

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la construction

Département de Génie Civil



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

En vue de l'obtention d'un diplôme d'état en génie civil

Option : Construction métallique

Thème

***Etude d'un bâtiment (R+1) en
construction métallique avec pont
roulant***

Etudié par : Dirigé par :

M^r. Garoui Yanis

M^r BENYAHIL K

M^r. BOUAZIZ Mouloud

Président : M^r. DAHMANI L

Examineur : M^r. AKKOUCHE K

Promotion 2019 / 2020

REMERCEMENT

C'est avec plaisir que nous écrivons quelques lignes en signe de gratitude et de profonde reconnaissance à l'égard de tous ceux qui nous ont aidés à la réalisation de notre projet de fin d'études.

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer tout a d'abord, notre gratitude la plus sincère qui va en premier lieu au bon dieu qui nous a donné la force, courage et volonté, indispensable pour la conception de se mémoire.

On remercie nos chers parents qui nous ont soutenus dans les moments difficiles et pour leur bienveillance durant toute notre vie en particulier lors de notre cursus.

*Nos vifs remerciements vont à notre cher promoteur Mr **BENYAHIL.K**, pour sa disponibilité, son aide, ses suggestions et ses conseils les plus précieux*

Que les membres de jury trouvent mes profondes gratitude pour l'honneur qu'ils nous font en assistant à notre soutenance.

Je remercie aussi, tous ceux, et celles qui ont contribué de près ou de loin pour l'accomplissement de ce modeste travail en particulier nos camarades Meriem ♥, Dylia ♥, Lunis et Hakim.

MOULOU ET YANIS



Dédicace

Je dédie cette humble réalisation:

A mes chers parents que tous les mots des langues humaines ne sauraient exprimer ni d'écrire l'amour, l'admiration et l'affection que je leur porte. Que me soit permis un remerciement profond pour toutes les valeurs qu'ils m'ont inculquées, pour les mérites de l'éducation de leurs enfants, sans la moindre exception et notamment pour leurs sacrifices et encouragements tout en long de mon parcours. Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux souhaités et le fruit de votre soutien infaillible.

A mes sœurs Lynda et Safia (son époux Ferhat et sa fille Ania) pour leurs soutiens.

A mon frère Omar, son infatigable compagnon.

A dada Tarik et son épouse Linda et leurs enfants Daraine et Dalia.

A mon âme sœur Aldjia et sa famille.

A ma défunte grand-mère, que Dieu lui accorde sa Sainte Miséricorde.

A tous mes camarades de la promotion CM 2019/2020.

A mon binôme Yanis et sa famille qui m'a été un frère durant ce long parcours et à tous ceux qui me sont intimes et qui m'ont accompagné pour l'accomplissement de ce travail.

MOULOND



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A mes chers parents :

Tous les mots du monde ne sauraient exprimer l'immense amour que je leur porte, ni la profonde gratitude que je témoigne pour tous les efforts et les sacrifices qu'ils n'ont jamais cessés de consentir pour mon instruction et mon bien être. Que ce travail puisse être le fruit de leurs efforts et le début de mes récompenses envers eux,

« Que Dieu les garde et leur procure santé, bonheur et longue vie »

A ma très chère sœur, Ania qui était toujours là pour m'encourager et pour me soutenir, mes soucis étaient les siens, que Dieu la récompense.

A tous mes amis et à ma famille, pour leur fidélité, pour tout ce qu'ils m'ont apporté et pour ces moments inoubliables partagés avec eux,

A mes camarades de la section de charpente métallique ; En particulier Meriem, Kathia, Hakim, Lunis, ...

A mon très cher ami et binôme Mouloud et à sa famille aussi

Je dédie ma réussite à tous les gens que j'aime pour vous remercier de toujours être là pour moi et de faire partie de ma vie. Que ce travail soit le fruit de votre soutien infaillible.

Yanis

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERS

INTRODUCTION GENERALE	1.
------------------------------------	-----------

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS

I-1 Introduction.....	2.
I-2 Localisation du projet.....	2.
I-3 Caractéristiques.....	2.
I-3-1 Géométrie de l'ouvrage.....	2.
I-3-2 Normes et règlement utilisés.....	2.
I-3-3 Etat limite.....	2.
I-4 Ouvertures.....	3.
I-4-1 Pignon 1(Façade Principal).....	3.
I-4-2 Pignon 1(Façade Postérieur).....	3.
I-4-3 Long-Pan (Façade Latérale Droite).....	3.
I-4-4 Long-Pan (Façade Latérale Gauche).....	4.
I-5 Pont Roulant.....	4.
I-6 Etude du sol.....	4.
I-7 Ossatures et stabilité de la structure.....	4.
I-7-1 Plancher mixte.....	5.
I-7-2 Toiture.....	5.
I-7-3 Escalier.....	5.
I-7-4 Façade.....	6.
I-8 Matériaux utilisées.....	6.
I-8-1 Acier.....	6.
I-8-2 Assemblage.....	6.
I-8-3 Béton.....	7.

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE SELON LE RÈGLEMENT NEIGE ET VENT 2013.

II-1 Introduction.....	08.
II-2 Etude du vent.....	08.
II-2-1 Domaines d'applications	08.
II-2-2 Principe de calcul.....	08.
II-2-3 coefficient de calcul.....	08.
II-2-4 Calcul de la pression statique due au vent P_h	11.

II-2-5 calcul de la force de frottement la référence.....	27.
II-2-6 : Action d'ensemble.....	28.
II-2-7 Calcule de la stabilité d'ensemble.....	30.
II-3 Action de la neige.....	32.
II-3-1 Objet et domaine d'application.....	32.
II-3-2 Action d'ensablement.....	32.
II- 4 Action de la charge de sablé.....	32.
II- 5 Action de la charge sismique.....	32.

CHAPITRE III : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS.

