 122.91 = 194.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = 1.5 M_{z\text{Max}} = 1.5 \times 26.59 = 39.88 \text{ KN.m}$$

3. Calcul de l'Effort tranchant maximum :

• Effort tranchant dû aux charges mobiles :

L'effort tranchant maximum dû aux charges mobiles est obtenu en plaçant ces charges le plus proche possible des appuis.

$$V_{y.\text{Max}} = (V_{z\text{Max}} / R_{V\text{Max}}) \times R_{H1\text{Max}} = (47.63 / 81.66) \times 17.67 = 10.30$$

$$V_{y.\text{Max}} = 10.30 \text{ KN}$$

$$V_{z.\text{Max}} = (V_{\text{Max}} / L) \times e = (81.66 / 6) \times 3.5 = 47.63 .$$

$$V_{z.\text{Max}} = 47.63 \text{ KN}$$

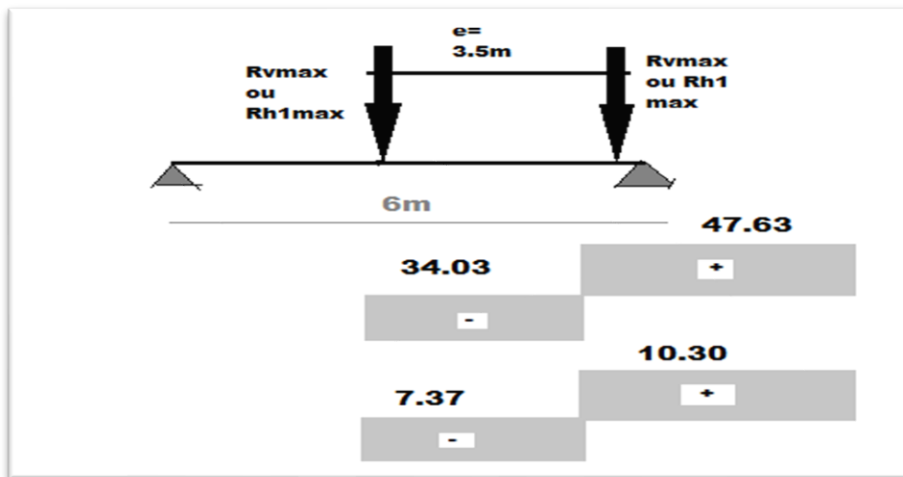


Fig IV.7. Effort tranchant dû aux charges mobiles.

- Effort tranchant dû au poids propre du chemin de roulement :

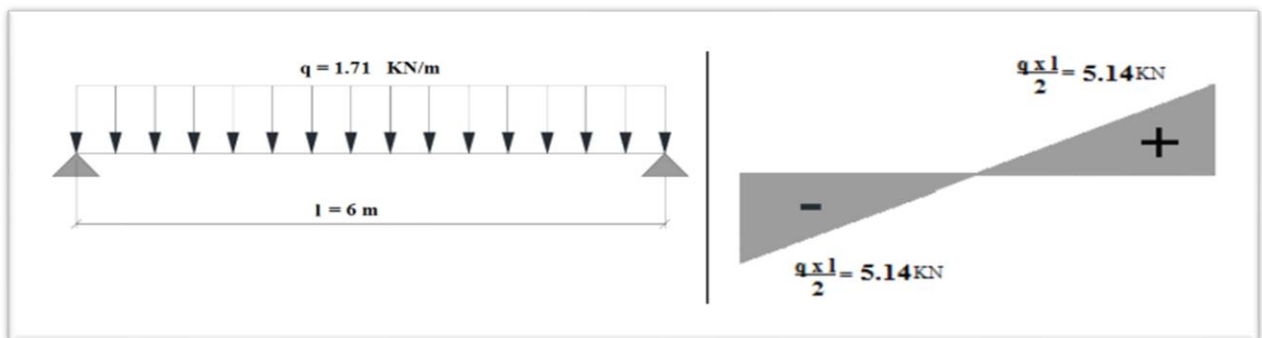


Fig IV.8. Charge et effort tranchant dues au chemin de roulement.

- Efforts tranchants combinés pondérés :

$$V_{z.sd} = 1.35 V_{q.Max} + 1.5 V_{z.Max}$$

$$V_{z.sd} = 1.35 \times 5.14 + 1.5 \times 53.13 = 86.63 \text{ KN.}$$

$$V_{y.sd} = 1.5 V_{y.Max} = 1.5 \times 10.30 = 15.45 \text{ KN.}$$

4. Calcul de l'Effort normal maximum :

Les charges horizontales longitudinales dues aux effets du freinage du pont roulant impliqueront dans la poutre la poutre de roulement un effort normal de compression.

$$N_{sd} = 1.5 \times 2 \times R_{LMax}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 2 \times 14.20$$

$$N_{sd} = 42.60 \text{ KN}$$

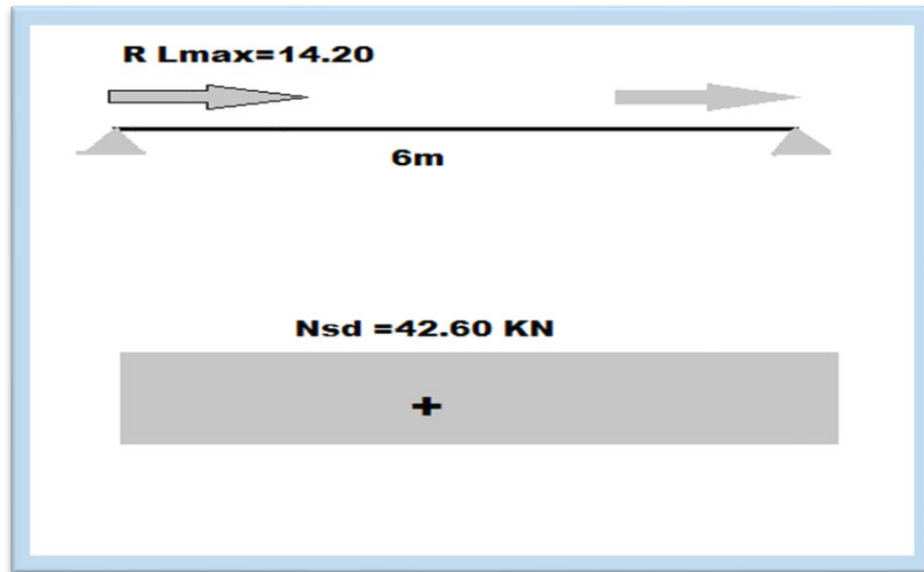


Fig IV.9 effort normal

IV.5. Vérification de la section à la résistance :

IV.5. 1. Vérification de la flexion bi-axiale composée :

Les éléments à section transversale sollicités en flexion bi-axiale et en compression axiale doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$V_{sd} < 0.5 V_{plz.rd}$ pour l'effort tranchant

$N_{sd} < \min (0.25 N_{plz.Rd} ; 0.5 (A_w \times f_y / \gamma_{M0}))$ pour l'effort normal

Calcul de classe de HEB320 :

- **Classe de la semelle : comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b-t_w-2r}{2}}{t_f} \leq 9\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\left[\frac{235}{f_y}\right]} = \sqrt{\left[\frac{235}{275}\right]} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{300-11.5-2 \times 27}{2}}{20.5} = 5.72 \leq 9\varepsilon = 8.28 \rightarrow \text{semelle de classe 1.}$$

- **Classe de l'âme : fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \frac{d}{t_w} = \left[\frac{225}{11.5}\right] = 19.57 \leq 72\varepsilon = 66.24 \rightarrow \text{âme classe 1} \rightarrow \text{Section globale de classe 1}$$

IV.5. 1.1. Incidence de l'effort tranchant :

La vérification est menée en considérant l'effort tranchant max obtenu pour une disposition du pont qui est différente de la disposition ayant donné M_{max} (en réalité pour un calcul exacte l'effort tranchant à considérer est celui obtenu pour la disposition de M_{max}).

$$V_{z,sd} \leq 0.5 V_{pl,z,rd} \quad \text{et} \quad V_{z,sd} = 86.63 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,rd} = A_{vz} \times \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{51.77 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} 10^{-1} = 747.24 \text{ KN}$$

$$0.5 V_{pl,z,rd} = 0.5 \times 747.24 = 373.62 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 86.63 \text{ KN} \leq 0.5 V_{pl,z,rd} = 373.62 \text{ KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

IV.5. 1.2. Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq 0.25 N_{pl,z,rd} \quad \text{et} \quad N_{sd} = 42.60 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,z,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{161.3 \times 275}{1.1} 10^{-1} = 4032.5 \text{ KN.}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 161.3 - 2 \times 30 \times 2.05 = 38.3 \text{ cm}^2$$

$$0.25 N_{pl,z,rd} = 0.25 \times 4032.5 = 1008.1 \text{ KN .}$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times \frac{38.3 \times 275}{1.1} 10^1 = 478.75 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 42.60 \text{ KN} \leq 0.25 N_{pl,z,rd} = 1008.1 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 42.60 \text{ KN} \leq 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 478.75 \text{ KN}$$

Les deux conditions sont vérifiées alors il n'y a pas d'interaction entre M et N .

IV.5.2.Vérification de l'élément aux instabilités :

• Flambement par rapport à y-y :

$$\lambda_y = I_y / i_y = 600 / 13.82 = 43.42 \quad i_y = 13.82 \quad (\text{tableau des profilés})$$

$$\lambda_y^- = \lambda_y / \lambda_1 = 43.42 / 93.9\varepsilon = 0.5 \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{[235/f_y]} = \sqrt{[235/275]} = 0.92$$

Courbe de flambement :

$$b = 320 / 300 = 1.07 \leq 1.2$$

$$t_f = 20.5 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe (a)} \rightarrow \alpha_y = 0.21 \quad \varphi_y = 0.5$$

$$[1 + \alpha_y (\lambda_y^- - 0.2) + \lambda_y^{-2}] = 0.5 [1 + 0.21 (0.5 - 0.2) + 0.5^2] = 0.67$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_{y+} [\varphi_y^2 - \lambda_y^{-2}]^{0.5}} = \frac{1}{0.67 + [0.67^2 - 0.5^2]^{0.5}} = 0.89$$

• Flambement par rapport à z-z :

$$\lambda_z = I_z / i_z = 600 / 7.26 = 82.64 \quad \text{et} \quad \lambda_z^- = \lambda_z / \lambda_1 = 82.64 / 93.9\varepsilon = 0.95$$

Courbe de flambement :

$$h / b = 320 / 300 = 1.07 \leq 1.2$$

$$t_f = 20.5 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe de flambement z-z} \rightarrow \text{courbe (b)}$$

$$\rightarrow \alpha_z = 0.34 \quad \varphi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\lambda_z^- - 0.2) + \lambda_z^{-2}] = 0.5 [1 + 0.34 (0.95 - 0.2) + 0.95^2] = 1.1$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_{z+} [\varphi_z^2 - \lambda_z^{-2}]^{0.5}} = \frac{1}{1.1 + [1.1^2 - 0.95^2]^{0.5}} = 0.6$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.89, 0.6) = 0.6.$$

➤ Coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$C1 = 1.046 \quad [\text{tableau F.1.1 page F-3 EC 3}]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{600}{7.53}}{1.046^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{600}{7.26}}{\frac{32}{2.05}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 64.91$$

$$\lambda_y^- = [\lambda_{LT} / \lambda_1] = \frac{64.91}{93.9 \times 0.92} = 0.75 \quad \text{avec :} \quad \alpha_{LT} = 0.21.$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT}^- - 0.2) + \lambda_{LT}^{-2}] = 0.5 [1 + 0.21 (0.75 - 0.2) + 0.75^2] = 0.84.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT+} [\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^{-2}]^{0.5}} = \frac{1}{0.84 + [0.84^2 - 0.75^2]^{0.5}} = 0.82 \leq 1.0$$

• Calcul des coefficients d'interaction kij:

- Coefficient d'interaction ky:

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

$$\beta_{My} = 1,4 ; W_{ply} = 2149 \text{ cm}^3 ; W_{ely} = 1926 \text{ cm}^3 ; \bar{\lambda}_y = 0.5$$

$$\mu_y = 0.5 (2 \times 1.4 - 4) + \frac{2149 - 1926}{1926} = -0.48 < 0.9.$$

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

$$\text{Avec: } N_{sd} = 42.60 \text{ KN}; A = 161.3 \text{ cm}^2; \chi_y = 0.89; f_y = 275 \text{ MPa}.$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.48 \times 42.60}{0.89 \times 161.3 \times 275} = 1.00 \leq 1.5$$

Coefficient d'interaction kz :

$$\beta_{My} = 1,4 ; W_{plz} = 939.1 \text{ cm}^3 ; W_{elz} = 615.9 \text{ cm}^3 ; \bar{\lambda}_z = 0.95$$

$$\mu_z = 0.95 (2 \times 1.4 - 4) + \frac{939.1 - 615.9}{615.9} = -0.62 < 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$k_z = 1 - \frac{-0.62 \times 42.60}{0.6 \times 161.3 \times 275} = 1.00 \leq 1.5$$

- Coefficient d'interaction kLT:

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z, \beta_{mLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.95 \times 1.4 - 0.15 = 0.05$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.05 \times 42.60}{0.6 \times 161.3 \times 275} = 0.99 = 1.00$$

IV.5.2.1. Vérification de la flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + k_y \frac{M_{y, sd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + k_z \frac{M_{z, sd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1.0$$

$$\frac{42.60}{0.6 \times 161.3 \times 275 / 1.1} \times 10 + 1 \frac{194.76}{2149 \times 275 / 1.1} \times 10^3 + 1 \frac{39.88}{939.1 \times 275 / 1.1} \times 10^3 = 0.55 < 1.0 \rightarrow$$

Condition vérifiée

IV.5.2.2. Vérification de la flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + k_y \frac{M_{y, sd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M0}} + k_z \frac{M_{z, sd}}{W_{plz} \times f_y / \gamma_{M0}} \leq 1.0$$

$$\frac{42.60}{0.6 \times 161.3 \times 275 / 1.1} \times 10 + 1 \frac{194.76}{0.82 \times 2149 \times 275 / 1.1} \times 10^3 + 1 \frac{39.88}{939.1 \times 275 / 1.1} \times 10^3 = 0.63 < 1.0$$

→ Condition vérifiée

IV.5.2.3. Vérification du cisaillement :

Cisaillement sous l'effet de la charge verticale :

$$V_{z, sd} \leq V_{pl, z, Rd} \quad \text{avec : } V_{z, sd} = 86.63 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{pl, z, Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} 10^{-1} = 747.35 \text{ KN}$$

$$V_{z, sd} = 86.63 \text{ KN} \leq V_{pl, z, Rd} = 747.35 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Cisaillement sous l'effet de la charge horizontale :

$$V_{y, sd} \leq V_{pl, y, Rd} \quad \text{avec : } V_{y, sd} = 15.45 \text{ KN}$$

$$A_{vy} = 127.4 \text{ KN}$$

$$V_{pl, y, Rd} = \frac{A_{vy} \times \left[\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right]}{\gamma_{M0}} = \frac{127.4 \times \left[\frac{275}{\sqrt{3}} \right]}{1.1} 10^{-1} = 1838.9 \text{ KN.}$$

$$V_{y, sd} = 15.45 \text{ KN} \leq V_{pl, y, Rd} = 1838.9 \text{ KN}$$

$$\text{Et } V_{y, sd} = 15.45 \text{ KN} \leq 0.5 \times V_{pl, y, Rd} = 0.5 \times 1838.9 = 919.45 \text{ KN}$$

→ Condition vérifiée

IV.6. Calcul du support du chemin de roulement :

IV.6. 1. Pré dimensionnement du support :

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

- Leurs poids propres
- Le poids propre du chemin de roulement (poutre + rail)
- Les charges verticales et horizontales transmises par les galets.

Pour le support du chemin de roulement nous choisissons le profilé HEA 320.

Tableau 1Tableau IV.9 : Caractéristiques du profilé HEA 320

HEA320						
h (mm)	b (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	r (mm)	A (cm ²)	d (mm)
310	300	15.5	9	27	124.4	225
I_z (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	W_{plz} (cm ³)	W_{ply} (cm ³)	A_{vz} (cm ²)	A_{vy} (cm ²)	i_z (mm)
6985	22930	709.7	1628	41.13	96.2	7.49

Tableau IV.9 : Caractéristiques du profilé HEA 320

IV.6. 2. Evaluation des charges :

• Poids propre de la console :

P_c : Poids propre de HEA320

$$P_c = 0.976 \text{ KN/ml}$$

• Poids propre du chemin de roulement P_{cr} :

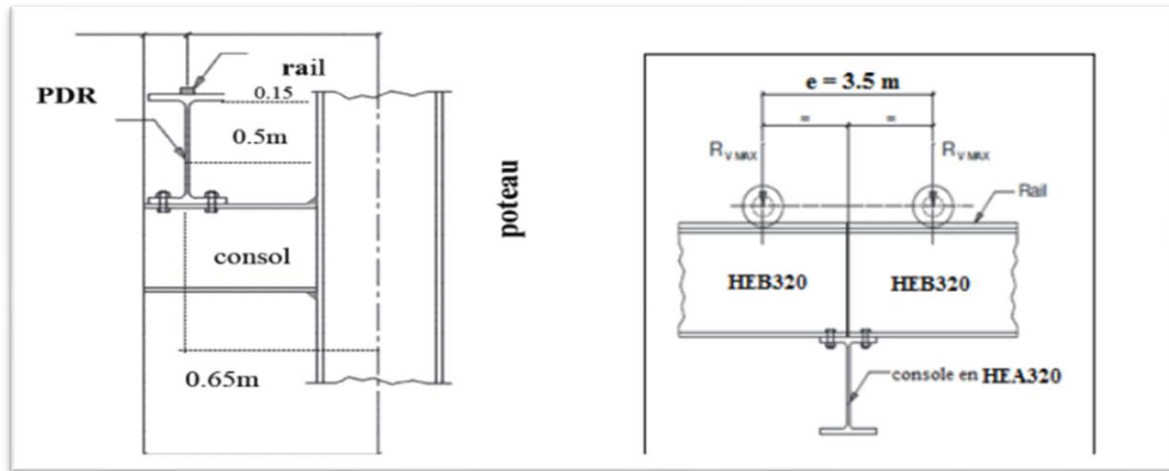
Le poids propre du chemin de roulement est transmis aux consoles sous forme de charges concentrées.