III-1 Introduction.....	34.
III-2 Quelques notions relatives au règlement CCM97.....	34.
III-2-1 Objectif.....	34.
III-2-2 Domaine d'application.....	34.
III-2-3 Classification des sections transversales selon le CCM97.	
III-3 Pré dimensionnement des pannes.....	35.
III-3-1 Définition.....	35.
III-3-2 Données de calcul.....	35.
III 3-3 Evaluation des charges et surcharges.....	35.
III-3-4 Combinaison de charge les plus défavorables.....	36.
III-3-5 Principe de pré dimensionnement.....	37.
III-3-6 Condition de la flèche.....	37.
III-3-7 Vérification à la sécurité.....	39.
III-4 calcul des liernes.....	44.
III-4-1 définition.....	44.
III-4-2 calcul de l'effort maximal revenant aux liernes.....	45.
III -5 Calcul de l'échantignole.....	46.
III-5-1 Définition.....	46.
III-5-2 Calcul des charges revenant à l'échantignole	47.
III-5-3 Dimensionnement de l'échantignolle.....	47.
III-6 Calcul des lisses de bardages.....	48.
III-6-1 Définition.....	48.
III-6-2 Mode de fonctionnement.....	48.
III-6-3 Calcul des lisses au long-pan.....	48.
III-6-4 Calcul des lisses au pignon.....	54.
III-7 Pré dimensionnement des potelets.....	60.
III-7-1 Introduction.....	60.

III-7-2 Détermination des sollicitations.....	61.
III-7-3 Les données de calcul.....	61.
III-7-4 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé (potelet du milieu).....	61.
III-7-5 Dimensionnement du potelet.....	61.
III-8 Etude des escaliers.....	66.
III-8-1 Définition des éléments constituant les escaliers.....	66.
III-8-2 Choix des dimensions.....	67.
III-8-3 Dimensionnement de la cornière (support).....	68.
III-8-4 Dimensionnement de la poutre limon.....	71.
III-8-5 Etude de la poutre palière des limons.....	78.

CHAPITRE IV ETUDE DU CHEMIN DE ROULEMENT.

IV-1 Introduction.....	85.
IV-2 Caractéristique du pont roulant.....	86.
IV-3 Etude de la poutre de roulement.....	87.
IV-3-1 Calcul des réactions au niveau des galets.....	87.
IV-3-2 dimensionnement de la poutre de roulement.....	89.
IV-3-3 Vérification de la flèche verticale.....	91.
IV-3-4 Détermination des efforts.....	92.
IV-3-5 Vérification de la section à la résistance.....	95.
IV-3-6 Calcul du support du chemin de roulement.....	99.

CHAPITRE V : ETUDE DE PLANCHER MIXTE.

V-1 Introduction.....	105.
V-2 Disposition des solives (poutrelles).....	106.
V-3 Vérification au stade de montage.....	107.
V-3-1 Evaluation des charge et surcharge.....	107.
V-3-2 Combinaison de charge.....	107.
V-3-3 Condition de la flèche.....	107.
V-3-4 Vérification à l'ELU.....	108.
V-4 Vérification au stade finale.....	109.
V-4-1 Evaluation des charge et surcharge.....	109.
V-4-2 Caractéristique de la dalle mixte.....	110.
V-4-3 Vérification à l'ELU.....	111.
V-4-4 Vérification à l'ELS.....	112.
V-5 Calcul des connexions acier-béton.....	113.
V-5-1 Choix des dimensions des connecteurs suivant l'EUC4.	

V-5-2 Calcul de nombre de connecteur (goujon).....	114.
V-5-3 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3).....	116.

CHAPITRE VI : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX.

VI-1 Introduction.....	117.
VI-2 Pré dimensionnement des poutres principales du plancher intermédiaire.....	117.
VI-2-1 Evaluation des charges et surcharges.....	117.
VI-2-2 Combinaisons de charges.....	118.
VI-2-3 Condition de la flèche.....	118.
VI-2-4 Vérification à l'ELU.....	118.
VI-2-5 Vérification a l'ELS.....	119.
V-3 Pré dimensionnement des poutres secondaire.....	119.
V-4 Pré dimensionnement des poteaux du RDC.....	119.
VI-4-1 Les charges reprises par le poteau central.....	119.
VI-4-2 Calcul de l'effort normal sollicitant.....	120.
VI-4-3 Condition de résistance.....	120.
VI-5 Pré dimensionnement des portiques.....	121.
VI-5-1 Pré dimensionnement des traverses.....	121.
VI-6 Etude numérique de portique avec le logiciel ROBOT.....	123.
VI-6-1 Introduction.....	123.
VI-6-2-Description du logiciel ROBOT.....	124.
VI-6-3 Etape à suivre dans le logiciel.....	124.
VI-6-4 Résultats obtenus du logiciel de calcul.....	125.
VI-7 Les vérifications manuelles des résultats.....	135.
VI-7-1 Vérification de la traverse (IPE 400).....	135.
VI-7-2 Vérification des poteaux (HEA 400).....	135.

CHAPITRE VII : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS.

VII-1 Introduction.....	140.
VII-2 Pré dimensionnement de la poutre au vent en pignon selon l'EC3.....	140.
VII-2-1 Evaluation des efforts.....	140.
VII-2-2 Vérification à la résistance ultime de la section.....	142.
VII-3 Pré dimensionnement de la palée de stabilité en long pan..	142.
VII-3-1 Evaluation des efforts.....	143.
VII-3-2 Vérification à la résistance ultime de la section.....	143.

CHAPITRE VIII : VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS.

VIII-1 Introduction.....	145.
VIII-2 Méthode de travail.....	145.
VIII-3 Etapes de modélisation.....	146.
VIII-3-1 Matériaux utilisé.....	146.
VIII-3-2 Profilé.....	146.
VIII-3-3 Modélisation géométrique.....	147.
VIII-3-4 Chargements.....	149.
VIII-3-5 Combinaison d'action.....	149.
VIII-4 Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT.....	149.
VIII-4-1 Vérification des traverses.....	150.
VIII-4-2 Vérification des poteaux.....	152.
VIII-4-3 Vérification des Lisse de bardages.....	154.
VIII-4-4 Vérification des Lisse de pignon.....	155.
VIII-4-5 Vérification des poutres secondaires (solive).....	156.
VIII-4-6 Vérification des poutres principale.....	157.
VIII-4-7 Vérification des pannes.....	158.
VIII-4-8 Vérification des potelets.....	160.
VIII-4-9 Vérification des poutres au vent.....	161.
VIII-4-10 Vérification des palées de stabilité.....	163.
VIII-4-11 Vérification du support du pont roulant.....	164.
VIII-4-12 Vérification de la poutre de chemin de roulement..	165.

CHAPITRE IX CALCUL DES ASSEMBLAGES.

IX-1 Introduction.....	167.
IX-2 Assemblage des poutres maitresse –poteau (âme).....	167.
IX-3 Assemblage des poutres secondaires (solive) –poutre maitresse.....	171.
IX-4 Assemblage des poutres secondaire –poteau.....	174.
IX-5 Assemblage poteau traverse (partie mezzanine IPE 360)...	179.
IX-6 Assemblage poteau traverse (partie mezzanine IPE 330)...	184.
IX-7 Assemblage des deux traverses au niveau de faitage (partie pont IPE 360).....	189.
IX-8 Assemblage des deux traverses au niveau de faitage (partie mezzanine IPE 330).....	193.
IX-9 Assemblage poutre support du pont roulant poteau.....	198.
IX-10 Calcul du Pied de Poteau articulé.....	203.

CHAPITRE X : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS.

X-1 Introduction.....	208.
X-2 Choix du mode de fondation.....	208.
X-2-1 Etude des semelles isolées.....	208.
X-2-2 Calcul de l'excentricité.....	208.
X-2-3 Vérification des contraintes.....	210
X-3 Ferrailage de la fondation.....	211.
X-3-1 Détermination des armatures.....	211.
X-3-2 Condition de non fragilité.....	211.
X-4 Calcul des longrines.....	211.

CONCLUSION GENERALE.

RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE.

ANNEXES.

LISTE DES FIGURES.

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : façade principal et postérieure.

Figure I-2: façade latérale droit et gauche.

Figure I-3 : type d'escaliers.

Figure II-1 : Les directions principales du vent.

Figure II- 2 : Les valeurs de C_d pour les structures métalliques.

Figure II- 3 : Répartition de la pression dynamique.

Figure II-4 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le long pan.

Figure II-5 : Les valeurs de C_{pe} sur la paroi verticale-Direction du vent V1.

Figure II-6 : Valeurs de C_{pe} pour toiture à deux versants $\theta = 0^\circ$.

Figure II-7:Les valeurs de C_{pe} sur la paroi verticale –Direction du vent V2.

Figure II- 8 : Les valeurs de C_{pe} vent perpendiculaire au pignon V2.

Figure II- 9 : Les valeurs de C_{pe} vent perpendiculaire au pignon V2.

Figure II-10 : Coefficient de pression intérieure CPI.

Figure II-11 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de pignon.

Figure II-12 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de pignon.

Figure II-13 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens du long pan.

Figure II-14 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens du long pan.

Figure II-15 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de pignon.

Figure II-16 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long pan V1.

Figure II-17 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon V2.

Figure : III-1-Disposition d'une panne sur un versant.

Figure III-2- Moment due à la charge d'entretien

Figure III-3- Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

Figure III-4 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans dechargement.

Figure III-5: Déversement d'une panne de toiture.

Figure III-6 : Vérification de la flèche.

Figure III-7 : Dispositions des liernes.

Figure III-8 : Chargement des liernes.

Figure III-9 : Effort dans les liernes.

Figure III-10 : Disposition de l'échantignole.

Figure III-11 : Disposition des lisses de bardages.

Figure III-12 : répartition des charges dans le plan y-y.

Figure III-13 : répartition des charges dans le plan z-z.

Figure III-14 : Chargement appliquer au niveau d'une lisse de bardage.

Figure III-15 : Efforts dans les Liernes de long-pan.

Figure III-16 : répartition des charges dans le plan y-y.

Figure III-17 : répartition des charges dans le plan z-z.

Figure III-18 : Chargement appliquer au niveau d'une lisse de bardage.

Figure III-19 : Efforts dans les liernes de pignon.

Figure III-20: vue 3D de l'escalier.

Figure III-21 : vue en élévation de l'escalier.

Figure III-22 : Vue en plan de l'escalier.

Figure III-23 : disposition des cornières.

Figure III-24 : Charge appliqué sur la cornière.

Figure III-25: Distribution des charges sur un limon.

Figure III-26 : charge équivalente(G)

Figure III-27 : charge équivalente (Q).

Figure III-28 : Les charges sur la poutre d'appuis des limons.

Figure III-29 : Les charges sur la poutre d'appuis des limons.

Figure IV- 1: Représentation d'un roulant pont.

Figure IV-2: présentation de pont roulant sur le portique.

Figure IV-3 : réactions verticales aux galets.

Figure IV-4 : Récapitulatif des réactions sur les galets.

Figure IV-5 : Schéma de la poutre de roulement.

Figure IV-6: charges de galets sur le rail.

Figure IV-7 : moment fléchissant dû aux charges mobiles.

Figure IV-8 : Effort tranchant dû aux charges mobiles.

Figure IV-9 : Charge et effort tranchant dues au chemin de roulement.

Figure IV-10 : effort normal.

Figure V-1 : Eléments constructifs d'un planché mixte.

Figure V-2 : Présentation de la tôle HIBON 55.

Figure V-3 : Schéma de la trame supportant les planchers.

Figure V-4 : Distribution plastique des contraintes normales :
cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

Figure V-5 : La position d'un connecteur.

Figure V-6 : Caractéristiques des connecteurs.

Figure V-7: Distance entre goujon.

Figure VI-1 : Disposition des solives et poutre principale.

Figure VI-2 : Disposition des solives et poutre principale.

Figure VI-2 : La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml (dépression).

Figure VI-3 : Interface du logiciel Robot Structural Analysis Professional.

Figure VI-4 : Vue de face du portique.

Figure VI-5 : Diagramme des moments fléchissant.

Figure VI-6 : Diagramme des moments fléchissant.

Figure VI-7 : Diagramme des efforts normaux.

Figure VI-8 : Diagramme des efforts normaux.

Figure VI-9 : Diagramme des efforts tranchants.

Figure VI-10 : Diagramme des efforts tranchants.

Figure VII-1: Schéma statique de la poutre au vent.

Figure VII-2: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

Figure VII-3: Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Figure VII-4 : Effort de traction dans la diagonale.

Figure VIII-1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT.

Figure VIII-2 : Vue en 3D de la structure.

Figure VIII-3 : Vue en plan du plancher.

Figure VIII-4 : Vue en élévation de la face long pan.

Figure VIII-5 : Vue en élévation de la face pignon.

Figure IX-1 : Détail sur l'assemblage poteau poutre (âme).

Figure IX-2 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre (âme).

Figure IX-3 : Détail sur l'assemblage poutre maitresse poutre secondaire.

Figure IX-4 : Vue 3D de l'assemblage poutre maitresse poutre secondaire

Figure IX-5 : Détail sur l'assemblage poteau poutre secondaire.

Figure IX-6 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre secondaire.