La charge transmise sur une seule console est :

$$P_{cr} = q \times [L/2] = 1.71 \times [6/2] = 5.13 \text{ KN}$$

q : le poids propre de la poutre + rail de roulement ($q=1.71$)

L : la longueur de la travée du chemin de roulement (L = 6m)



Charges verticales :

L'action verticale maximale est obtenue lorsque les deux galets d'un même sommier sont positionnés symétriquement par rapport à l'axe de la console.

$$P_{Vmax} = 2 \times R_{Vmax} \times \left(\frac{1 - \left[\frac{e}{2} \right]}{l} \right) = 2 \times 81.66 \times \left(\frac{6 - \left[\frac{3.5}{2} \right]}{6} \right) = 115.68 \text{ kN.}$$

• Charges horizontales :

Seul l'effet des charges horizontales longitudinales sera pris en compte pour l'étude de la console support du chemin de roulement. Le cas le plus défavorable est obtenu en considérant que les deux charges horizontales longitudinales (R_{Lmax}) sont reprises par une seule console.

$$P_{Hmax} = 2 \times R_{Lmax} = 2 \times 14.20 = 28.4 \text{ KN}$$

IV.6. 3. Calcul des sollicitations internes :

• Sous charges verticales:

$$M_{y1} = P_{cr} \times l + \frac{P_c \times l^2}{2} = (5.13 \times 0.65) + \left(\frac{0.976 \times 0.65^2}{2} \right)$$

$$M_{y1} = 3.54 \text{ KN.m}$$

$$V_{z1} = P_{cr} + P_c \times l$$

$$V_{z1} = 5.13 + 0.976 \times 0.65 = 5.76 \text{ KN}$$

$$M_{y2} = P_{Vmax} \times l = 115.68 \times 0.65$$

$$M_{y2} = 75.19 \text{ KN.m}$$

$$V_{z2} = P_{V\max} = 115.68 \text{ KN}$$

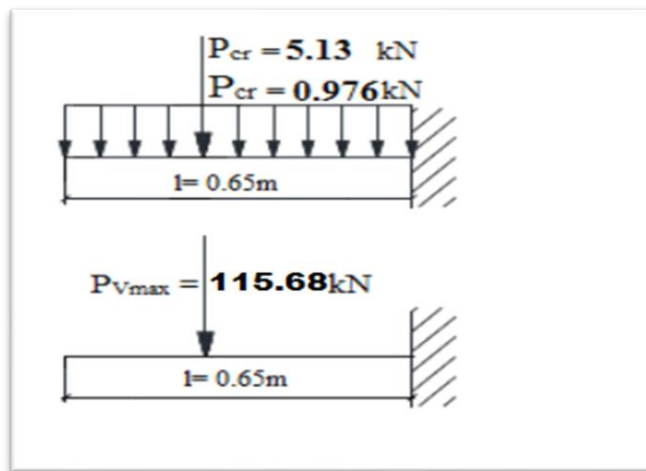
• **Efforts combinés pondérés :**

$$M_{y,sd} = 1.35 M_{y1} + 1.5 M_{y2} = 1.35 \times 3.54 + 1.5 \times 75.19$$

$$M_{y,sd} = 117.56 \text{ KN.m}$$

$$V_z = 1.35 V_{z1} + 1.5 V_{z2} = 1.35 \times 5.76 + 1.5 \times 115.68$$

$$V_{z,sd} = 181.29 \text{ kN}$$



➤ **Sous charges horizontales :**

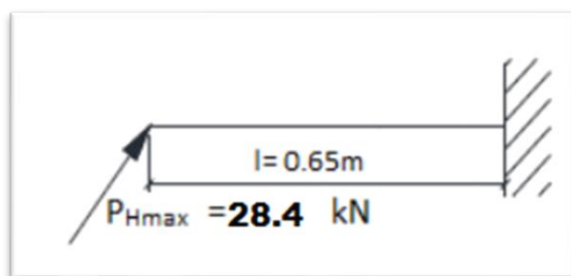
$$M_{z2} = P_{H\max} \times l = 28.4 \times 0.65 = 18.46 \text{ kN.m}$$

$$V_{y2} = P_{H\max} = 28.4 \text{ kN}$$

Efforts combinés pondérés :

$$M_{z,sd} = 1.5 M_{z2} = 1.5 \times 18.3 = 27.69 \text{ kN.m}$$

$$V_y = 1.5 V_{y2} = 1.5 \times 28.4 = 42.6 \text{ KN}$$



IV.6. 4. Vérification de la flexion (déviée) :

• Classe de la console :

Classe de la semelle : comprimée

$c\ t f = b - t_w - 2r\ 2\ t f \leq 9\varepsilon$ avec $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 275} = 0.92$ $c\ t f = 300 - 9 - 2 \times 27.2 \times 15.5 = 7.65 \leq 9\varepsilon = 8.28 \rightarrow$ semelle de classe 1.

Classe de l'âme : fléchie $d\ t_w \leq 72\varepsilon$ $d\ t_w = 225.9 = 25 \leq 72\varepsilon = 66.24$

$\rightarrow$ âme classe 1. $\rightarrow$ Section globale de classe 1.

• Condition à vérifier :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right)^\beta \leq 1.0 \quad \text{« Formule 5.35 – Page 5.63 – EC3 »}$$

$\alpha = 2$ et $\beta = 1$; $M_{z.sd} = 27.69$ kN.m ; $M_{y.sd} = 117.56$ kN.m

$$M_{pl.y.sd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1628 \times 275}{1.1} 10^{-3} = 407 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.sd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{709.7 \times 275}{1.1} 10^{-3} = 177.43 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{117.56}{407} \right]^2 + \left[\frac{27.69}{177.43} \right]^1 \leq 1.0$$

$0.083 + 0.23 = 0.31 \leq 1.0 \rightarrow$ condition vérifiée

IV.6. 5. Vérification au cisaillement :

$$V_{z.sd} \leq V_{pl.z.Rd} \quad ; \quad V_{y.sd} \leq V_{pl.y.Rd} \quad \text{« Formule 5.20 – Page 5.58 – EC3 »}$$

$$V_{z.sd} = 181.29 \text{ KN} \quad ; \quad V_{y.sd} = 42.6 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 41.13 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{vy} = 96.2 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.z.sd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{41.13 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1.1} 10^{-1} = 593.7 \text{ KN}$$

$$V_{pl.y.sd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{96.2 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1.1} = 1388.5 \text{ KN}$$

$V_{z.sd} = 181.29 \text{ KN} \leq V_{pl.z.Rd} = 593.7 \text{ KN} \rightarrow$ condition vérifiée

$V_{y.sd} = 42.6 \text{ KN} \leq V_{pl.y.Rd} = 1388.5 \text{ KN} \rightarrow$ condition vérifiée

IV.6. 6.Vérification au déversement :

Condition à vérifier :

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{z.sd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad \text{avec : } \beta_w = 1 \quad (\text{section de classe 1})$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad \text{avec : } C_1 = 1.879$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{65}{7.49}}{1.879^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{65}{7.49}}{\frac{31}{1.55}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 6.32 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0.5} = \frac{6.32}{93.9 \times 0.92} = 0.073$$

On a: $h/b = 1.03 \leq 2 \rightarrow$ courbe (a) $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT}^2 - 0.2) + \lambda_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.21 (0.073^2 - 0.2) + 0.073^2] = 0.49$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.49 + [0.49^2 - 0.073^2]^{0.5}} = 1.031$$

$$\frac{117.56}{1.031 \times 1 \times 1628 \times \frac{275}{1.1}} 10^3 + \frac{27.69}{709.7 \times \frac{275}{1.1}} 10^3 = 0.44 \leq 1.0$$

IV.6. 7. Vérification de la flèche :

➤ Sous charges horizontales :

$$\frac{PH_{max} \times L^3}{3 \times E \times I_z} < [l/750] \quad \text{avec : } PH_{max} = 28.4 \text{ KN ; } I_z = 6985 \text{ cm}^4$$

$$\frac{28.4 \times 65^3}{3 \times 2.1 \times 6985} \times 10^{-4} = 0.018 < \frac{1}{750} = [65 \div 750] = 0.087 \text{ cm}$$

• Sous charges verticales :

$$\frac{5}{384} \frac{P_c \times l^3}{E \times I_y} + (P_{Vmax} + P_{cr}) \times \frac{l^3}{3 \times E \times I_y} < \frac{l}{750}$$

$$\frac{5}{384} \frac{0.976 \times 65^4}{2.1 \times 22930} + (115.68 + 5.13) \times \frac{65^3}{3 \times 2.1 \times 22930} 10^{-4} = 0.0256 \text{ cm}$$

$$0.0256 < \frac{l}{750} = \frac{65}{750} = 0.087 \text{ cm}$$

→La flèche est vérifiée.

Conclusion :

Poutre de roulement en HEB320

Rail A65

Support de chemin de roulement en HEA320

Chapitre V :
Etude de contreventements
& Stabilité

V.1 : Introduction :

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, le freinage des ponts roulants, l'action sismique...etc. Ils sont destinés pour garantir le bon cheminement des efforts horizontaux vers les fondations. Ils sont disposés en toiture dans le plan des versants : poutre au vent "contreventement horizontal" et en façades : palée de stabilité "Contreventement vertical", et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur le pignon que sur les long-pans.

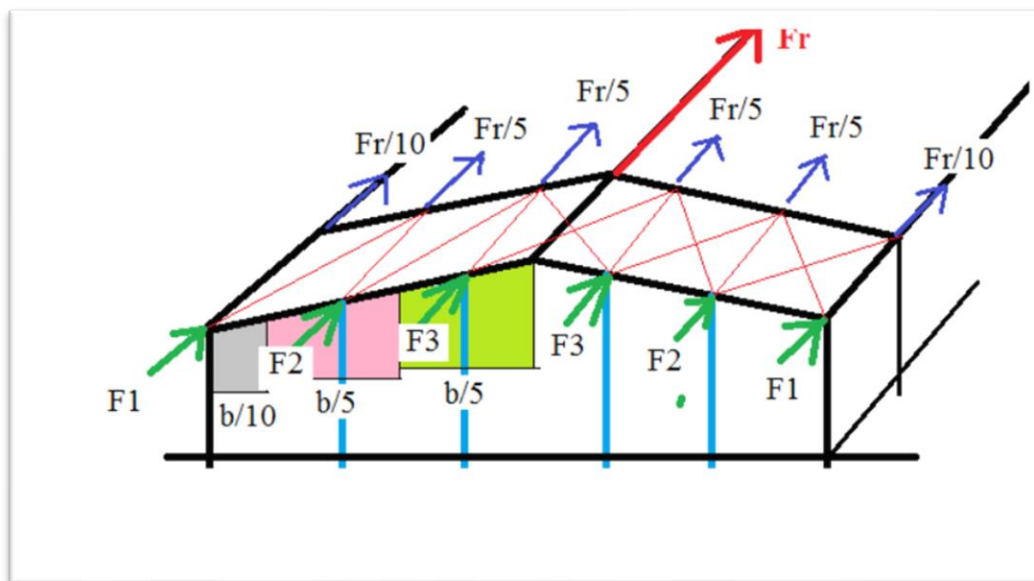


Fig. V.1. Dispositions des contreventements

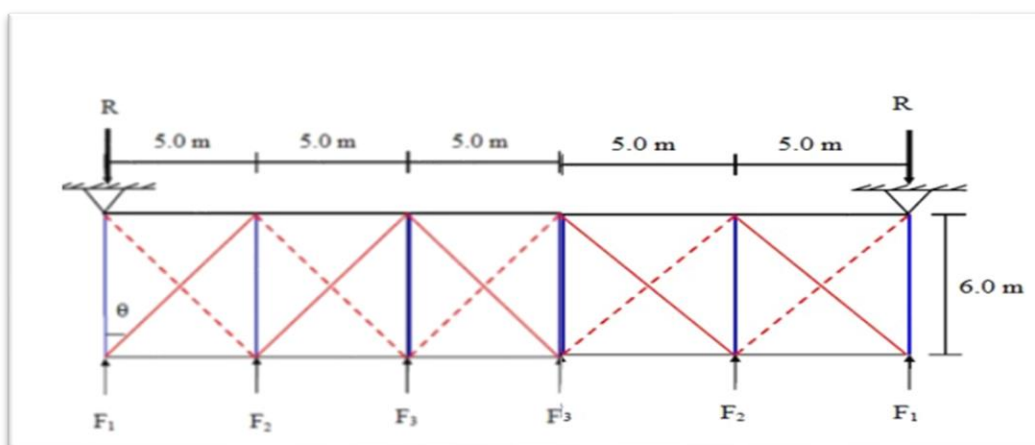


Fig. V.2. Schéma des poutres au vent

➤ Calcul de force de frottement :

L'une des conditions est vérifiée, donc il y a lieu de considérer les forces de frottements.

F_{fr} : force de frottement pour parois verticales.

$h = 36 / 9.88 = 3.64$ il est supérieur à 3

Donc F_r est différent de 0

$F_r = q_h \times c_{fr} \times s_{fr}$

q_h = la pression dynamique de pointe

$c_{fr} = 0.04$ coefficient de frottement

$s_{fr} = 36 \times 6 \times 2 + 25 / \cos \alpha \times 36$

Avec α = la pente du versant en degré

Selon l'eurocode

Parceque : $\min(2b ; 4h) = \min(2 \times 25 ; 4 \times 9.88)$ est supérieure à $d = 36m$

Donc $F_r = 0$

V.2 - Contreventement de toiture :

➤ Définition :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de toiture comme le montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive, leurs diagonales sont généralement formées de doubles cornières fixées sur la traverse.

V.2.1 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

- $F^1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{10} \right) + \frac{F_r}{8}$ $F^1 = \left(1.02 \times \frac{8}{2} \times \frac{25}{10} \right) + \frac{F_r}{10}$ $F^1 = 10.2 \text{ kN}$
- $F^2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{5} \right) + \frac{F_r}{4}$ $F^2 = \left(1.02 \times \frac{8.64}{2} \times \frac{25}{5} \right) + \frac{F_r}{5}$ $F^2 = 22.032 \text{ kN}$
- $F^3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{5} \right) + \frac{F_r}{4}$ $F^3 = \left(1.02 \times \frac{9.28}{2} \times \frac{25}{5} \right) + \frac{F_r}{5}$ $F^3 = 23.66 \text{ kN}$

$$F_r = 0$$

Valeur de la charge du vent : $V = 102 \text{ daN/m}^2 = 1.02 \text{ kN/m}^2$

Pas de forces de frottement

Donc $F_r = 0$

Calcul des réactions d'appuis :

Par la méthode des coupures

$$R = \frac{\sum F_i}{2} + \frac{(2F_1 + 2F_2 + 2F_3)}{2} = R = \frac{(2 \times 10.2 + 2 \times 22.032 + 2 \times 23.66)}{2} \quad R = 55.89 \text{ KN}$$

V.2.2- Efforts de traction dans les diagonales :

Grâce à la méthode des coupes, on établit que l'effort N_{sd} dans les diagonales de l'appui intermédiaire est donné comme suit :

$$\sum F_y = 0 \longrightarrow R_a - F_1 + F_d \cos \theta = 0 \longrightarrow F_d = \frac{R_a - F_1}{\cos \theta}$$

$$\text{On a: } \tan \theta = \frac{5}{6} = 0.84$$

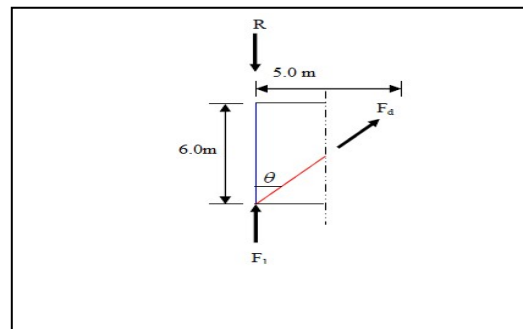
$$F_d = \frac{55.89 - 10.2}{\cos 39.8} = 59.34 \text{ KN}$$

Calcul de R_a, R_b :

$$R_a = R_b = F_1 = F_2 = F_3$$

$$R_a = 5589.55 \text{ daN} = 55.89 \text{ KN}$$

$$R_b = 5589.55 \text{ daN} = 55.89 \text{ KN}$$



V.2.3 - Section des diagonales :

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d \quad \cos 39.8 = 0.77$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 59.34 = 89.01 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 89.01 \text{ K}$$

Calcul de la section brute A :

$$\gamma_{m0} = 1.1 \longrightarrow \text{section brute de classe (1, 2, 3)}$$

$$\gamma_{m2} = 1.25 \longrightarrow \text{section nettes au droit des trous}$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \quad f_u = 360 \text{ N/mm}^2, \quad \text{Section de boulon } \phi_{12} :$$

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} \quad N_{sd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad \frac{89.01 \times 1.1}{23.5} = 4.17 \text{ cm}^2 \quad A \geq 4.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{net} = A - 2(t \times d_0) = A_{net} = 4.30 - 2(0.4 \times 1.4) = 3.18 \text{ cm}^2 \quad A_{net} = 3.18 \text{ cm}^2$$

$$d_0 = 2 + \phi_{12} = 14, \quad d_0 = 2 + \phi_{12} = 14, \quad A = 4.30 \text{ cm}^2$$

Donc on prend une cornière : L (60x60x5) de section $A = 4.30 \text{ cm}^2$ avec des boulons de $\phi = 12 \text{ mm}$ et de classe 8.8 donc $d_0 = 14 \text{ mm}$

Section nette :

V.2.4 Vérification des diagonales à la traction :

$N_{sd} \leq N_{Rd}$ (condition à vérifier).