Figure IX-7 : Détail sur l'assemblage poteau traverse IPE360.

Figure IX-8 : Vue 3D de l'assemblage poteau traverse IPE 360.

Figure IX-9 : Détail sur l'assemblage poteau traverse IPE330.

Figure IX-10 : Vue 3D de l'assemblage poteau traverse IPE 330.

Figure IX-11 : Détail sur l'assemblage des deux traverses IPE360.

Figure IX-12 : Vue 3D de l'assemblage des deux traverses IPE 360.

Figure IX-13 : Détail sur l'assemblage des deux traverses IPE330.

Figure IX-14 : Vue 3D de l'assemblage des deux traverses IPE 330.

Figure IX-15 : Détail sur l'assemblage poutre support du pont roulant poteau.

Figure IX-16 : Vue 3D de l'assemblage poutre support du pont roulant poteau.

Figure IX-17 : Détail de l'assemblage au niveau de pied de poteau.

Figure IX-18 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau.

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1 : valeur de pression dynamique de référence.

Tableau II- 2 : Coefficients de topographe.

Tableau II-3 : Les valeurs de Cd.

Tableau II-4 : Valeurs de Cr.

Tableau II-5 : Valeurs de Iv.

Tableau II-6: Valeurs de Cex.

Tableau II-7 : Valeurs de q_h .

Tableau II-8 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour les deux cas avec et sans ouverture.

Tableau II-9 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour les deux cas avec et sans ouverture.

Tableau II-10 : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le long pan) :

Tableau II-11 : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le pignon) :

Tableau II–12 : Charge de sable dans la zone D.

Tableau III-1 : Dimension et caractéristique de UPN 240.

Tableau III-2: Facteur d'imperfection α_{LT} .

Tableau III-3 : Choix du type de courbe de déversement.

Tableau III-4 : dimension et caractéristique d'UPN 100.

Tableau III-5 : dimension et caractéristique de l'UPN 120.

Tableau III-6 : dimension et caractéristique de HEA 200.

Tableau III-7 : Caractéristique et dimension de L 40×40×5.

Tableau III-8 : Dimension et caractéristique de l'UPN 300.

Tableau III-9 : Dimension et caractéristique de l'UPN 320.

Tableau III-10 : Dimension et caractéristique de l'IPE 220.

Tableau III-11 : Dimension et caractéristique de l'IPE 240.

Tableau IV-1 : Dimensions du pont roulant.

Tableau IV-2 : Caractéristiques mécaniques du pont.

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

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

Tableau IV-5 : coefficients de calcul des charges.

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

Tableau IV-7 : Caractéristiques du profilé HEM 400.

Tableau IV-8 caractéristiques du Rail A55.

Tableau IV-9 : Caractéristiques du profilé HEM 400.

Tableau V-1 : Dimension et caractéristique de IPE 200.

Tableau VI-1 : Dimension et caractéristique de IPE450.

Tableau VI-2 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour les deux cas avec et sans ouverture (Sens pignon).

Tableau VI-3 : Les Combinaisons Utilisées.

Tableau VI-4 : Sollicitations sur le poteau HEA400.

Tableau VI-5 : Caractéristique de la courbe de flambement.

Tableau VII-1 : Coefficients minorateurs 1 et 2.

Tableau VII-2 : Coefficients minorateurs 1 et 2.

Tableau VIII-1 : Récapitulatif des éléments utilisé.

NOTATIONS

NOTATIONS

SOLLICITATION /CONTRAINTE /DÉFORMATION :

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000\text{ MPa}$).
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\,000\text{ MPa}$).
F_p	Effort de précontrainte dans les boulons.
M	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{eff}	Moment efficace (section de classe 4).
M_{el}	Moment élastique.
M_{pl}	Moment plastique.
M_R	Moment résistant.
M_U	Moment ultime.
N	Effort normal, en générale.
N_K	Effort critique d'Euler.
N_{PL}	Effort normal de plastification.
N_U	Effort normal ultime.
V	Effort tranchant sollicitant.
V_{PL}	Effort tranchant de plastification.
V_U	Effort tranchant ultime.
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_y	Limite d'élasticité d'une pièce.
ϵ	Déformation linéaire unitaire.
ϵ_y	Déformation correspondante à la limite d'élasticité.
σ	Contrainte normale.

COEFFICIENTS ET GRANDEURS SANS DIMENSIONS :

K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
K_s	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon
k_y et k_z	Coefficient de flambement –flexion.
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n	Nombre de boulons.

β_M Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

β_w Facteur de corrélation (soudure).

ϵ Coefficient de réduction élastique de l'acier.

n Facteur de distribution de rigidité (flambement).

λ Elancement.

λ_k Elancement eulérien.

λ Elancement réduit.

λ_{LT} Elancement de déversement.

μ Coefficient de frottement.

X Coefficient de réduction de flambement.

X_{LT} Coefficient de réduction de déversement.

u_x (%) participation massique en % suivent l'axe x.

u_y (%) participation massique en % suivent l'axe y.

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

A Section brute d'une pièce.

A_{eff} Section efficace d'une pièce (classe 4).

A_{net} Section nette d'une pièce.

A_s Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.

I_t Moment d'inertie de torsion.

I_w Facteur de gauchissement d'une section.

I_y Moment d'inertie de flexion maximale.

I_z Moment d'inertie de flexion minimale.

W_{eff} Module de résistance efficace.

W_{el} Module de résistance élastique.

W_{pl} Module de résistance plastique.

b Largeur d'une semelle de poutre.

d Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre.

d_0 Diamètre de perçage des trous de boulonnage.

- i Rayon de giration d'une section.
- l Largeur d'une poutre.
- l_p Largeur de déversement d'une poutre.
- l_k Longueur de flambement.
- r Rigidité d'une barre.
- t Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
- t_f Epaisseur d'une semelle de poutre.
- t_w Epaisseur d'une âme de poutre.
- V_z Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section.
- V_i Distance de la fibre extrême inférieure à l'axe neutre d'une section.
- α Angle en général.
- γ_{Mb} =1.25 Résistance des boulons au cisaillement.
- γ_{Mt} =1.50 Résistance des boulons au à la traction.
- F_V Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
- F_B Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
- F_T Résistance des boulons en traction.
- α Facteur d'imperfection (flambement).
- β_{MLT} Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

LES TERMES LUES DANS LA NOTE DE CALCUL DE ROBOT:

- f_y résistance du matériau.
- g_{M0} Coefficient de sécurité partiel.
- G_{M1} Coefficient de sécurité partiel.