$N_{Rd} = \min (N_{Pl} ; N_u ; N_{net})$.

Calcul de N_{Pl} , N_u et N_{net} :

$$\checkmark \quad N_{Pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{430 \times 23.5}{1.1} = 9186.36 \text{ daN} \quad 91.86 = \text{Kn}$$

$$\checkmark \quad N_u = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 318 \times 36}{1.25} = 8242.56 \text{ daN} \quad 82.425 = \text{kN}$$

$$\checkmark \quad N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{318 \times 23.5}{1.1} = 6793.636 \text{ daN} \quad 67.936 \text{ kN}$$

$$\checkmark \quad N_{sd} = 89.01 \text{ kN} \quad N_{net} = 67.936 \text{ kN}$$

$$\checkmark \quad N_{sd} \leq N_{net}$$

Condition à vérifier est : $N_{sd} \leq N_{Rd}$ la diagonale L60x60x5 est vérifiée à la traction.

Conclusion :

-La cornière **60x60x5** utilisée convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent

V.2.5 - Vérification des montants (panne intermédiaire,)

Vérification de la section a la résistance :

Travaille à la flexion déviée (verticale) On doit vérifier à la flexion déviée composée

On vérifie la formule : $\alpha=2$; $\beta=5$

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{Ny.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{Nz.Rd}}\right)^\beta \leq 1$$

$$M_{Ny.Rd} = M_{plyRd} \left[\frac{1-n}{1-0,5a} \right]$$

$$M_{Nz.Rd} = M_{plzRd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] A_\omega = A - 2b \cdot (Aire \text{ de } f'ame)$$

$$N = \frac{N_{sd}}{N_{plRd}} ; N_{plRd} = \frac{A_{fy}}{\partial M_0} , M_{plyRd} = \frac{\omega_{ply.fy}}{\partial M_0} ; M_{plzRd} = \frac{\omega_{plz.fy}}{\partial M_0}$$

$$A = \min ((A_\omega)/A ; 0,5) \text{ avec } A_w = A - 2b \cdot t_f$$

1. Charge et surcharge revenant à la panne intermédiaire :

Flexion déviée (calcul des pannes chapitre III)

$$\checkmark G = 2.97 \text{ daN/ml}$$

$$\checkmark S = 0.127 \text{ daN/ml}$$

Compression $V = F_2 = 2203 \text{ daN}$

1.2. Combinaison de charge

$$1,35G + 1,35S + 1,35V$$

$$Q_{sd} = 1,35 G + 1,35N$$

$$N_{sd} = 1,35V \quad N_{sd} = 2974.05 \text{ dAN}$$

- $Q_{sd} = 1,35G + 1,35S$ $Q_{sd} = 1,35 (2.97) + 1,35(0.127) = 4.162 \text{ daN/ml}$
- $Q_{z.sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha)$ $Q_{z.sd} = [4.162 \times \cos(8.53)] = 4.153 \text{ daN/ml}$
- $Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha)$ $Q_{y.sd} = [4.162 \times \sin(8.53)] = 0.616 \text{ daN/ml}$

Combinaison à l'ELU :

$$G = 1.5W$$

$$G = 0.297 \text{ KN/m (charge permanente)}$$

$$W = -1.0374 \text{ KN/m (vent de soulèvement)}$$

$$G = 0.297 \text{ KN/m (charge permanente)}$$

$$W = -1.0374 \text{ KN/m (vent de soulèvement)}$$

→ (calcul des pannes chapitre 3)

$$\checkmark M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times P^2}{8} = 297,585 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{4.153 \times 6^2}{8} = 18.69 \text{ daN/m}$$

$$\checkmark M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times (p/2)^2}{8} = 9,68 \text{ daN.m}$$

$$* M_{z.sd} = \frac{0.616 \times 3^2}{8} = 0.693 \text{ daN/m}$$

$$\checkmark M_{pl.y.sd} = 22.075 \text{ KN.m} \quad \text{et}$$

$$* M_{pl.z.sd} = 4.825 \text{ KN.m}$$

-Caractéristique géométrique IPE120 (panne chapitre 3)

$$\checkmark W_{el,y} = 52.96 \text{ cm}^3, W_{el,z} = 8.65 \text{ cm}^3$$

$$\checkmark W_{pl,y} = 60.73 \text{ cm}^3, W_{pl,z} = 13.58 \text{ cm}^3$$

$$\checkmark M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f}{\gamma_{m1}} = \frac{60.73 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 129.74 \text{ daN/m}$$

$$\checkmark M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f}{\gamma_{m1}} = \frac{13.58 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 290.12 \text{ daN/m}$$

$$\checkmark N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13.2 \times 2350}{1.1} = 28200 \text{ daN}$$

$$\checkmark M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl,z} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13.58 \times 2350 \times 10^{-2}}{1} = 31913 \text{ daN/m}$$

1.3. Incidence de l'effort tranchant :

Si $V_{sd} < 0.5 V_{pl.Rd} \rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Remarque : A mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

1.4. Incidence de l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \min(0.25 N_{pl.Rd}, 0.5 A_w f_y / \gamma_{m0})$

il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 2974.05 \text{ daN}$$

$$\bullet 0.25 N_{pl.Rd} = 0.25 \times 28200 = 7050 \text{ daN}$$

$$\bullet A_w = A - 2b \cdot t_f = 13.2 - 2 \times 6.4 \times 0.53 = A_w = 6.42 \text{ cm}^2$$

$$\bullet 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.5 \times 6.42 \times 2350}{1} = 7543.5 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2974.05 \text{ daN} \quad \min < (7050, 7543.5) = 7050 \text{ daN}$$

Donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal (*négligé*)

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd} \quad ; \quad M_{Nz.Rd} = M_{plz.Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

$$\text{Où : } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \rightarrow n = 5 \times \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} = 5 \times \frac{2974.05}{7050} = 2.10 \approx 2$$

$$\left(\frac{18.69}{129.74}\right)^2 + \left(\frac{0.693}{290.12}\right) \leq 1.0$$

$$0.03 + 0.39 = 0.45 \leq 1.0 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.2.6. Vérification de la panne aux instabilités (flambement et déversement) :

Semelle Supérieure : est fixée à la toiture, donc il n'y a pas de risque de déversement
Semelle inférieure :

$$\text{Pour le flambement} \quad \frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + k_y \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} + k_z \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \leq 1.0$$

$$\text{Pour le déversement} \quad \frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl.Rd}} + k_{LT} \frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{pl.y.Rd}} + k_z \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \leq 1.0$$

$$\text{*Avec : } N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} ; M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M1}} ; M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M1}} ; \chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Classe de la section :

Semelle (effort de compression uniforme)

$$C = (b - t_w - 2r) = 26 \text{ mm.} = 64 - t_w - 2(7) =$$

$$\frac{c}{t_f} = 6.5 \leq 10\epsilon$$

L'âme en flexion :

$$d = h - t_f - 2r = 30 \text{ mm} \quad d = 120 - t_f - 2(7) =$$

$$\frac{d}{t_w} = 30 \leq 72 \epsilon$$

- Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

Alors :

$$\frac{3584.55}{6580} + \frac{515.72}{3311.36} = 0.69 \leq 1 \rightarrow \text{La condition de résistance est vérifiée.}$$

Vérification au flambement :

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd} \gamma_{m1}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_y M_{y.sd} \gamma_{m1}}{M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

Calcul de $\overline{\lambda}_y$:

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{600}{1.21} = 495.86 \quad \rightarrow \quad \overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} =$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = 1.11$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \overline{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{avec } \chi_y \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\overline{\lambda}_y - 0.2) + \overline{\lambda}_y^2] = 0.5 [1 + 0.21 (1.11 - 0.2) + 1.11^2] = 1.21$$

$$\chi_y = 0.69$$

Calcul de k_y :

$$\mu_y = \lambda_y (\beta_{my} \times 2 - 4) + \left(\frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}} \right) :$$

$$\text{On a : } K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y N_{pl,Rd}}$$

$$K_y = 1.81$$

$$\frac{N_{sd} Y_{m1}}{X_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{k_y M_{y,Sd} Y_{m1}}{M_{pl,y,Rd}} = 0.93 \leq 1$$

Donc : IPE 120 convient comme panne intermédiaire pour la poutre au vent.

V.2.7 - Stabilité verticale :

Les palées de stabilités sont destinées à assurer la stabilité des parois ou files d'ossature, vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter :

- Vent.
- Effets des séismes.
- Flambement et déversement.
- Force de frottements.

Le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées en admettant qu'elles flambent, dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales tendues.

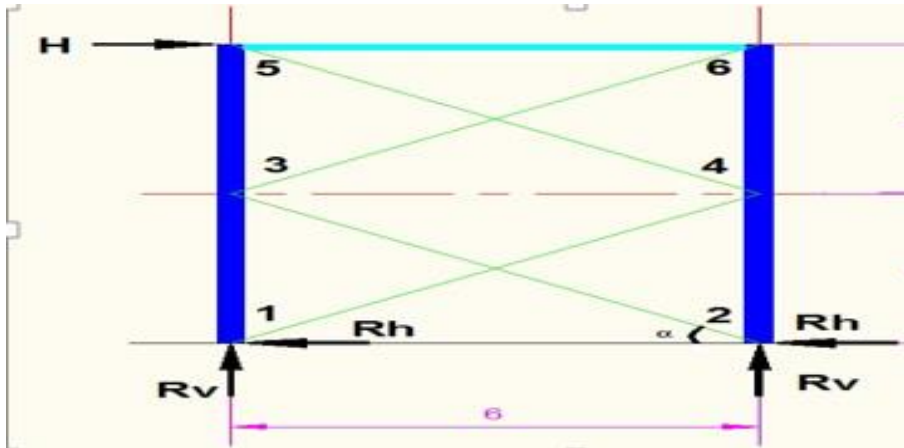


Fig IV.2 : Palées de stabilité en verticale

- V.3.1 Calcul des efforts dans les barres

Réaction de la poutre au vent : $H = R - F_1 = 55.89 - 10.2 \text{ kN} = 45.69 \text{ kN} = 4569 \text{ dAN}$

- Calcul des réactions :**

$$\sum F_{\text{ext}/x} = 0 \longrightarrow H - 2 R_h = 0 \longrightarrow R_h = \frac{4569}{2} = 2284.5 \text{ dAN} = 22.84 \text{ kN}$$

$$\sum M/I = 0 \longrightarrow R_v \times L = H \times h \longrightarrow R_v = \frac{H \times h}{L} = \frac{45.69 \times 10}{6} = 7615 \text{ dAN} = 76.15 \text{ kN}$$

On utilise la méthode des nœuds pour déterminer les efforts dans les diagonales :

- Nœud 1 :**

$$\sum F_{\text{ext}/x} = 0 \longrightarrow N_{1-4} \cos \alpha - R_h = 0$$

$$\sum F_{\text{ext}/y} = 0 \longrightarrow N_{1-3} + R_v + N_{1-4} \sin \alpha = 0$$

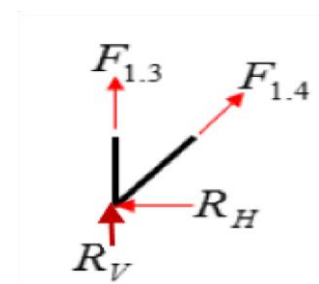
Calcul de α :

$$\arctg\left(\frac{5}{6}\right) \rightarrow 0.84 = \alpha = 39.8^\circ$$

$$N_{1-4} = \frac{2284.5}{\cos 39.80} = 2966.88 \text{ dAN} = 29.66 \text{ kN}$$

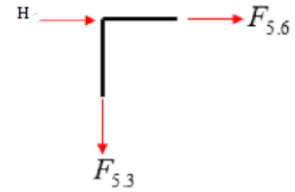
$$N_{1-3} = -9513.80 \text{ daN} = -95.80 \text{ kN}$$

- Nœud 5 :**



$$\Sigma F_{\text{ext}/x} = 0 \longrightarrow N_{5-6} + H = 0 \longrightarrow N_{5-6} = -45.69 \text{ kN}$$

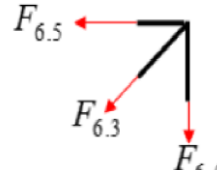
$$\Sigma F_{\text{ext}/y} = 0 \longrightarrow N_{5-3} = 0 \text{ kN}$$



• **Noeud 6 :**

$$\Sigma F_{\text{ext}/x} = 0 \longrightarrow N_{6-3} \cos \alpha + H = 0$$

$$N_{6-3} = \frac{4569}{\cos 39.80} = 5934 \text{ daN} = 59.34 \text{ kN}$$



Le tableau suivant regroupant les différents efforts de compression et de traction dans chaque diagonale.

Les diagonales	1 - 4	3 - 1	3 - 6	5 - 6
Compression	/	- 95.80 kN	/	- 45.69 kN
traction	29.66 kN	/	59.34 kN	/

Tableau IV.1 : valeurs des efforts dans les diagonales.

IV.3.2 - Dimensionnement de la diagonale :

IV.3.2.1- Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq \frac{A f_y}{\gamma_{mo}} \longrightarrow A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{mo}}{f_y}$$

$$N_{sd} = 89.01 \text{ kN} \longrightarrow A = 89.01 * \frac{1.1}{23.5} * 10 = 4.16$$

D'où: $A \geq 4.16 \text{ cm}^2$

On adopte un Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de **50x50x5 avec** un boulon de 12 mm et trous de 13 mm. Soit **50x50x5** ($A = 4.80 \text{ cm}^2$)

Section nette : $A_{\text{net}} = 4.80 - 0.5 \times 1.3 = 4.15 \text{ cm}^2$ **$A_{\text{net}} = 4.16 \text{ cm}^2$ cornière : L (50x 50x 5)**

$$A = 4.80 \text{ cm}^2$$

Il faut vérifier que $N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min (N_{pl,rd}, N_{u,rd})$.

On adopte une cornière **L (50x 50 x 5)** et des boulons $\phi = 12 \text{ mm}$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = 47.854 \text{ kN}.$$

$$N_{\text{net}} = \frac{0.9 f_u A_{\text{net}}}{\gamma_{m2}}$$

$$A_{\text{net}} = 4.80 - 0.5 \times 1.3 = 4.15 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{net}} = \mathbf{4.16 \text{ cm}^2}$$

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2; \gamma_{m2} = 1.25, f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Donc : } N_{\text{net}} = \frac{0.9 \times 36 \times 112}{1.25} = 2903.04 \text{ daN} = 29.0304 \text{ N}$$

$$N_{\text{sd}} = 89.01 \text{ KN} \leq N_{\text{pl}} = 47.854 \text{ KN}$$

Donc la cornière **L (50x 50 x 5)** avec des boulons $\varnothing = 12\text{mm}$ vérifié la traction.

- **Vérification des diagonales au flambement :**

$$N_{\text{sd}} = 89.01 \text{ KN}$$

- **Classe de la section :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{390}{12} = 32.5 \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = 1$$

Donc c'est un profilé de classe I

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{150}{23} = 6.52 \leq 10 \varepsilon$$

Calcul des élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} \quad \text{et} \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta} \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z}$$

$$\text{➤ } I_y = 11.23 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } I_z = 3.02 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \lambda_y = 28.59$$

$$\lambda_z = 82.87$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = \frac{28.59}{93.9} \sqrt{1} = 0.3$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = \frac{82.87}{93.9} \sqrt{1} = 0.88$$

L'élancement est supérieure à 0.2, donc y'a pas de risque de flambement.

On doit satisfaire la condition suivante :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_{lt} = 0.53$$

$$\chi_{lt} = 1.03 \quad \leq N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\text{Avec : } t = 0.5 [1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2]$$

$$N_{brd} = 49.2901 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 89.01 \text{ KN} \leq N_{brd} = 49.2901 \text{ KN, donc la condition est vérifiée.}$$

IV.4 - Pré dimensionnement de la panne sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, Elle est soumise à un effort horizontal et à son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion composée.

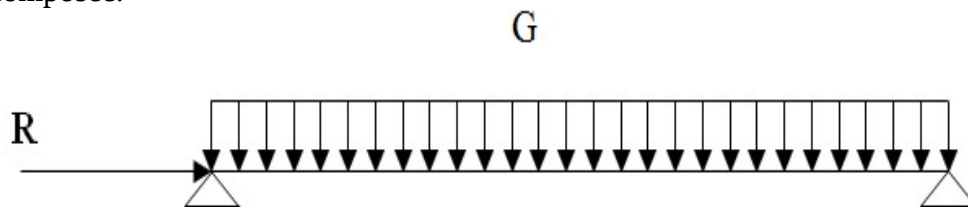


Fig IV.3 : Statique de la poutre sablière.

La poutre sablière reçoit la réaction de la poutre au vent de pignon calculé précédemment.

$$F_1 = 10.2 \text{ KN}$$

$$R = R_A = R_B = 55.89 \text{ KN}$$

Donc : Les pannes sablières qui sont des pannes de rive, travaillent simultanément à la flexion déviée sous l'action des verticaux pavements de la toiture et la compression sous l'action de l'effort à la traction de la poutre au vent.

$$N_{max} = R - F_1 = 55.89 - 10.2 = 45.69 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} \geq N_{max} \rightarrow A \geq \frac{N_{max} \times \gamma_{mo}}{f_y} = \frac{45.69 \times 1}{23.5} \geq 1.94 \text{ cm}^2$$

On adopte profilé de type **HEA 100 A = 2.12 cm²**

Remarque :

Pour une meilleure résistance de la poutre sablière on doit adopte des profiles en H ou des sections tubulaires.