PARAMÈTRES DE L'ANALYSE DE FLAMBEMENT :

- L_{FY} longueur de flambement de la barre.
- λ_y élancement de la barre.
- λ_{y_r} élancement relatif de la barre.

Xy coefficient de flambement.
Beta My coefficient dépendant du diagramme des moments. M_i y M_i y
Mi y coefficient pour le calcul de k_f .
ky coefficient de réduction en flexion.

PARAMÈTRES DE L'ANALYSE DE DÉVERSEMENT :

ID sup Longueur de déversement de la semelle supérieure
ID inf Longueur de déversement de la semelle inférieure
C1 Coefficient pour le calcul de M_{cr} .
C2 Coefficient pour le calcul de M_{cr} .
 M_{cr} Moment critique pour le déversement.
Lambda LT Élancement fictif de la barre pour le déversement.
 X_{LT} Coefficient de déversement.
Beta MLT Coefficient dépendant du diagramme des moments.
 M_{iLT} Coefficient pour le calcul de k_{LT} .
 k_{LT} Coefficient de réduction pour le déversement.

EFFORTS INTERNES DANS LES POINTS CARACTÉRISTIQUES DE LA SECTION :

N.sd effort axial N.sd.
My.sd moment fléchissant My.sd .
Vz.sd effort de cisaillement Vz.sd.

EFFORTS LIMITES :

Nt.rd résistance ultime plastique en traction.
Mb.rd moment ultime pour le déversement.

PAR RAPPORT À L'AXE Y DE LA SECTION :

Mply.rd moment ultime plastique.
Mely.rd moment ultime élastique.
Mny.rd moment ultime compte tenu de l'interaction M-N.
Mvy.rd moment ultime compte tenu de l'interaction M-V.

$V_{ply.rd}$ résistance ultime en cisaillement.

PAR RAPPORT À L'AXE Z DE LA SECTION MPLZ.RD :

$M_{plz.rd}$ moment ultime plastique.

$M_{elz.rd}$ moment ultime élastique.

$M_{nz.rd}$ moment ultime compte tenu de l'interaction M-N.

$M_{vz.rd}$ moment ultime compte tenu de l'interaction M-V.

$V_{plz.rd}$ résistance ultime en cisaillement.

FLÈCHES (REPERE LOCAL) :

U_y flèche de la barre en y.

$U_{y\ max}$ flèche admissible de la barre en y.

$u_{inst,y}$ flèche due aux charges variables en y.

$u_{inst,max,y}$ flèche admissible due aux charges variables en z.

u_z flèche de la barre en z.

$u_{z\ max}$ flèche admissible de la barre en z.

$u_{inst,z}$ flèche due aux charges variables en z.

$u_{inst,max,z}$ flèche admissible de la barre en z.

DÉPLACEMENTS (REPERE GLOBAL) :

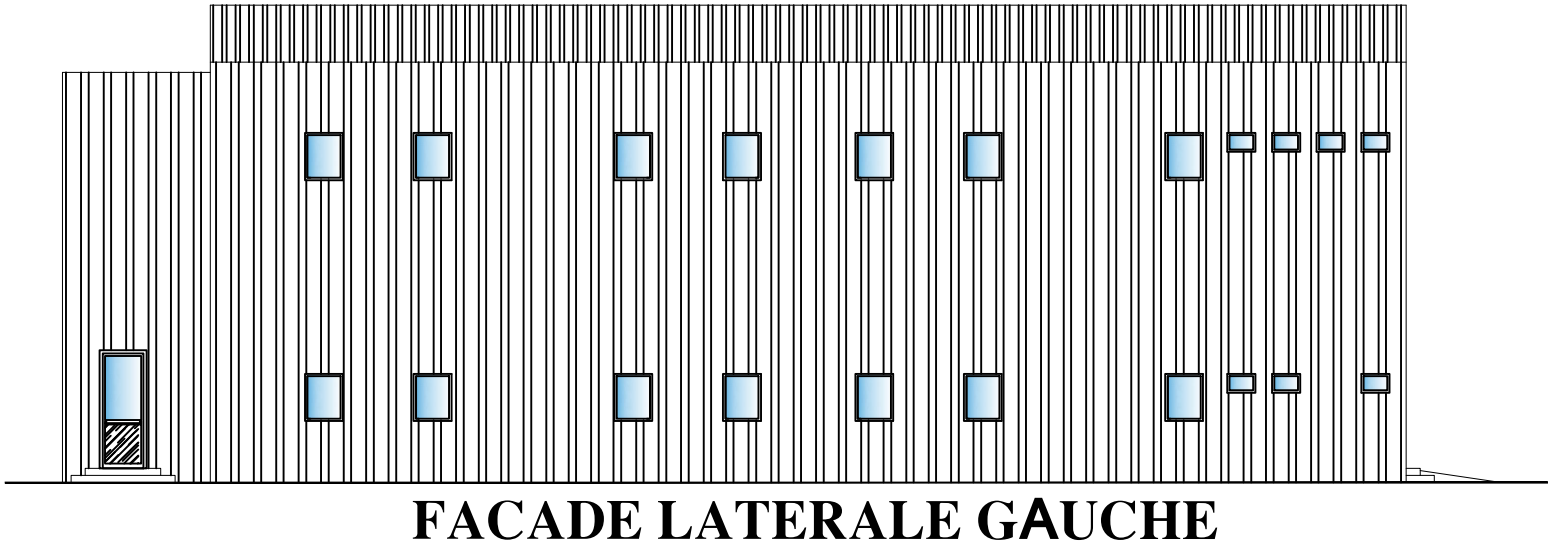
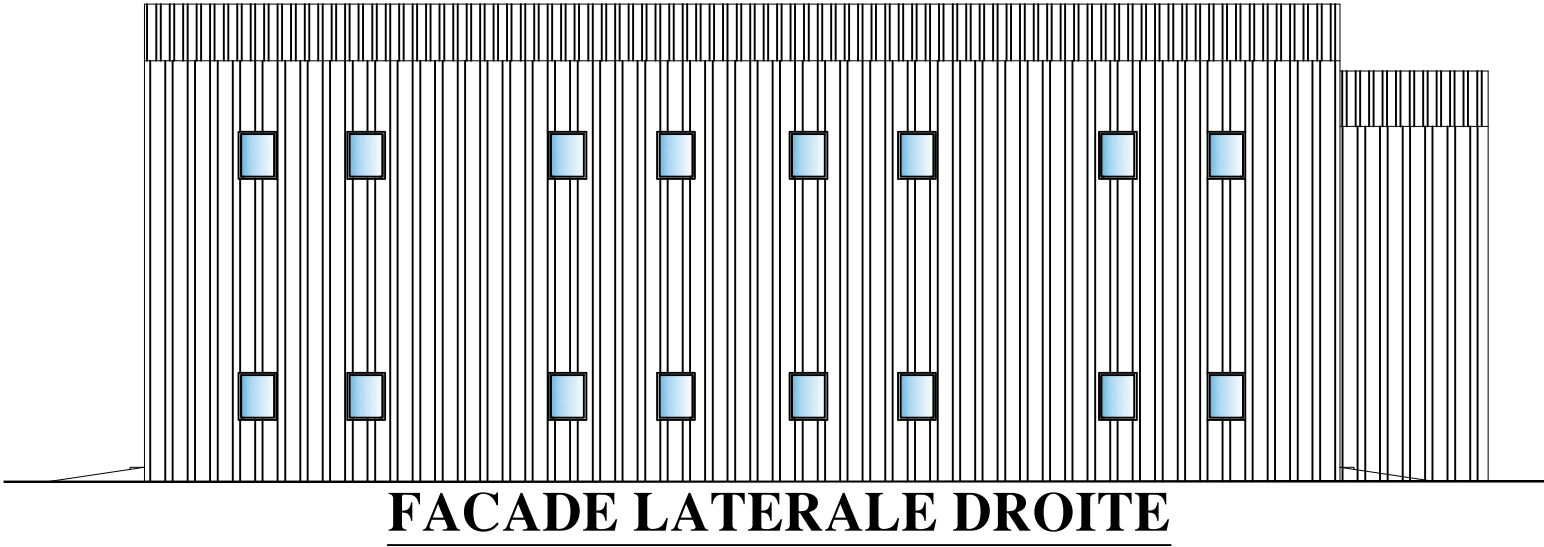
v_x Déplacement de la barre en X.

$v_{x\ max}$ Déplacement admissible de la barre en X.

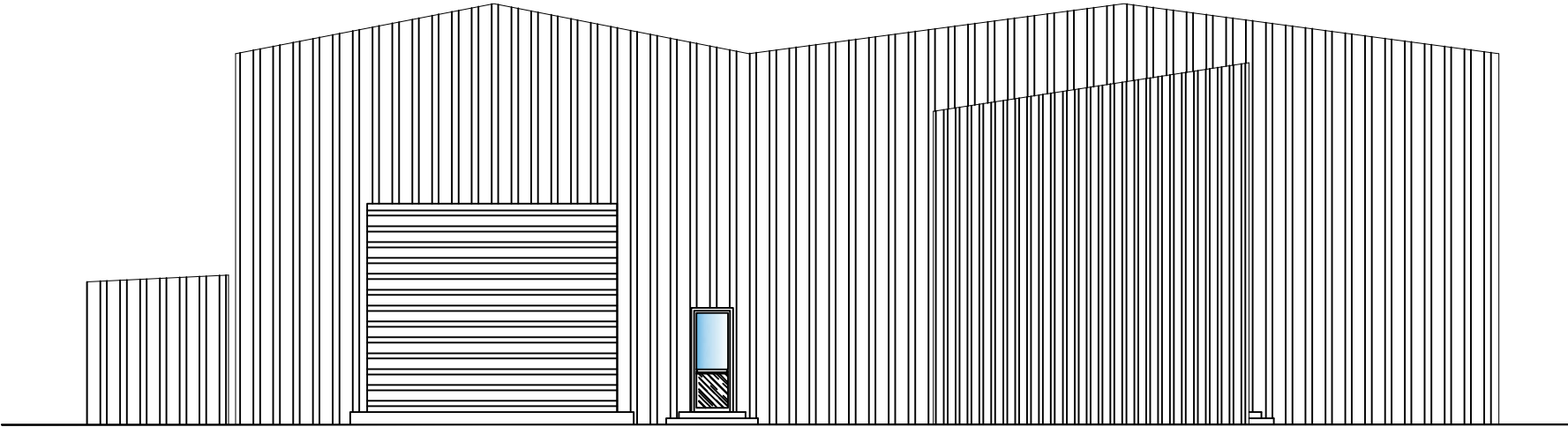
v_y Déplacement de la barre en Y.

$v_{y\ max}$ Déplacement admissible de la barre en Y.

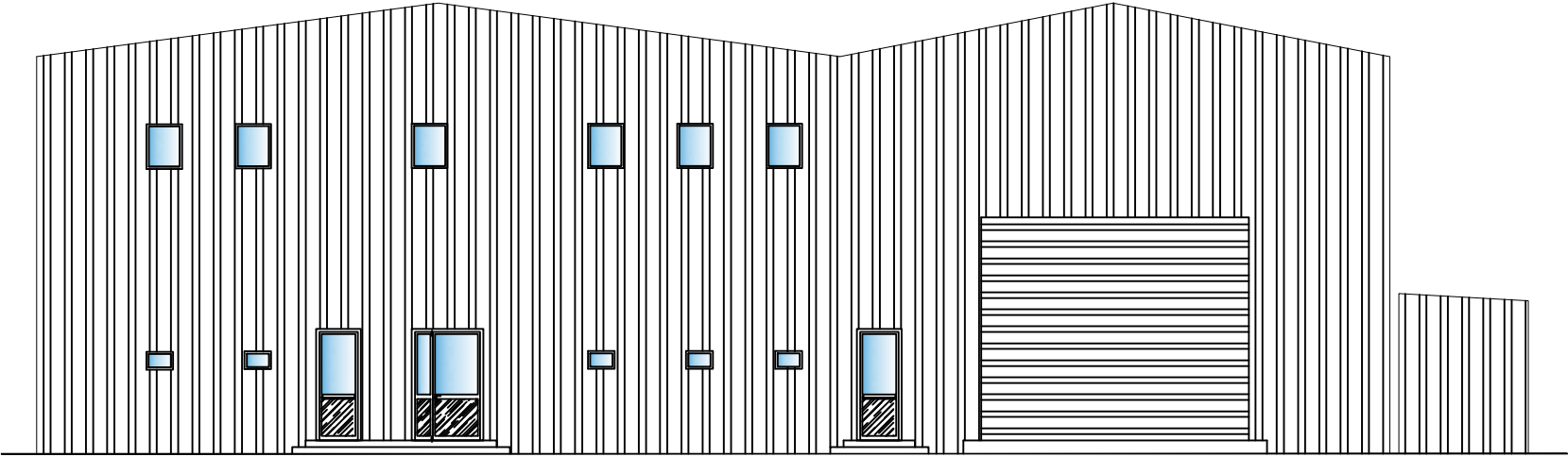
LES PLANS D'ARCHITECTURES



Garoui Yanis	TITLE: FACADE LATERALE DROITE FACADE LATERALE GAUCHE
Bouaziz Mouloud	
Projet: Etude d'un hangar métallique industriel à double toiture avec mezzanine (équipé d'un pont roulant).	
U M M T O	03/03/2021
	SCALE: 1/75