IV.4.1 - Vérification via à vis de l'instabilité :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

$$\frac{N_{sd} \gamma_{m1}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{k_y M_{y,sd} \gamma_{m1}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal X_{min} :

Les élancements : $\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{600}{1.23} = 487.80$ Acier S235

$$\Rightarrow \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.3$$

Les élancements réduits sont :

D'où : La vérification au flambement flexion est nécessaire. Elle est comme suite :

Calcul des sollicitations :

$$M_{sd} = 1.5 \times \frac{ql^2}{8}$$

$$N_{sd} = R = 55.89 \text{ KN}$$

Calcul de $N_{ply,rd}$ et $M_{ply,rd}$:

$$N_{ply,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{21.2 \times 23.5}{1} = 498.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{60.73 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 12974 \text{ daN/m}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0.96 \quad \text{la courbe (b) selon l'axe Y-Y} \quad t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'où : $X_y = 0.690$

- Calcul de μ_y :**

$$\mu_y = \lambda_y \times (2 \beta_{m,y} - 4) + \left(\frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}} \right) \quad \text{mais } \mu_y \leq 0.90$$

$$\mu_y = 1.11 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{60.73 - 52.96}{52.96} \right) = -1.40 \leq 0.90$$

- Calcul de k_y :**

$$K_y = 1 + \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} = 1 + \frac{1.40 \times 55.89}{0.690 \times 21.2 \times 23.5} = 1.22 < 1.5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour un HEA 100.

Chapitre VI

Etude de portique

VI.1. Introduction :

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

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

VI.2. Calcul du portique :

Pour effectuer l'étude du portique on a utilisé le logiciel Robot Structural Analysais 2014.

Ce logiciel utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, portique, structures mixtes... Il permet d'examiner toutes les charges appliquées à la structure en tenant compte des différentes combinaisons et fourni des résultats avec une meilleure précision.



Fig VI .1 :Vue de face du portique.

VI.2 Bilan des charges :

VI.2.1 Charges permanentes :

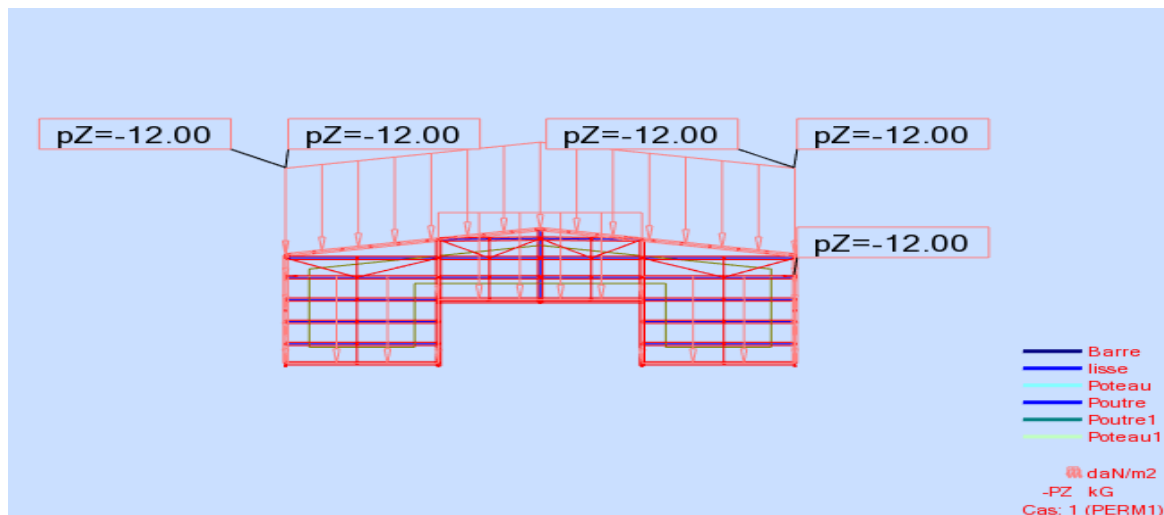


Fig. VI.2 : Distribution des charges permanentes

VI.2.2 : Charges climatiques :

Les charges de neige

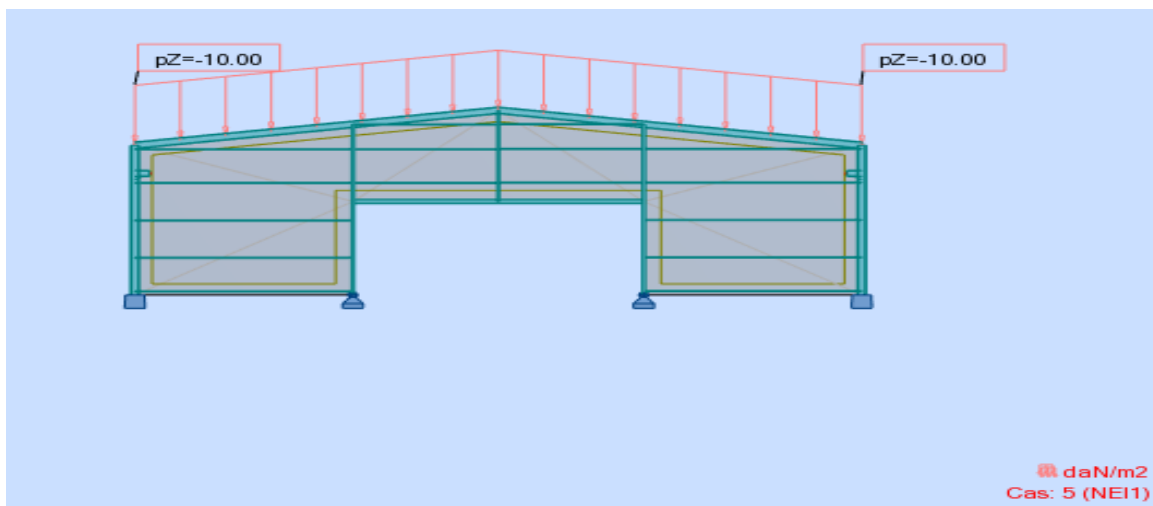


Fig. VI .3 : Distribution des charges de neige.

Les charges du vent :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
8 (C)	0.6V+1.5*0.6N	naison linéaire	ELU		$1*1.35+20*1.50+(21+7)*0.90$
9 (C)	.6V+1.5*0.87P	naison linéaire	ELU		$1*1.35+7*1.50+21*0.90+20*1.30$
10 (C)	.6N+1.5*0.87P	naison linéaire	ELU		$1*1.35+21*1.50+7*0.90+20*1.30$
11 (C)	V+0.87P+0.6N	naison linéaire	ELS		$(1+21)*1.00+20*0.87+7*0.60$
12 (C)	+N+0.87P+0.6V	naison linéaire	ELS		$(1+7)*1.00+20*0.87+21*0.60$
21 (C)	V	naison linéaire	ELS		$(18+19)*1.00$
22 (C)	+P+0.6N+0.6V	naison linéaire	ELS		$(1+20)*1.00+(7+21)*0.60$

Tableau VI.1 : Combinaisons de charges

VI.5. Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

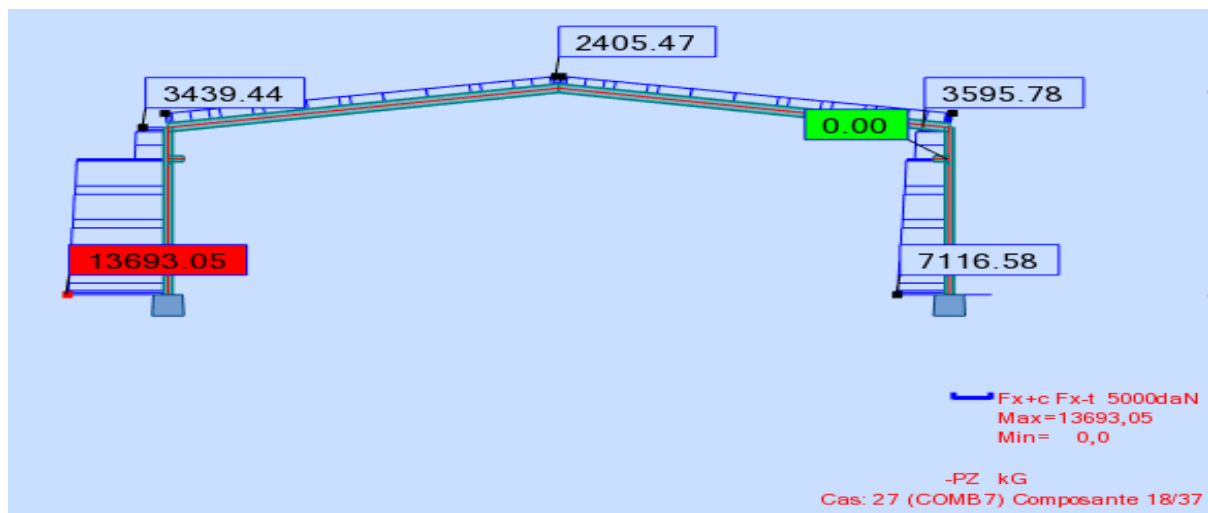


Fig. VI .6 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU

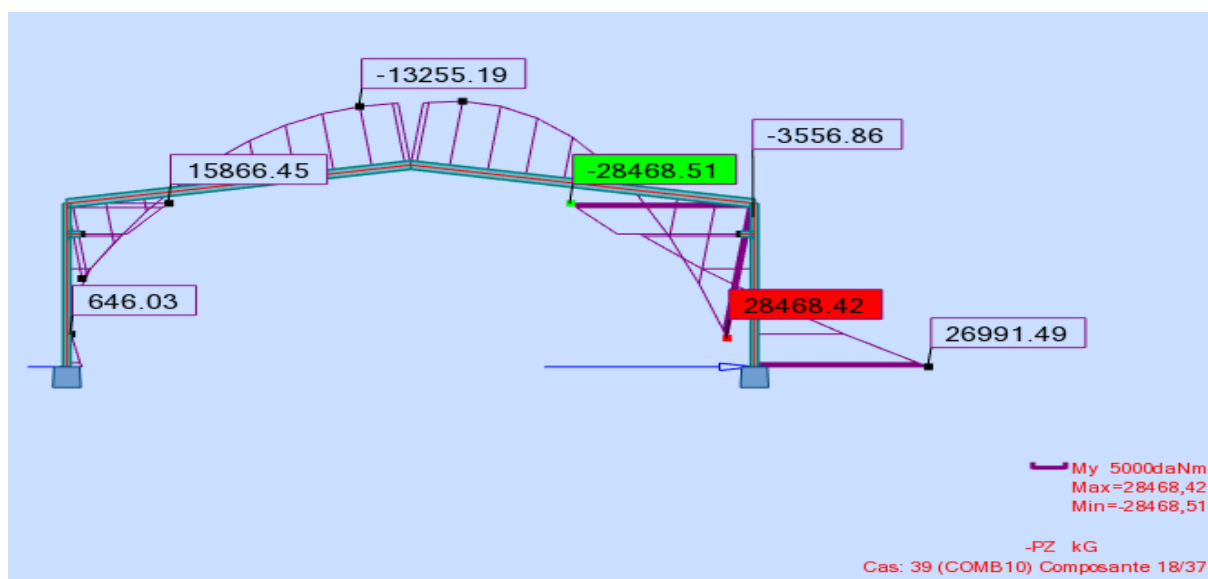


Fig. VI .7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

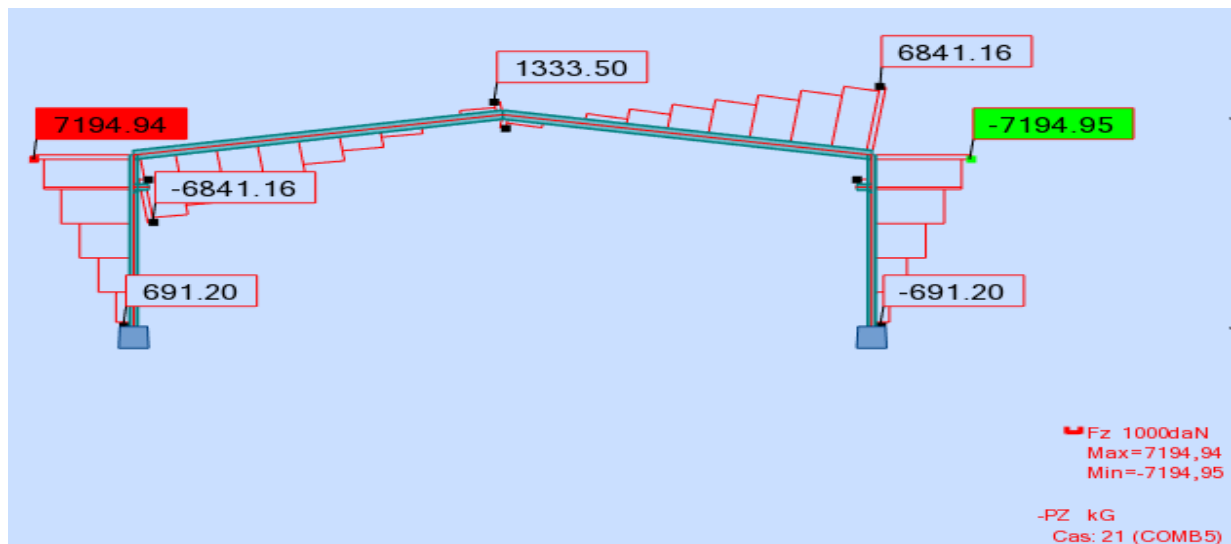


Fig VII .8: Diagramme des moments fléchissent à l'ELU

VI.6. Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

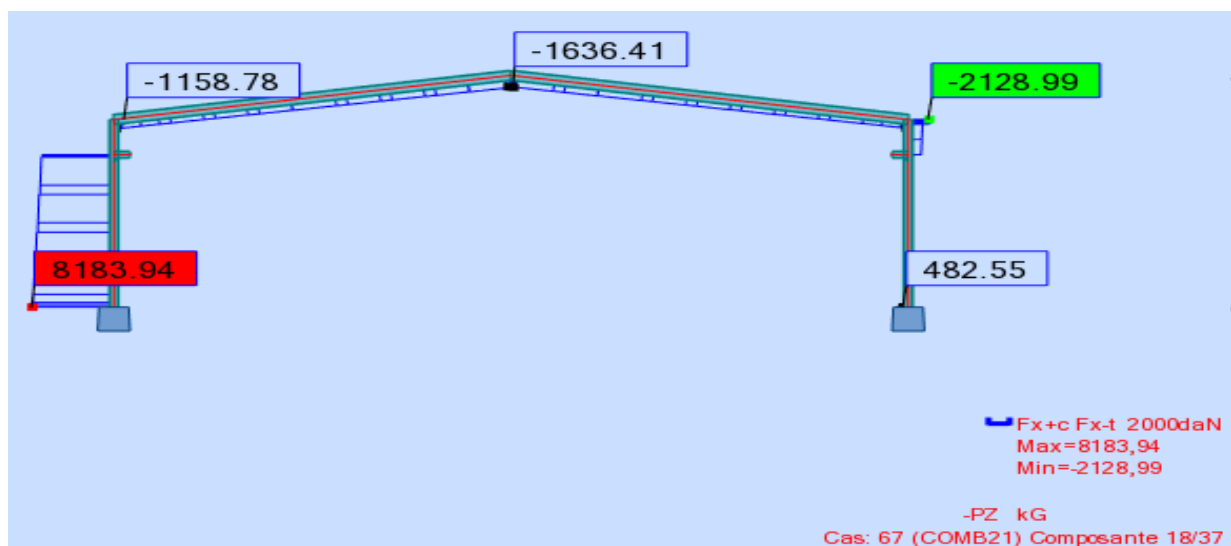


Fig. VI .9 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS.

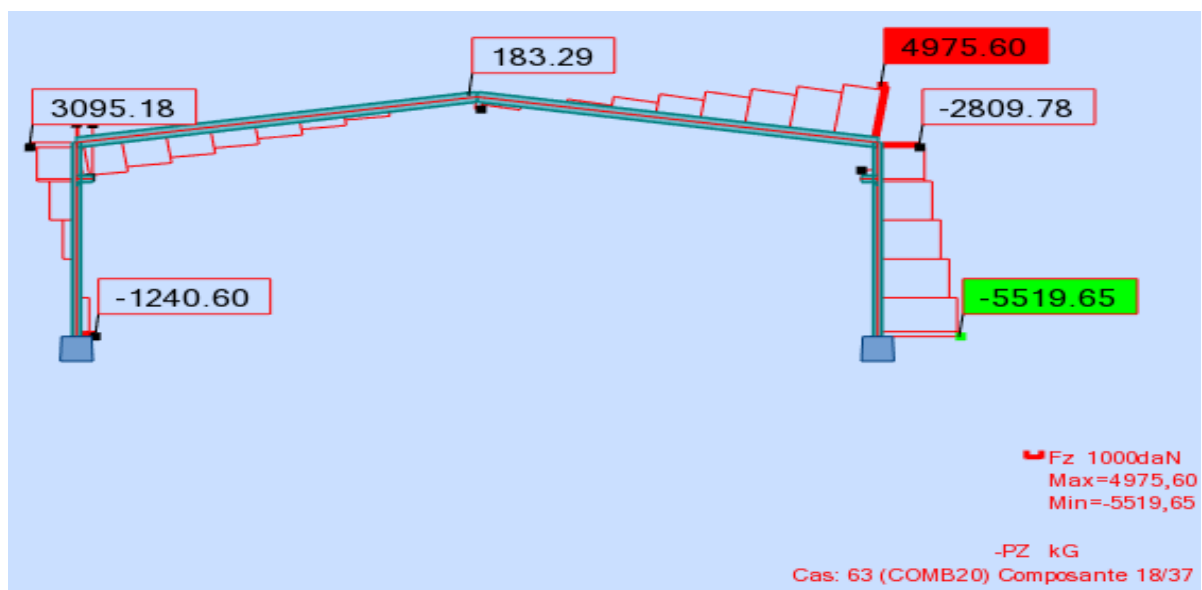


Fig. VI.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

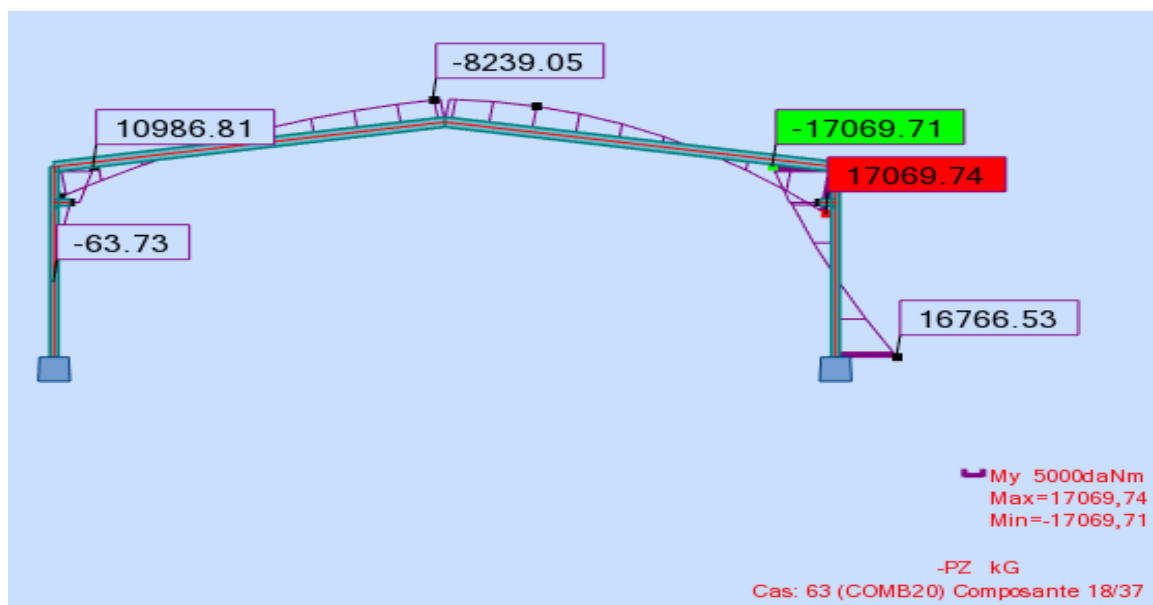


Fig. VI .11: Diagramme des moments fléchissent à l'ELS

VI.7.Note de calcul donné par robot :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE : *Vérification des pièces*

FAMILLE :

PIECE : 1 Poteau1_1 **POINT :** 1 **COORDONNEE :** x = 0.00 L = 8 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 39 COMB10 /37/ 1*1.35 + 3*1.50 + 7/37*0.90

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 320 poteaux

h=31.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=104.12 cm ²	Az=41.14 cm ²	Ax=124.37 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=22928.60 cm ⁴	Iz=6985.24 cm ⁴	Ix=108.43 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wply=1628.09 cm ³	Wplz=709.74 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 8977.92 daN	My,Ed = 9222.83 daN*m
Nc,Rd = 292269.50 daN	My,Ed, max = 9222.83 daN*m
Nb,Rd = 234982.45 daN	My,c,Rd = 38260.12 daN*m
Vz,Ed = -3451.98 daN	MN,y,Rd = 38260.12 daN*m
Vz,T,Rd = 55492.36 daN	
Classe de la section = 1	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 4.00 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_y = 0.31$$

$$L_{cr,y} = 4.00 \text{ m}$$

$$X_y = 0.96$$

$$\text{Lamy} = 29.46$$

$$k_{yy} = 0.67$$



en z:

$$L_z = 4.00 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 0.57$$

$$L_{cr,z} = 4.00 \text{ m}$$

$$X_z = 0.80$$

$$\text{Lamz} = 53.37$$

$$k_{yz} = 0.52$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 29.46 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 53.37 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) +$$

$$k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) +$$

$$k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL) :

$$v_x = 1.3 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif : 60 COMB19 /31/ 1*1.00 + 3*1.00 + 7/31*0.60

$$v_y = 0.2 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 4 Vent 90 deg sur.(+)

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 2 Poteau 2 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 43 COMB11 /37/ 1*1.35 + 3*1.50 + 11/37*0.90

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 320 poteau

h=31.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=104.12 cm ²	Az=41.14 cm ²	Ax=124.37 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=22928.60 cm ⁴	Iz=6985.24 cm ⁴	Ix=108.43 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wply=1628.09 cm ³	Wplz=709.74 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 11315.18 daN	My,Ed = 9434.43 daN*m	
Nc,Rd = 292269.50 daN	My,Ed,max = 9434.43 daN*m	
Nb,Rd = 234982.45 daN	My,c,Rd = 38260.12 daN*m	Vz,Ed = -3809.97 daN
	MN,y,Rd = 38260.12 daN*m	Vz,T,Rd = 55436.22 daN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 4.00 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_y = 0.31$$

$$L_{cr,y} = 4.00 \text{ m}$$

$$X_y = 0.96$$

$$\text{Lam}_y = 29.46$$

$$k_{yy} = 0.74$$



en z:

$$L_z = 4.00 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 0.57$$

$$L_{cr,z} = 4.00 \text{ m}$$

$$X_z = 0.80$$

$$\text{Lam}_z = 53.37$$

$$k_{yz} = 0.52$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 29.46 < \lambda_{\text{max}} = 210.00$$

$$\lambda_{z} = 53.37 < \lambda_{\text{max}} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,\text{max}}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,\text{max}}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.24 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,\text{max}}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,\text{max}}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 1.3 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 60 COMB19 /31/ 1*1.00 + 3*1.00 + 7/31*0.60

$v_y = 0.2 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 4 Vent 90 deg sur.(+)

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Poutre1

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 1.00 \text{ L} = 12.64 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 3 Vent 0 deg sur.(+)

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

$h=45.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=19.0 \text{ cm}$	$A_y=63.21 \text{ cm}^2$	$A_z=50.84 \text{ cm}^2$	$A_x=98.82 \text{ cm}^2$
$t_w=0.9 \text{ cm}$	$I_y=33742.90 \text{ cm}^4$	$I_z=1675.86 \text{ cm}^4$	$I_x=67.18 \text{ cm}^4$
$t_f=1.5 \text{ cm}$	$W_{ply}=1701.79 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=276.38 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -5682.00 \text{ daN}$

$M_{y,Ed} = 24967.50 \text{ daN*m}$

$N_{t,Rd} = 232227.00 \text{ daN}$

$M_{y,pl,Rd} = 39992.07 \text{ daN*m}$

$M_{y,c,Rd} = 39992.07 \text{ daN*m}$

$M_{N,y,Rd} = 39992.07 \text{ daN*m}$

$V_{z,Ed} = 7190.04 \text{ daN}$

$$M_{b,Rd} = 39992.07 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,T,Rd} = 68901.47$$

daN

Classe de la section

= 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 1.00$$

$$M_{cr} = 1340759.14 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Courbe,LT -

$$X_{LT} = 1.00$$

$$L_{cr,upp} = 0.64 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,LT} = 0.17$$

$$f_{i,LT} = 0.50$$

$$X_{LT,mod} = 1.00$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.39 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.62 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.2 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 6.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 4 Vent 90 deg sur.(+)

$$u_z = 1.7 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 6.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 3 Vent 0 deg sur.(+)



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Poutre2 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 20 COMB4 1*1.00+5*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 450

h=45.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=63.21 cm ²	Az=50.84 cm ²	Ax=98.82 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=33742.90 cm ⁴	Iz=1675.86 cm ⁴	Ix=67.18 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wply=1701.79 cm ³	Wplz=276.38 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = -6546.35 daN	My _{Ed} = 29951.19 daN*m	
Nt _{Rd} = 232227.00 daN	My _{pl,Rd} = 39992.07 daN*m	
	My _{c,Rd} = 39992.07 daN*m	
	MN _{y,Rd} = 39992.07 daN*m	Vz _{Ed} = -8576.39 daN

$$M_{b,Rd} = 38154.61 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,T,Rd} = 68883.99$$

daN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 1.00$$

$$M_{cr} = 254782.15 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Courbe,LT -

$$X_{LT} = 0.93$$

$$L_{cr,upp} = 1.50 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,LT} = 0.40$$

$$\phi_{i,LT} = 0.61$$

$$X_{LT,mod} = 0.95$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.56 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

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

$$\tau_{xy,Ed}/(\phi_y/(\sqrt{3})\sigma_{My}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.78 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.2 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 6.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 4 Vent 90 deg sur.(+)

$$u_z = 1.7 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 6.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 3 Vent 0 deg sur.(+)



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

Conclusion :

D'après les calculs les profiles adoptés sont :

- Pour les poteaux **HEA 320**.
- Pour les traverses **IPE450**.

Chapitre VII

Etude de l'assemblage

VII.1. Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentaux utilisés dans la construction Métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage

VII.2 - Calcul d'assemblage de rive (traverse – poteau) :

L'assemblage poteau – traverse - Comme le montre le schéma ci-après,

- la liaison poteau-traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée sur l'extrémité de la traverse à la semelle du poteau.
- Quatorze boulons répartis de telle sorte à reprendre efficacement les efforts (moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal).
- Des raidisseurs formés par des plaques qui seront rajoutés pour renforcer la résistance de l'âme du poteau dans les zones tendues, comprimés et cisailées.

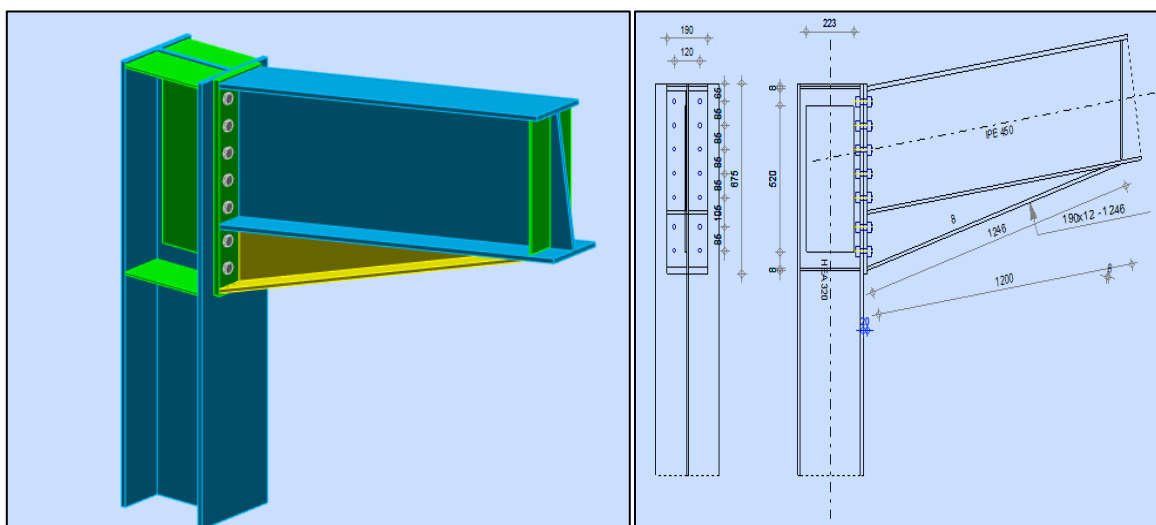


Fig. VII .1: Représentation de l'assemblage Poteau–Traverse

Profilé: HEA 320
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 310$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 124,37$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 22928,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 235
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 450
Barre N°: 16
 $\alpha = 8,6$ [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: S 235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = HR 10.9 **Classe du boulon**
 $F_{tRd} = 16588,80$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 65$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i = 120 [mm]
Entraxe p_i = 85;85;85;85;105;85 [mm]

PLATINE

$h_p = 675$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 190$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S 235
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 190$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 200$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1200$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 17,7$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: S 235
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 279$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 146$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 279$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 146$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

PLATINE - RENFORT AME DU POTEAU

Typ: d'un côté

$h_a = 520$ [mm] Longueur de la platine

$w_a = 223$ [mm] Largeur de la platine

$t_a = 8$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

$f_{ya} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme

$a_r = 11$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 7$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 7$ [mm] Soudure horizontale

$a_{p1} = 1$ [mm] Soudure horizontale

$a_{p2} = 1$ [mm] Soudure verticale

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]

$\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = -29950,61$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -9457,45$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 5196,99$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = -29950,61$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = 5237,25$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = 9424,96$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{tb,Rd} = 232227,00$ [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 66,84$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 90692,69$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,10 < 1,00$ **vérifié** (0,10)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,79$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 39992,07$ [daN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2250,85$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 52894,88$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 52894,88$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 641$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 82470,26$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = -29950,61$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

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

$V_{c1,Ed} = 5237,25$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

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

$z = 535$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

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

$V_{wp,Ed} = -58588,74$ [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 41,13$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vp} = 17,86$ [cm²] Aire de la section de la contreplaque de l'âme EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 58,99$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 647$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 423,44$ [daN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 112,80$ [daN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 112,80$ [daN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

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

$V_{wp,Rd} = 73691,29$ [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,80 < 1,00$ **vérifié** (0,80)

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

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 14$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 273$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 58,99$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,81$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 139,38$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 19,66$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 116711,29$ [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 225$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,57$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 1,00$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 2,56$	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$		
$F_{c,wc,Rd2} = 116711,29$ [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$		
$F_{c,wc,Rd,upp} = 116711,29$ [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	34	–	90	–	85	213	269	213	269	191	188	188	188
2	34	–	90	–	95	213	248	213	248	190	95	95	95
3	34	–	90	–	95	213	248	213	248	190	95	95	95
4	34	–	90	–	85	213	248	213	248	170	85	85	85
5	34	–	90	–	85	213	248	213	248	170	85	85	85
6	34	–	90	–	85	213	248	213	248	170	85	85	85
7	34	–	90	–	85	213	271	213	271	191	190	190	190

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	47	–	35	–	85	298	251	251	251	234	177	177	177
2	47	–	35	–	95	298	233	233	233	190	95	95	95
3	47	–	35	–	95	298	233	233	233	190	95	95	95
4	47	–	35	–	85	298	233	233	233	170	85	85	85
5	47	–	35	–	85	298	233	233	233	170	85	85	85
6	47	–	35	–	85	298	233	233	233	170	85	85	85
7	47	–	35	–	85	298	233	233	233	234	159	159	159

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

- m – Distance du boulon de l'âme
 $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
 $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
 $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 16588,80$ [daN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 22718,99$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$		
$N_{j,Rd} = 232227,00$ [daN]	Résistance de l'assemblage à la traction	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	vérifié (0,02)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 16588,80$ [daN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 22718,99$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$	– résistance de la semelle du poteau à la flexion	
$F_{t,wc,Rd}$	– résistance de l'âme du poteau à la traction	
$F_{t,ep,Rd}$	– résistance de la platine 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

Ft1,Rd,comp - Formule	Ft1,Rd,comp	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	27883,13	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 27883,13$	27883,13	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 59140,33$	59140,33	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 28408,49$	28408,49	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 55417,07$	55417,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 45437,99$	45437,99	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 73691,29$	73691,29	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 116711,29$	116711,29	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 82470,26$	82470,26	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

Ft2,Rd,comp - Formule	Ft2,Rd,comp	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	15811,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 27018,68$	27018,68	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 59140,33$	59140,33	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 27404,49$	27404,49	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 51529,70$	51529,70	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 45437,99$	45437,99	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 73691,29 - 27883,13$	45808,15	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 116711,29 - 27883,13$	88828,16	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 82470,26 - 27883,13$	54587,13	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 45287,84 - 27883,13$	17404,71	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 75105,23 - 27883,13$	47222,09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 43694,62 - 27883,13$	15811,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 60025,97 - 27883,13$	32142,84	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

Ft3,Rd,comp - Formule	Ft3,Rd,comp	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	15832,06	Résistance d'une rangée de boulon

Ft3,Rd,comp - Formule	Ft3,Rd,comp	Composant
$F_{t,fc,Rd(3)} = 27018,68$	27018,68	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 59140,33$	59140,33	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 27404,49$	27404,49	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 51529,70$	51529,70	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 45437,99$	45437,99	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 73691,29 - 43694,62$	29996,67	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 116711,29 - 43694,62$	73016,67	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 82470,26 - 43694,62$	38775,64	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 31643,55 - 15811,49$	15832,06	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 53417,08 - 15811,49$	37605,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 62895,54 - 43694,62$	19200,92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 93459,42 - 43694,62$	49764,80	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 37694,91 - 15811,49$	21883,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 41971,00 - 15811,49$	26159,51	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 63210,38 - 43694,62$	19515,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 81011,47 - 43694,62$	37316,85	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 12441,32 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

Ft4,Rd,comp - Formule	Ft4,Rd,comp	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	17536,78	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 27018,68$	27018,68	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 59140,33$	59140,33	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 27404,49$	27404,49	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 51529,70$	51529,70	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 45437,99$	45437,99	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 73691,29 - 56135,94$	17555,35	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 116711,29 - 56135,94$	60575,35	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 82470,26 - 56135,94$	26334,33	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 29978,10 - 12441,32$	17536,78	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 50862,99 - 12441,32$	38421,67	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 45799,87 - 28252,80$	17547,07	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 73455,50 - 28252,80$	45202,70	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 77051,87 - 56135,94$	20915,93	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 106721,93 - 56135,94$	50585,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 35710,97 - 12441,32$	23269,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 39762,00 - 12441,32$	27320,68	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 54558,42 - 28252,80$	26305,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 60747,50 - 28252,80$	32494,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 82155,61 - 56135,94$	26019,67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 99787,97 - 56135,94$	43652,04	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

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

$$F_{t4,Rd} = 14608,16 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 9713,08 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)] \text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

Ft5,Rd,comp - Formule	Ft5,Rd,comp	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	7842,27	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 27018,68$	27018,68	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 59140,33$	59140,33	Ame du poteau - traction