FACADE POSTERIEURE



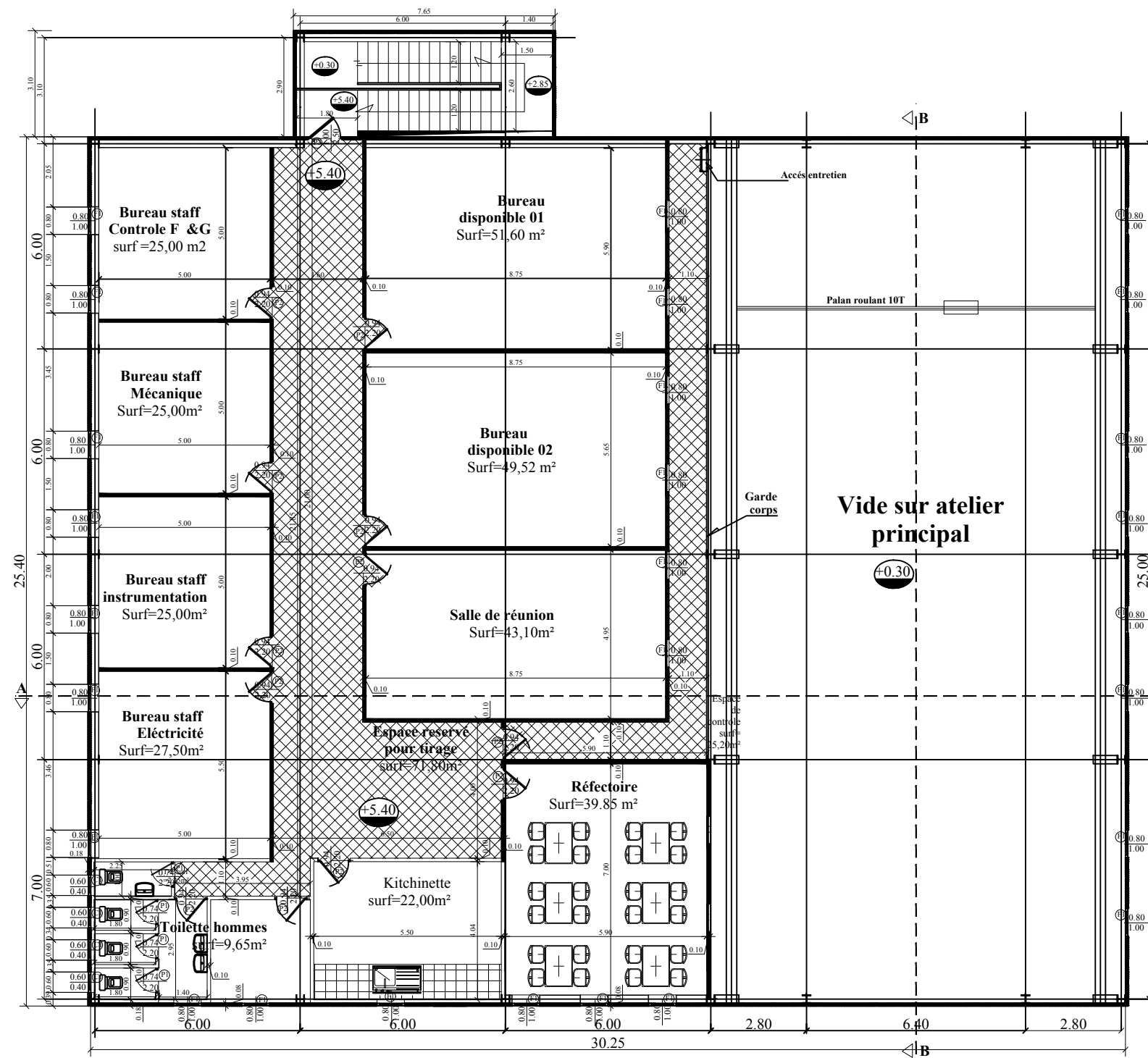
FACADE PRINCIPALE

Garoui Yanis	TITLE: FACADE PRINCIPALE FACADE POSTERIEURE
Bouaziz Mouloud	
Projet: Etude d'un hangar métallique industriel à double toiture avec mezzanine (équipé d'un pont roulant).	
U M M T O	03/03/2021
SCALE: 1/75	



U M M T O

SCALE: 1/75



PLAN D'ETAGE

Garoui Yanis

Bouaziz Mouloud

Projet: Etude d'un hangar métallique industriel à double toiture avec mezzanine (équipé d'un pont roulant).