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(5)} = 27404,49$	27404,49	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 51529,70$	51529,70	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 45437,99$	45437,99	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 73691,29 - 65849,02$	7842,27	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 116711,29 - 65849,02$	50862,27	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 82470,26 - 65849,02$	16621,24	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 28312,65 - 9713,08$	18599,56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 48270,62 - 9713,08$	38557,54	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 44134,42 - 22154,40$	21980,02	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 71259,75 - 22154,40$	49105,35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 59956,19 - 37965,89$	21990,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 90343,42 - 37965,89$	52377,54	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 91208,19 - 65849,02$	25359,17	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 117409,95 - 65849,02$	51560,93	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 33727,02 - 9713,08$	24013,94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 37553,00 - 9713,08$	27839,92	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 52574,48 - 22154,40$	30420,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 58538,50 - 22154,40$	36384,10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 71421,93 - 37965,89$	33456,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 79524,00 - 37965,89$	41558,11	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 101100,84 - 65849,02$	35251,83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 118564,47 - 65849,02$	52715,46	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 6984,85 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t3,Rd} h_5/h_3$$

$$F_{t5,Rd} = 6984,85 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	857,42	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 27018,68$	27018,68	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 59140,33$	59140,33	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 27404,49$	27404,49	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 51529,70$	51529,70	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 45437,99$	45437,99	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^5 F_{ti,Rd} = 73691,29 - 72833,87$	857,42	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 116711,29 - 72833,87$	43877,42	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 82470,26 - 72833,87$	9636,39	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 28312,65 - 6984,85$	21327,80	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 48270,62 - 6984,85$	41285,77	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 42468,97 - 16697,93$	25771,04	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 69020,01 - 16697,93$	52322,08	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 58290,74 - 29139,25$	29151,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 88519,56 - 29139,25$	59380,31	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 74112,52 - 44950,74$	29161,78	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 104194,81 - 44950,74$	59244,07	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 105364,51 - 72833,87$	32530,64	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 125978,47 - 72833,87$	53144,60	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 33727,02 - 6984,85$	26742,17	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 37553,00 - 6984,85$	30568,15	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 50590,54 - 16697,93$	33892,60	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 56329,50 - 16697,93$	39631,57	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd}(6 + 5 + 4 + 3) - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 69437,99 - 29139,25$	40298,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(6 + 5 + 4 + 3) - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 77315,00 - 29139,25$	48175,75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(6 + 5 + 4 + 3 + 2) - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 88285,44 - 44950,74$	43334,71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(6 + 5 + 4 + 3 + 2) - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 98300,50 - 44950,74$	53349,76	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 120046,08 - 72833,87$	47212,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 137340,97 - 72833,87$	64507,10	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min}(F_{t7,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd}(7) = 27965,12$	27965,12	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd}(7) = 59140,33$	59140,33	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd}(7) = 27404,49$	27404,49	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd}(7) = 51529,70$	51529,70	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 45437,99$	45437,99	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^6 F_{ti,Rd} = 73691,29 - 73691,29$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 116711,29 - 73691,29$	43020,01	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 82470,26 - 73691,29$	8778,98	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd}(7 + 6) - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 44960,11 - 857,42$	44102,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd}(7 + 6) - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 73379,40 - 857,42$	72521,98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd}(7 + 6 + 5) - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 59897,90 - 7842,27$	52055,64	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd}(7 + 6 + 5) - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 90280,30 - 7842,27$	82438,04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd}(7 + 6 + 5 + 4) - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 74054,23 - 17555,35$	56498,88	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd}(7 + 6 + 5 + 4) - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 104143,54 - 17555,35$	86588,19	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3) - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 89876,00 - 29996,67$	59879,34	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3) - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 116501,50 - 29996,67$	86504,84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2) - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 105697,77 - 45808,15$	59889,62	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2) - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 126158,22 - 45808,15$	80350,06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 136949,77 - 73691,29$	63258,48	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 139508,16 - 73691,29$	65816,87	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(7 + 6) - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 42120,09 - 857,42$	41262,68	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(7 + 6) - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 53929,60 - 857,42$	53072,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(7 + 6 + 5) - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 61065,33 - 7842,27$	53223,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(7 + 6 + 5) - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 72706,10 - 7842,27$	64863,83	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(7 + 6 + 5 + 4) - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 80010,56 - 17555,35$	62455,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(7 + 6 + 5 + 4) - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 91482,60 - 17555,35$	73927,25	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3) - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 99526,32 - 29996,67$	69529,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3) - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 112468,10 - 29996,67$	82471,43	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2) - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 119042,08 - 45808,15$	73233,92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2) - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 133453,60 - 45808,15$	87645,45	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 143220,94 - 73691,29$	69529,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 172494,07 - 73691,29$	98802,79	Ame de la poutre - traction - groupe

TABEAU 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	578	27883,13	27883,13	59140,33	28408,49	55417,07	33177,60	45437,99
2	493	15811,49	27018,68	59140,33	27404,49	51529,70	33177,60	45437,99
3	388	12441,32	27018,68	59140,33	27404,49	51529,70	33177,60	45437,99
4	303	9713,08	27018,68	59140,33	27404,49	51529,70	33177,60	45437,99
5	218	6984,85	27018,68	59140,33	27404,49	51529,70	33177,60	45437,99
6	133	857,42	27018,68	59140,33	27404,49	51529,70	33177,60	45437,99
7	48	-	27965,12	59140,33	27404,49	51529,70	33177,60	45437,99

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

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

$M_{j,Rd} = 33290,38$ [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]
 $M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,90 < 1,00$ **vérifié** (0,90)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $\beta_{Lf} = 0,93$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]
 $F_{v,Rd} = 10260,48$ [daN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]
 $F_{t,Rd,max} = 16588,80$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,int} = 20088,00$ [daN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,ext} = 20088,00$ [daN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	33177,60	742,43	27883,13	25085,83	25828,25	9110,06
2	33177,60	742,43	15811,49	14225,24	14967,67	13908,26
3	33177,60	742,43	12441,32	11193,17	11935,60	15247,82
4	33177,60	742,43	9713,08	8738,64	9481,07	16332,23
5	33177,60	742,43	6984,85	6284,11	7026,54	17416,64
6	33177,60	742,43	857,42	771,40	1513,82	19852,15
7	33177,60	742,43	0,00	0,00	742,43	20192,96

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

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

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

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

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

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

$V_{j,Rd} = 112060,14$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

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

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 147,32$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
 $A_{wy} = 67,45$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
 $A_{wz} = 79,87$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
 $I_{wy} = 60544,46$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -120,06$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -114,43$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
 $\tau_{\parallel} = -11,84$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
 $\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]
 $\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $240,13 < 360,00$ **vérifié** (0,67)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $229,77 < 360,00$ **vérifié** (0,64)
 $\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2}$ $120,06 < 259,20$ **vérifié** (0,46)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]
 $h_{head} = 13$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $h_{nut} = 18$ [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $L_b = 59$ [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $k_{10} = 5$ [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	26,67	1158,24
1	578	4	16	12	2	10,07	581,67
2	493	2	8	6	1	5,26	259,24
3	388	2	8	6	1	4,14	160,51
4	303	2	7	6	1	2,96	89,46
5	218	2	7	6	1	2,13	46,26
6	133	2	7	6	1	1,30	17,18
7	48	4	16	11	2	0,82	3,91

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

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

$$Z_{eq} = 434 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

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

$$k_{eq} = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 58,99 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 434 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

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

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

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

$$S_{j,ini} = 11107063,63 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,25 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

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

$$S_j = 4944454,04 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 4484608,12 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 280288,01 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'ÂME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

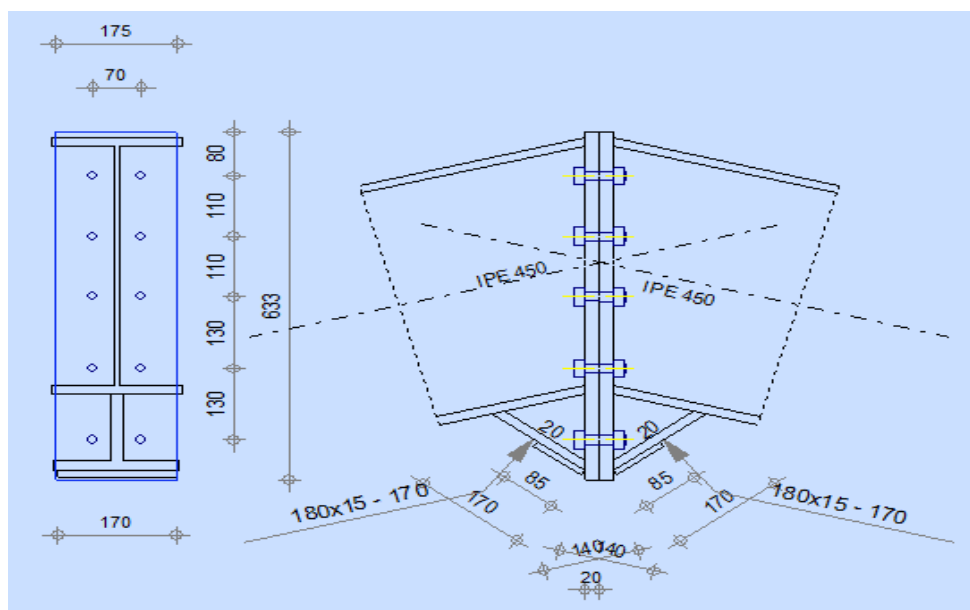
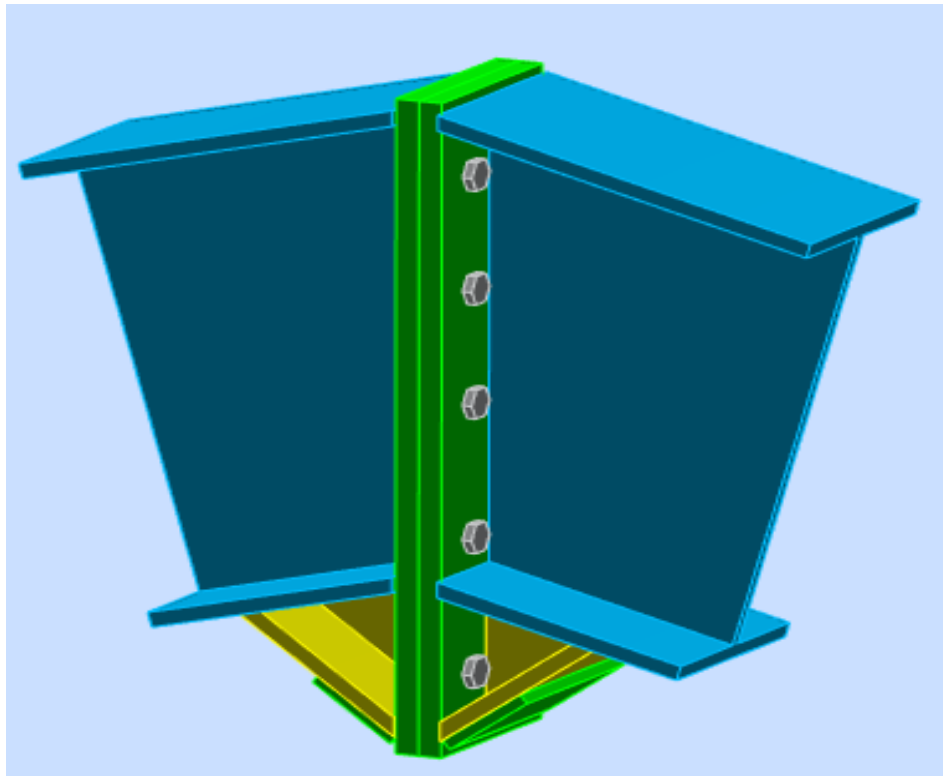
REMARQUES

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 0,90

VII.3 - Calcul d'assemblage de faîtage (Traverse-Traverse) :



FigVII.2: Représentation de l'assemblage Traverse – Traverse

Note de calcul donné par robot



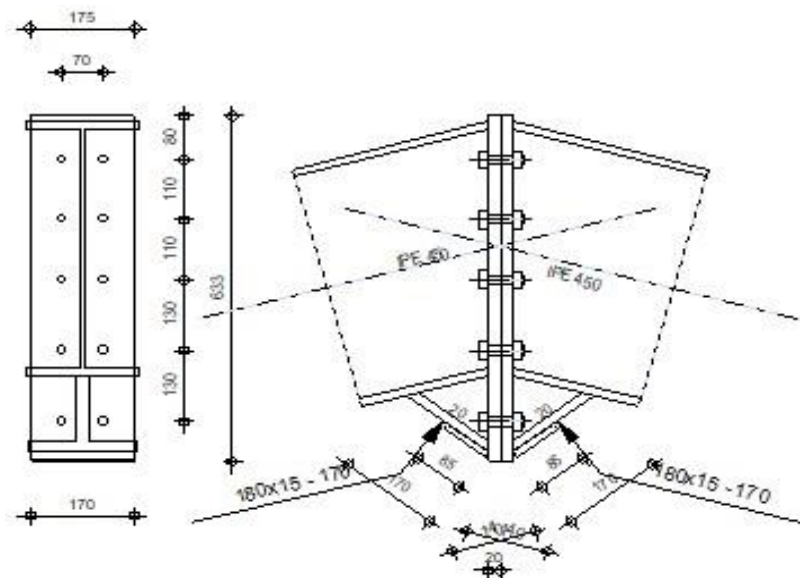
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,30



GENERAL

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé:	IPE 450
$\alpha =$	-165,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	450 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_{ribl} =$	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 [cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	33742,90 [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235
$f_{yb} =$	235,00 [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé:	IPE 450		
$\alpha =$	-15,1	[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	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	33742,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235		
$f_{yb} =$	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
$F_{tRd} =$	9043,20	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	80	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	110;110;130;130	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	633	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	175	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 235		
$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	20	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	140	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	37,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RENFORT HORIZONTAL INFERIEUR

$w_{pd} =$	170	[mm]	Hauteur du raidisseur
$l_{pd} =$	85	[mm]	Longueur du raidisseur vertical
$t_{pd} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur vertical
Matériau:	S 235		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance

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]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 5000,00$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,79$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 39992,07$ [daN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2443,82$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 57429,72$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 57429,72$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 582$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 98598,78$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

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

Pression diamétrale:

$\beta = 15,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 37,5$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 220$ [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)]

$\omega = 0,91$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 28,07$ [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)]

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

$F_{c,wb,Rd1} = 44010,06$ [daN] 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)]

$\lambda_p = 0,96$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,83$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

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

$F_{c,wb,Rd2} = 36392,14$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd3} = 83718,75$ [daN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

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

$F_{c,wb,Rd,low} = 36392,14$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	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	–	53	–	110	155	166	155	166	187	139	139	139
2	25	–	53	–	110	155	164	155	164	220	110	110	110
3	25	–	53	–	120	155	164	155	164	240	120	120	120
4	25	–	53	–	130	155	164	155	164	260	130	130	130
5	25	–	53	–	130	155	164	155	164	207	147	147	147

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

$F_{t,Rd} = 9043,20$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 26057,63$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

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

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

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine 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
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	18086,40	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 18086,40$	18086,40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 34203,59$	34203,59	Âme de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 98598,78$	98598,78	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	18086,40	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 18086,40$	18086,40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 34203,59$	34203,59	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 98598,78 - 18086,40$	80512,38	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 36392,14 - 18086,40$	18305,74	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 36172,80 - 18086,40$	18086,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 54990,95 - 18086,40$	36904,55	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 14352,58 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	3953,16	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 18086,40$	18086,40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 34203,59$	34203,59	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 98598,78 - 32438,98$	66159,80	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 36392,14 - 32438,98$	3953,16	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 36172,80 - 14352,58$	21820,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 50807,00 - 14352,58$	36454,42	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 54259,20 - 32438,98$	21820,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 81498,95 - 32438,98$	49059,97	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 18086,40$	18086,40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 34203,59$	34203,59	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 98598,78 - 36392,14$	62206,65	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 36392,14 - 36392,14$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 36172,80 - 3953,16$	32219,64	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 55225,00 - 3953,16$	51271,84	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 54259,20 - 18305,74$	35953,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 79524,00 - 18305,74$	61218,26	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 72345,60 - 36392,14$	35953,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 110215,95 - 36392,14$	73823,82	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	533	18086,40	–	–	18086,40	34203,59	18086,40	52115,25
2	423	14352,58	–	–	18086,40	34203,59	18086,40	52115,25
3	313	3953,16	–	–	18086,40	34203,59	18086,40	52115,25
4	183	–	–	–	18086,40	34203,59	18086,40	52115,25
5	53	–	–	–	18086,40	34203,59	18086,40	52115,25

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

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

$$M_{j,Rd} = 16942,46 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,30 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,30)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

A _w =	107,68	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
A _{wy} =	57,38	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
A _{wz} =	50,30	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
I _{wy} =	48419,95	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
σ _{⊥max} =τ _{⊥max} =	21,97	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
σ _⊥ =τ _⊥ =	-20,81	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
τ =	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
β _w =	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	43,94 < 360,00	vérifié	(0,12)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{ }^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	41,62 < 360,00	vérifié	(0,12)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	21,97 < 259,20	vérifié	(0,08)

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	58,17	2309,25
1	533	∞	∞	67	4	20,88	1112,34
2	423	∞	∞	53	4	16,07	679,52
3	313	∞	∞	58	4	12,03	376,46
4	183	∞	∞	63	4	7,11	129,92
5	53	∞	∞	71	4	2,08	11,01

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

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

$$Z_{eq} = 397 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

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

$$k_{eq} = 15 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 48494147,68 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

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

$$S_j = 48494147,68 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 11337614,40 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 708600,90 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,30
--	-------	------

VII.4 - Calcul pied poteau encastré :

L'assemblage pied de poteau Comme le montre le schéma ci-après,

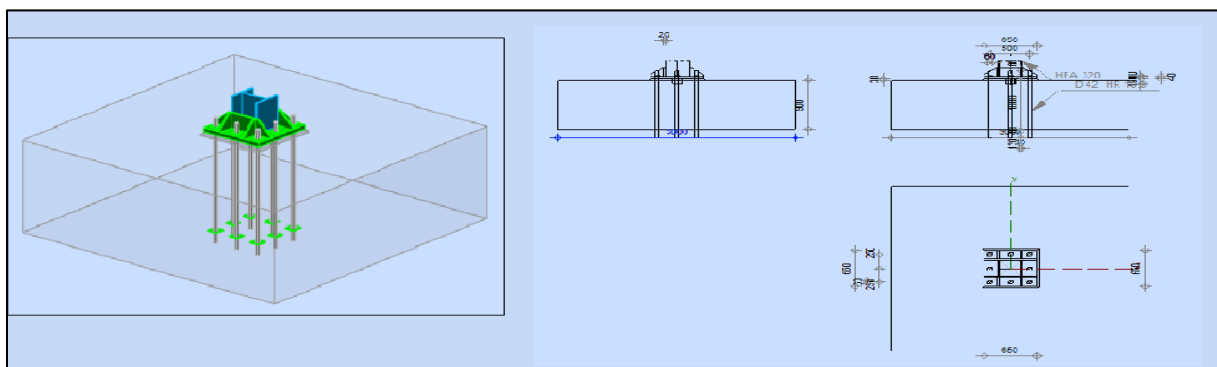


Fig. VII.3 : Représentation de l'assemblage pied de poteau.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

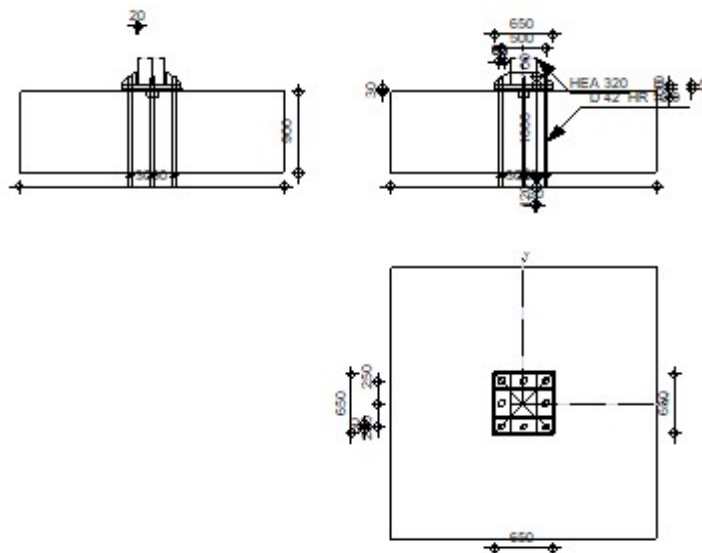
Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio
0,80



GENERAL

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 16
Barres de la structure: 13

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 320
Barre N°: 13
 $L_c = 8,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 310$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 124,37$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 22928,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 235
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 650$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 650$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 40$ [mm] Epaisseur

Matériau: S 275
 $f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 430,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCORAGE

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

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 42$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 11,20$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 13,85$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 250$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 250$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100$ [mm]
 $L_2 = 1000$ [mm]
 $L_3 = 120$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur
 $b_p = 100$ [mm] Largeur
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur
Matériau: S 235
 $f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: HEA 120
 $l_w = 100$ [mm] Longueur
Matériau: S 235
 $f_{yw} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_s = 650$ [mm] Longueur
 $w_s = 650$ [mm] Largeur
 $h_s = 150$ [mm] Hauteur
 $t_s = 20$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20$ [mm] Grillageage
 $d_2 = 20$ [mm] Grillageage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L = 3000 [mm] Longueur de la semelle
B = 3000 [mm] Largeur de la semelle
H = 900 [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C20/25

$f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 11$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 10$ [mm] Bêche

$a_s = 10$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} = 6807,62$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -2,00$ [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 9302,05$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -28791,89$ [daN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 7,67$ [daN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 13,33$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 21,20$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

$c = 83$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 182$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 466$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 848,16$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 7454,83$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

$F_{rd} = 335270,85$ [daN] 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)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rd}/(b_{eff}*l_{eff})$

$f_{jd} = 26,35$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,y} = 1516,83$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 1479,06$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,y} = 399727,67$ [daN] Résistance du béton à la flexion M_y [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,z} = 389775,14$ [daN] Résistance du béton à la flexion M_z [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]
 $W_{pl,y} = 7651,09$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,y} = 179800,61$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,y} = 351$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$
 $F_{c,fc,Rd,y} = 511878,70$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]
 $W_{pl,z} = 7690,74$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,z} = 180732,39$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,z} = 367$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$
 $F_{c,fc,Rd,z} = 492825,74$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$
 $F_{c,Rd,y} = 399727,67$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]
 $F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$
 $F_{c,Rd,z} = 389775,14$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 11,20$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $\beta = 0,85$ Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]
 $F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd,s1} = 82252,80$ [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]
 $\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]
 $F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$
 $F_{t,Rd,s2} = 84000,00$ [daN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]
 $F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$
 $F_{t,Rd,s} = 82252,80$ [daN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]
 $A_h = 86,15$ [cm²] Aire de contact de la plaque d'ancrage CEB [15.1.2.3]
 $p_k = 140,00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à l'arrachement CEB [15.1.2.3]
 $\gamma_{Mp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]
 $F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / \gamma_{Mp}$
 $F_{t,Rd,p} = 59823,32$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 833$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]
 $NR_{k,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$
 $NR_{k,c}^0 = 96824,58$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]
 $Scr,N = 2500$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]
 $C_{cr,N} = 1250$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]
 $A_{c,N0} = 90000,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]
 $A_{c,N} = 90000,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]
 $\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$

$\psi_{A,N} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 1250$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\psi_{s,N} = 1,00$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 44826,2$ [daN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1: [8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 900$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 108672,90$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1800$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 900$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 52900,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 52900,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$		
$\psi_{A,N} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 900$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\psi_{s,N} = 1,00$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h / (2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\psi_{h,N} = 0,63$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 31694,28$ [daN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$	
$F_{t,Rd} = 31694,28$ [daN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 550$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 550$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 138$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 6052,42$ [daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 6052,42$ [daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 176000,00$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 91934,91$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 95082,83$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 91934,91$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 84$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 84$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 21$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 924,00$ [daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 924,00$	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 176000,00$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 91934,91$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 95082,83$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,z} = 91934,91$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 245159,75$	[daN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} = 91934,91$	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$			
$F_{T,Rd,z} = 91934,91$	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

$e_y = 4229$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 176$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 250$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 37569,96$	[daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,77 < 1,00$	vérifié	(0,77)
---	---------------	---------	--------

$e_z = 1$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 183$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 250$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 206,23$	[daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
---	---------------	---------	--------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,80 < 1,00$	vérifié	(0,80)
--	---------------	---------	--------

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,57$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,57$	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]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 82090,91$	[daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,57$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,57$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 82090,91$	[daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 13,85$	[cm ²]	Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1200,00$ [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)]
 $F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$
 $F_{2,vb,Rd} = 32984,61$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]
 $M_{Rk,s} = 704,03$ [daN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]
 $l_{sm} = 71$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]
 $\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]
 $F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$
 $F_{v,Rd,sm} = 16526,43$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 96824,58$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]
 $k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]
 $\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]
 $F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$
 $F_{v,Rd,cp} = 89652,39$ [daN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 440190,9$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]
 $\psi_{A,V,y} = 0,32$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]
 $\psi_{h,V,y} = 1,28$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]
 $\psi_{s,V,y} = 0,90$ 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]
 $F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$
 $F_{v,Rd,c,y} = 74960,56$ [daN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 440190,9$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]
 $\psi_{A,V,z} = 0,32$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]
 $\psi_{h,V,z} = 1,28$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]
 $\psi_{s,V,z} = 0,90$ 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]
 $F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$
 $F_{v,Rd,c,z} = 74960,56$ [daN] 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)]
 $N_{c,Ed} = 0,00$ [daN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{t,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 153491,46$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]	
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{t,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 154611,46$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]	
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,06 < 1,00$	vérifié	(0,06)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,06 < 1,00$	vérifié	(0,06)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 3360,31$ [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 35371,73$ [daN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 38$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 2935,68$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 2,50$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g = 174,20$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau = 117,91$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 204,23$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,74 < 1,00$	vérifié	(0,74)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 1042,12$ [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 13026,55$ [daN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 38$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 2935,68$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 0,78$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g = 54,02$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau = 43,42$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 75,21$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,27 < 1,00$	vérifié	(0,27)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 22,68$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 22,68$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{yII} = -0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{zII} = 2,89$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]	
$\beta_w = 0,80$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,09 < 1,00$	vérifié	(0,09)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)	$0,13 < 1,00$	vérifié	(0,13)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)	$0,11 < 1,00$	vérifié	(0,11)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 0,00$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{II} = 117,91$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]	

$\beta_w =$	0,80	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,57 < 1,00$			
		vérifié	(0,57)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	98,25	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	98,25	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	43,42	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	210,41	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,58 < 1,00$				
				vérifié (0,58)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	73,56	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	73,56	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	139,50	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	282,90	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,66 < 1,00$				
			vérifié	(0,66)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	29,71	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	29,71	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	54,27	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	111,21	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,26 < 1,00$				
			vérifié	(0,26)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{i,Ed,y}$

$b_{eff} =$	182	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	466	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,y} =$	33	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]

$l_{eff} =$	550	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	138	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	12	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]

$L_b =$	437	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} =$	0,63	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	6993805,38	[daN*m] Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	18056272,50	[daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{i,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$			
$k_{13,z} =$	43	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} =$	84	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	21	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	247	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	437	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,14		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	10588310,07	[daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	5500876,50	[daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \text{ B } S_{j,rig,z}$	RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,80
--	-------	------

VII.5- Calcul d'assemblage Support poutre pont roulant – Poteau :

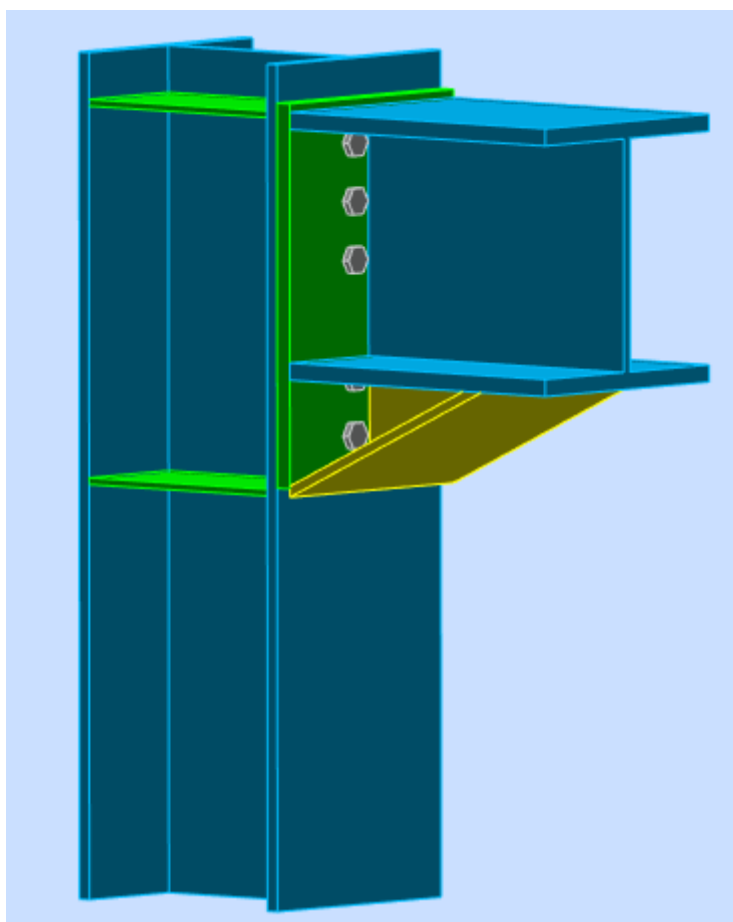
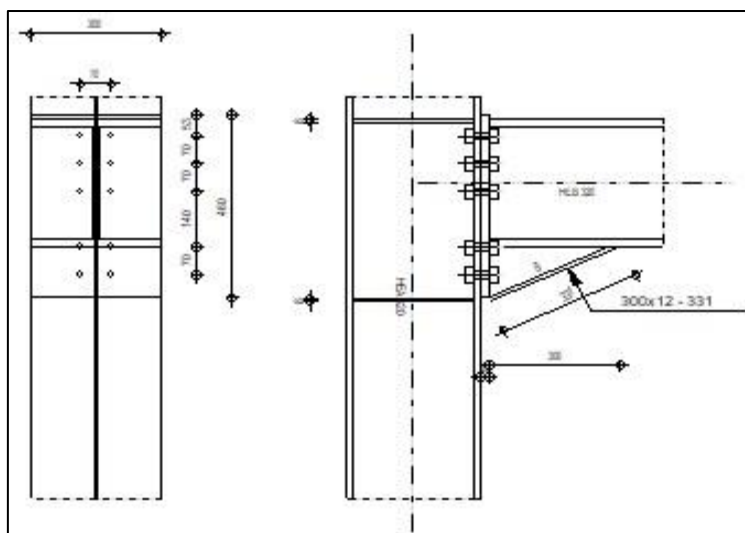


Fig. VII.4: Représentation de l'assemblage support poutre pont roulant - poteau.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,41
---	---	---



Général

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 320

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 310$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 124,37$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 22928,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 235

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: HEB 320

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 320$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $t_{fb} = 21$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 161,34$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 30823,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

Boulons

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

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $F_{IRd} = 12441,60$ [daN] 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

$h_p = 460$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 300$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: S 235
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 300$ [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
 $l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 25,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: S 235
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 279$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 146$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 279$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 146$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 8$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [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]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 5000,00$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2149,24$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 50507,14$ [daN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2666,10$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 62653,36$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 62653,36$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 443$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 141388,58$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

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

Pression diamétrale:

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 25,0$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 289$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 51,77$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,81$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 18,25$ [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)]

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

$F_{c,wb,Rd1} = 134896,36$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 225$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,69$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 1,00$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

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

$F_{c,wb,Rd2} = 134896,36$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

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

$F_{c,wb,Rd,low} = 134896,36$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 5000,00$	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00$	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 0,00$	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0,00$	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 376$	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} = 13309,24$	[daN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 41,13$	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 41,13$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 432$	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 423,4$	[daN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 112,8$	[daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 112,8$	[daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} = 52712,37$	[daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,25 < 1,00$ vérifié $(0,25)$			

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

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 9$	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 288$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 41,13$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,81$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 0,00$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 19,32$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 94923,69$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	225	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,88		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,88		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	2,56		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

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

$$F_{c,wc,Rd2} = 88804,88 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

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

$$F_{c,wc,Rd} = 88804,88 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

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	9	–	115	–	70	56	71	56	71	98	17	17	17
2	9	–	115	–	70	56	179	56	179	140	70	70	70
3	9	–	115	–	105	56	179	56	179	210	105	105	105
4	9	–	115	–	105	56	179	56	179	210	105	105	105
5	9	–	115	–	70	56	71	56	71	98	17	17	17

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	24	–	115	–	70	148	189	148	189	144	105	105	105
2	24	–	115	–	70	148	238	148	238	140	70	70	70
3	24	–	115	–	105	148	238	148	238	210	105	105	105
4	24	–	115	–	105	148	238	148	238	210	105	105	105
5	24	–	115	–	70	148	238	148	238	144	154	144	154

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

m – Distance du boulon de l'âme

$l_{eff,1}$ – 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

$F_{t,Rd} = 12441,60$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 22718,99$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

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

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

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

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

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

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

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

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

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \min(F_{t1,Rd,comp})$	11713,73	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 23861,11$	23861,11	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 11713,73$	11713,73	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 24883,20$	24883,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 40061,89$	40061,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 45437,99$	45437,99	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 52712,37$	52712,37	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 88804,88$	88804,88	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 141388,58$	141388,58	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 134896,36$	134896,36	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	6174,35	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 24883,20$	24883,20	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 11713,73$	11713,73	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 24883,20$	24883,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 40061,89$	40061,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 45437,99$	45437,99	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^1 F_{ti,Rd} = 52712,37 - 11713,73$	40998,64	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 88804,88 - 11713,73$	77091,15	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 141388,58 - 11713,73$	129674,85	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 134896,36 - 11713,73$	123182,63	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 39845,49 - 11713,73$	28131,76	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 17888,08 - 11713,73$	6174,35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 43114,15 - 11713,73$	31400,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 47208,32 - 11713,73$	35494,59	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	11713,73	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 24883,20$	24883,20	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 11713,73$	11713,73	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 24883,20$	24883,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 40061,89$	40061,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 45437,99$	45437,99	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 52712,37 - 17888,08$	34824,29	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 88804,88 - 17888,08$	70916,80	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 141388,58 - 17888,08$	123500,50	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 134896,36 - 17888,08$	117008,28	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 49766,40 - 6174,35$	43592,05	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 33921,01 - 6174,35$	27746,66	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 68471,41 - 17888,08$	50583,32	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 36550,07 - 17888,08$	18661,99	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 43142,14 - 6174,35$	36967,79	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 47293,75 - 6174,35$	41119,40	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 66234,64 - 17888,08$	48346,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 75584,57 - 17888,08$	57696,48	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	11713,73	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 24883,20$	24883,20	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 11713,73$	11713,73	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 24883,20$	24883,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 40061,89$	40061,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 45437,99$	45437,99	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 52712,37 - 29601,81$	23110,56	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 88804,88 - 29601,81$	59203,07	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 141388,58 - 29601,81$	111786,77	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 134896,36 - 29601,81$	105294,55	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 49766,40 - 11713,73$	38052,67	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 39343,26 - 11713,73$	27629,53	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 74649,60 - 17888,08$	56761,52	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 48549,31 - 17888,08$	30661,23	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 97097,33 - 29601,81$	67495,52	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 50419,86 - 29601,81$	20818,05	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 46240,97 - 11713,73$	34527,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 56752,50 - 11713,73$	45038,77	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 66262,63 - 17888,08$	48374,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 75670,00 - 17888,08$	57781,92	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 89355,12 - 29601,81$	59753,31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 103960,82 - 29601,81$	74359,01	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	10867,52	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 23861,11$	23861,11	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 11713,73$	11713,73	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 24883,20$	24883,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 40061,89$	40061,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 45437,99$	45437,99	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 52712,37 - 41315,54$	11396,83	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 88804,88 - 41315,54$	47489,34	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 141388,58 - 41315,54$	100073,04	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 134896,36 - 41315,54$	93580,82	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 44779,46 - 11713,73$	33065,73	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 24597,09 - 11713,73$	12883,36	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 73405,38 - 23427,46$	49977,92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 41710,95 - 23427,46$	18283,49	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 97097,33 - 29601,81$	67495,52	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 50419,86 - 29601,81$	20818,05	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 113250,87 - 41315,54$	71935,33	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 52183,06 - 41315,54$	10867,52	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 49766,40 - 11713,73$	38052,67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 70011,31 - 11713,73$	58297,59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 73705,24 - 23427,46$	50277,79	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 98387,56 - 23427,46$	74960,11	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 93726,90 - 29601,81$	64125,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 117305,06 - 29601,81$	87703,25	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 116819,40 - 41315,54$	75503,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 145595,88 - 41315,54$	104280,34	Ame de la poutre - traction - groupe

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	411	11713,73	23861,11	11713,73	24883,20	40061,89	24883,20	45437,99
2	341	6174,35	24883,20	11713,73	24883,20	40061,89	24883,20	45437,99

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}
3	271	11713,73	24883,20	11713,73	24883,20	40061,89	24883,20	45437,99
4	131	11713,73	24883,20	11713,73	24883,20	40061,89	24883,20	45437,99
5	61	10867,52	23861,11	11713,73	24883,20	40061,89	24883,20	45437,99

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

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

$$M_{j,Rd} = 12274,87 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,41 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,41)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 141,82 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 106,64 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 35,18 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 39219,16 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp\max} = \tau_{\perp\max} = 20,49 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -20,15 \text{ [MPa]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 0,00 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \text{ Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2}) \quad 40,98 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2}) \quad 40,29 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2} \quad 20,49 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 13 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 18 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 59 \text{ [mm]} \text{ Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 5 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

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	8,98	263,75
1	411	0	79	57	0	1,42	58,11
2	341	1	266	38	1	3,36	114,48
3	271	1	266	58	1	2,69	72,89

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
4	131	1	266	58	1	1,30	16,99
5	61	0	79	79	0	0,21	1,27

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

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

$$Z_{eq} = 294 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

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

$$k_{eq} = 3 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 41,13 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 294 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

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

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

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

$$S_{j,ini} = 3518080,32 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

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

$$S_j = 3518080,32 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 10356696,00 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 647293,50 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

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

Composant le plus faible:

AME DU POTEAU EN TRACTION

Remarques

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre $8 \text{ [mm]} < 12 \text{ [mm]}$

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre $12 \text{ [mm]} < 21 \text{ [mm]}$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,41

- Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons conclu qu'un assemblage approprié assure la transmission des efforts entre les éléments de la structure et homogénéise d'avantage la structure.

Chapitre VIII :

Etude des fondations

VIII.1 Introduction :

Les fondations représentent la partie de l'ouvrage en contact avec le sol d'assise. Ces dernières doivent pouvoir lui transmettre tous les efforts de la superstructure sans dépassement des paramètres indiqués sur le rapport géotechnique en particulier la contrainte admissible. Les fondations doivent aussi résister à l'agressivité du sol, au gel et aux venues d'eau, d'où la nécessité de leurs conception en béton armé avec fissuration préjudiciable.

VIII.2 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant sur la liaison « Pieds de poteau » les plus défavorables calculés

Par le logiciel ROBOT sont :

L'ELU :

$M_u = -28791.89 \text{ daN.m}$

$N_u = 6807.62 \text{ daN}$

L'ELS :

$M_s = -12298.51 \text{ daN.m}$

$N_s = -2574.12 \text{ daN}$

VIII.3 Dimensionnement de la plaque d'assise :

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure

Appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

a. Cordons de soudure :

- Semelle HEA 320:

$$a_s = 0.7 * t_f = 0.7 * 15.5 = 10.85 \text{ mm}$$

on prend $a_s = 11\text{mm}$

• Ame HEA 320 :

$$a_a = 0.7 * t_w = 0.7 * 9 = 6.3 \text{ mm}$$

on prend $a_a = 7 \text{ mm}$

b. Surface de la platine :

$$a \geq h_a + (2a_a) \rightarrow a \geq 310 + 2 * 7 = 324\text{mm}$$

$$b \geq h_a + (2a_s) \rightarrow b \geq 300 + 2 * 11 = 322\text{mm}$$

on prend : $a = 650\text{mm}$ $b = 650\text{mm}$

c. Epaisseur de la platine :

$$t \geq \frac{\sqrt{3}\sigma}{\sigma_e} * u$$

$$u = 135\text{mm}$$

$$\sigma = \frac{N}{a*b} = \frac{2574.12}{650*650} = 0.0060 \text{ dan/mm}^2$$

$$t \geq \frac{\sqrt{3} * 0.0060}{24} * 135 = 4.01\text{mm}$$

L'épaisseur est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur : $t = 40\text{mm}$.

VIII.4 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a*b} = \frac{2574.12}{65*65} = 0.60\text{dan/cm}^2$$

Donc $0.6 \text{ dan/cm}^2 \leq 80 \text{ dan/cm}^2$ Condition vérifiée.

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma * b * \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Avec : M_e est Le moment résistant élastique de la platine

$$M_e = \sigma \cdot e \frac{1}{\nu} \quad \frac{1}{\nu} = \frac{b \cdot t \cdot t}{\nu}$$

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} = 0.6 \times 65 \times \frac{13.5^2}{2} = 3553.87 \text{ dan.cm}$$

$$M_e = \sigma \cdot e \frac{1}{\nu} = 24 \times \frac{65 \cdot 40^2}{6} = 416000 \text{ dan.cm}$$

$$\text{Donc} \quad 3553.87 \text{ dan.cm} \leq 416000 \text{ dan.cm}$$

Condition vérifiée

VIII.5 CALCUL DES FONDATIONS :

Les fondations sont les parties essentielles d'une construction en contact direct avec le sol, chargées de transmettre les charges de la superstructure.

Leur conception et leur réalisation correctes sont cruciales pour assurer la stabilité de l'ensemble de la structure. Le dimensionnement des fondations est effectué conformément au règlement BAEL91.

Charge à prendre en considération :

L'ELU :

$$M_u = -28791.89 \text{ daN.m}$$

$$N_u = 6807.62 \text{ daN}$$

L'ELS :

$$M_s = -12298.51 \text{ dan.m}$$

$$N_s = -2574.12 \text{ dan}$$

$$\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bar} = 0.18 \text{ Mpa} = 18000 \text{ daN/m}^2$$

VIII.5.1 Choix du type de fondations :

a. Semelle isolée :

On dimensionne la semelle sous l'effort « N » et la valeur de la contrainte admissible du sol.

$$\frac{N_u}{S} \leq \sigma_{Sol}$$

Avec :

Nu : effort normal a l'état ultime

S : surface de la semelle en contact avec le sol.

Σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

A : petite dimension de la semelle.

B : grande dimension de la semelle.

$$\frac{N_u}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \leq S$$

Suivant la relation relative à l'homothétie des dimensions du la platine de la semelle on a :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A \cdot b = B \cdot a \Rightarrow A = \frac{B \cdot a}{b}$$

$$S = A \cdot B$$

Suivant l'inégalité de la justification de l'état ultime de résistance vis-à-vis du sol.

$$\frac{N_u}{S} \leq \sigma_{sol} \Longrightarrow \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \leq B^2 \Longrightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}}$$

Le dimensionnement de la section de la semelle se fera selon logiciel de ROBOT

a=b=300cm $\Rightarrow$ A=B $\Rightarrow$ semelle carré

Mu max = -28791.89 daN.m

Nu max = 6807.62 daN

Calcul du longueur (B) de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{Nu}{\sigma_{Sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{6807.62}{18000}} = 0.61 \text{ m}$$

On adopte B=1.6m

Par homothéties :

$$A = \frac{B \cdot a}{b} = \frac{1.6 \cdot 0.65}{0.65} = 1.6 \text{ m}$$

On adopte A= 1.6m

b. Calcul de la hauteur (h) de la semelle :

$$d = \frac{B-b}{4} = \frac{160-80}{4} = 23.75 = 24 \text{ cm}$$

On adopte d=50cm

$$h = d + d' = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

$$h - d' < B - b \Rightarrow 55 - 5 = 50 \text{ cm} < B - b = 160 - 80 = 95 \text{ cm} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{B}{6}$$

$$e_0 = \frac{28791.89}{6807.62} = 4.22 \text{ m} \geq \frac{1.6}{6} = 0.26 \text{ m}$$

- Diagramme triangulaire

Donc on vérifie :

$$\sigma_2 = \frac{2N}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right) \cdot B} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot 6807.62}{3\left(\frac{1.6}{2} - 4.22\right) \cdot 1.6} = 829.38 \text{ dan/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 18000 \text{ dan/m}^2 \text{ Condition } \textbf{vérifiée}$$

VIII.6 -Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait à L'ELU et la vérification à L' ELS :

Pour (A'), nous allons utiliser la méthode « console»

$$\sigma_d = \frac{B + 0.35b - 3e_0}{3 \cdot (0.5B - e_0)} * \sigma_2$$

$$\sigma_d = \frac{1.6 + 0.35 \cdot 0.65 - 3 \cdot 4.22}{3 \cdot (0.5 \cdot 1.6 - 4.22)} * 829.38 = 875.65 \text{ dan/m}^2$$

$$M_d = B \left(\frac{b}{2} - 0.35 * b \right)^2 * \left(\frac{\sigma_d + 2\sigma_2}{6} \right)$$

$$M_d = 1.6 \left((1.6/2) - 0.35 * 1.6 \right)^2 \times ((875.65 + 2 * 829.38)/6) = 221.51 \text{ dan} * m$$

$$A' = \frac{M_d}{z * \sigma_{bc}}$$

$$A' = (221.51 * 100) \div (0.9 * 50 * 3480) = 0.14 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } A' = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Pour (A), nous allons utiliser la méthode des bielles avec une charge fictive...(Q)

$$\phi = N_u \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right)$$

$$\phi = 6807.62 \left(1 + 3 * 4.22 / 1.6 \right) = 60672.91 \text{ dan}$$

$$A = \frac{\phi(A - a)}{8.d.\sigma_{bc}}$$

$$A = (60672.91 * (160 - 65)) \div (8 * 50 * 3553.87) = 2.14 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } A = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

VIII.6.1 Vérification de ferrailage :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{12298.51}{2575.69} = 4.77m \geq \frac{1.6}{6} = 0.26m$$

➤ **Diagramme triangulaire**

Donc on vérifie :

$$\sigma_2 = \frac{2N}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right) * B} \leq \sigma_{sol}$$

$$(2 * 2575.69) \div 3(1.6 - 4.77) * 1.6 = 270.32 \text{ dan/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 18000 \text{ dan/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_d = \frac{B + 0.35b - 3e_0}{3 * (0.5B - e_0)} * \sigma_2$$

$$\sigma_d = (1.6 + 0.35 * 0.65 - 3 * 4.77) \div 3 * (0.5 * 1.6 - 4.77) * 270.32 = 283.31 \text{ dan/m}^2$$

$$M_d = B \left(\frac{b}{2} - 0.35 * b \right)^2 * \left(\frac{\sigma_d + 2\sigma_2}{6} \right)$$

$$M_d = 1.6 * (1.6 \div 2 - 0.35 * 0.65)^2 * (283.31 + 2 * 270.32 \div 6) = 72.01 \text{ dan*m}$$

$$A_{ser}' = \frac{M_d}{z * \sigma_s}$$

$$A_{s}' = (70.01 * 100) \div (0.9 * 50 * 2020) = 0.072 \text{ cm}^2 \leq 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

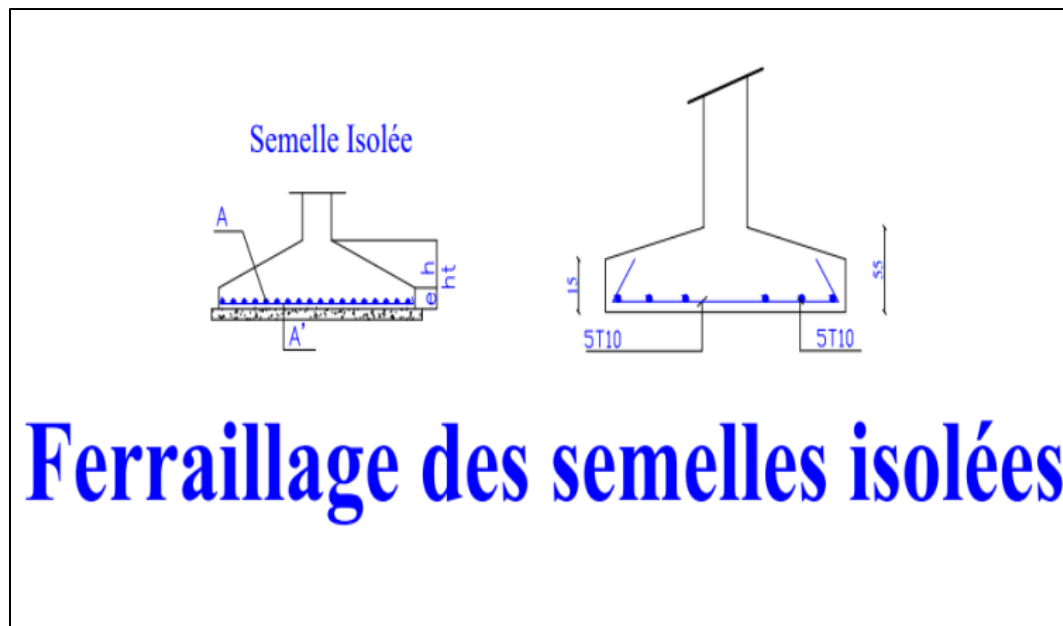
$$\phi = N_s \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right)$$

$$2574.12 \left(1 + \frac{3(4.77)}{1.6} \right) = 25596.40 \text{ dan}$$

$$A_{ser} = \frac{\phi(A - a)}{8.d.\sigma_s}$$

$$A_{ser} = 25596.40 (160 - 65) \div (8 * 50 * 2020) = 3 \text{ cm}^2 \leq 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$e \geq 6\phi + 6 = 12 \text{ cm} \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$



VIII.7 CALCUL DES LONGRINES :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

VIII.7.1 Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$F = \max (N/\alpha; 20 \text{ KN})$$

Avec :

N : Egale 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, pour les sols S3 et zone sismique IIa ($\alpha = 12$).

Ferraillage :

ELU :

$$N_u = 6807.62 \text{ dan}$$

$$F_u = \max (N_u / \alpha ; 20 \text{ KN})$$

$$F_u = 6807.62 / 12 = 567.30 \text{ dan}$$

$$F_u = \max (5.67 \text{ KN} ; 20 \text{ KN}) \text{ on prend } \mathbf{F_u = 20KN}$$

VIII.7.2 Ferraillages des longrines :

Le RPA99 exige une section minimale

$$A_s = 0,6\% B = (0,6 / 100) (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6 \text{ T12} = 6,78 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilités :

$$A_s \geq 0,23 (f_t / f_e) b d$$

$$A_s \geq 0,23 (2.1 / 400) 25 \times 27 = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 0.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

L'espacement des cadres :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\varnothing) \Rightarrow S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \times 1,2)$$

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

$$\text{On adopter: } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Les armatures transversales :

$$\text{On choisit forfaitairement : } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études revêt une grande importance dans la formation d'un ingénieur, car il offre aux étudiants la meilleure opportunité de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises au fil des années et de développer leur esprit de recherche. Il permet également de mettre en pratique ces connaissances en étudiant un cas réel de structure métallique.

La complexité de ce travail de recherche nous a permis d'adopter une approche globale pour la conception et le dimensionnement de structures métalliques, y compris la partie pont roulant, les assemblages et les fondations. Nous nous sommes familiarisés avec les différentes normes et réglementations qui régissent le domaine de la construction métallique, telles que l'Eurocodes3, le CCM97, le RNV99, le RPA99 et le CTICM.

L'utilisation du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS dans notre étude nous a permis de réaliser des calculs tridimensionnels et dynamiques, facilitant ainsi les calculs et nous offrant une meilleure approche de la réalité.

De plus, cette recherche nous a conduits à plusieurs conclusions importantes :

- Les actions du vent sont particulièrement défavorables pour les structures métalliques.
- La vérification de la stabilité est une étape primordiale et nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- Les contreventements (palées de stabilité et poutre au vent) jouent un rôle crucial dans le comportement global de la structure.
- Une conception appropriée des assemblages est essentielle pour assurer la stabilité des structures métalliques.
- La modélisation doit être aussi réaliste que possible afin d'approcher le comportement réel de la structure et d'obtenir des résultats précis.
- Le poids léger de la structure permet des économies au niveau des fondations, en utilisant par exemple des fondations superficielles telles que des semelles isolées. Cela signifie que de grandes structures peuvent être construites sur des sols ayant une faible capacité portante. Enfin, notre objectif ultime lors de cette étude était de concevoir une structure solide et de garantir la

sécurité des vies humaines et des biens. Nous espérons que ce travail servira de soutien à nos futurs étudiants intéressés par ce domaine.

Référence bibliographique :

- Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R B.C-2.2 ».
- Règles neige et vent « RNV2013 », D.T.R C 2-4.7 ».
- Règle de calcul des structures en acier « EC3. ENV 1993-1-1 Eurocode 3 ».
- Règle de conception des structures en acier « CCM97 ».
- Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : DAHMANI Lahlou
- Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants « CTICM».
« Cours et TD de l'université Badji Mokhtar ANNABA – Département de génie civil »
- Aide-mémoire RDM.
- Aide-mémoire de fin d'étude.
- LOGICIELS
- Autodesk Robot Structural Analysis
- AutoCAD

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