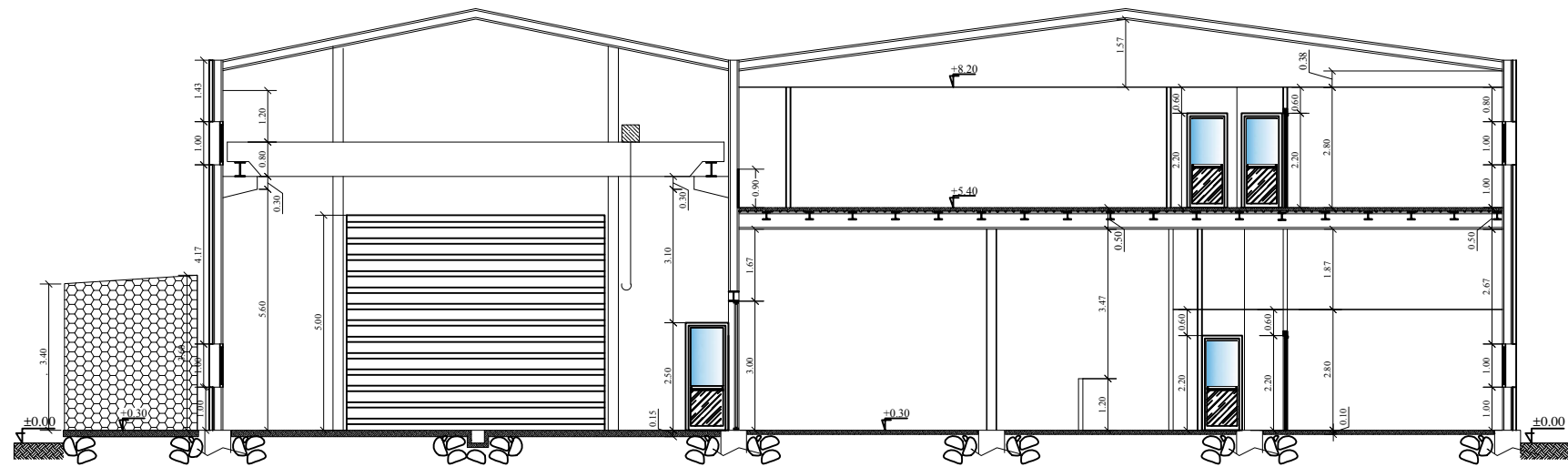
U M M T O

TITLE:

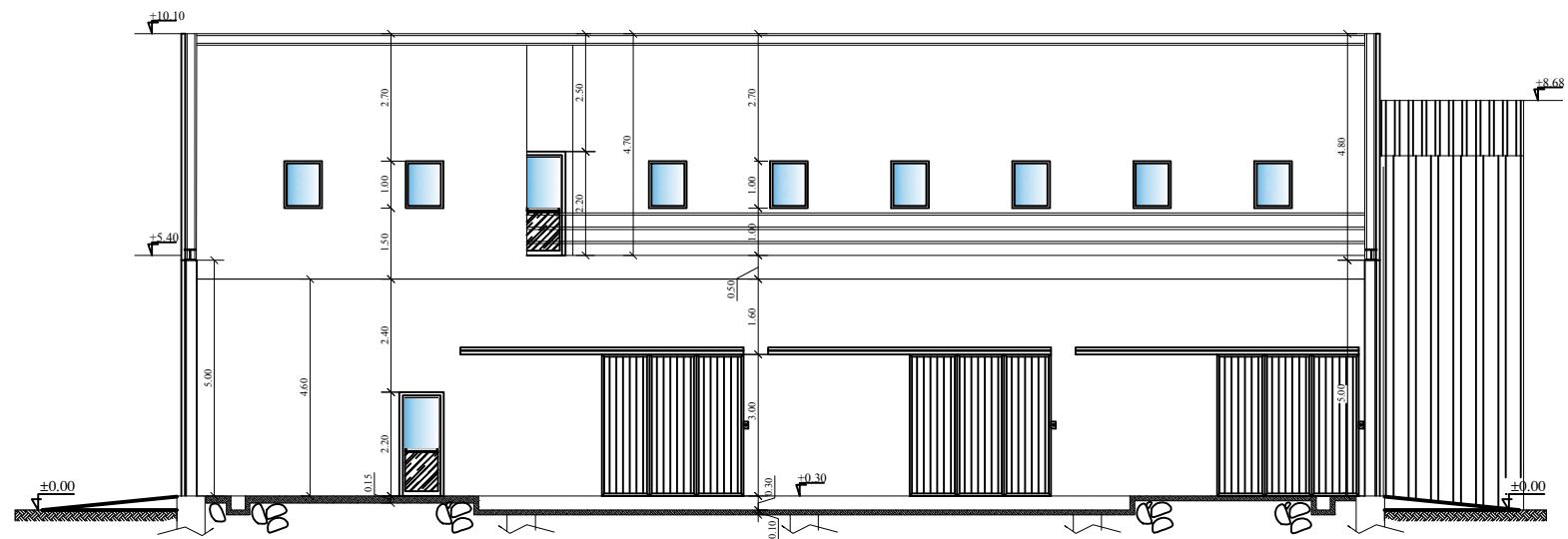
PLAN D'ETAGE

03/03/2021

SCALE: 1/75



COUPE A-A



COUPE B-B

Garoui Yanis Bouaziz Mouloud Projet: Etude d'un hangar métallique et industriel à double toiture avec mezzanine (équipé d'un pont roulant).	TITLE:	
	COUPE A-A COUPE B-B	
	U M M T O	
	03/03/2021	SCALE: 1/75

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Depuis toujours la construction métallique a été profondément liée à l'art de l'ingénieur et à trouver un langage architectural propre. Jetant un regard sur l'histoire de l'architecture, on peut affirmer à juste titre que l'acier l'a révolutionnée. Aucun autre matériau de construction n'a exercé une influence aussi radicale sur la forme des ouvrages ce qui signifie que la construction métallique présente plusieurs avantages qui sont :

Une construction métallique, la fiabilité, la légèreté, la rapidité d'exécution, la grande résistance de l'acier, la tenue aux séismes du fait de la ductilité de l'acier, possibilité architecturales beaucoup plus étendues qu'en béton ce qui donne des formes élégantes.

La présente étude est relative au dimensionnement d'une construction métallique à usage industriel, doté d'une mezzanine et d'un pont roulant couvert d'une toiture.

Ce mémoire va nous permettre d'une part, de mettre en évidence et d'approfondir les connaissances acquises durant les années de formation dans le domaine du génie civil, d'autre part de découvrir et d'appliquer les différents règlements et documents techniques réglementaires. (RPA2003, RNVA2013, EUROCODE).

Aussi, on apprendra à utiliser le logiciel Robot Analysis Structural 2014 qui sera l'outil de calcul structural.

Notre travail est divisé en plusieurs parties :

Tout d'abord, on a fait une présentation de la géométrie de la structure étudiée et aussi des caractéristiques mécaniques des matériaux constituant cet ouvrage.

Puis en second lieu, on a effectué une étude climatique selon RNVA 2013, ou on a tiré la pression statique due au vent dans les différentes directions (pignons et longs pans).

Ensuite, on a traité le pré dimensionnement des différents éléments secondaires constituant notre ouvrage (pannes, lisses, potelets, escalier, ...etc.), et cela à travers une évaluation des charges qui sont appliquées aux différents éléments, ainsi que l'application des différentes vérifications (résistance, glissement, flambement, flèche) pour le choix du profilé convenant aux éléments étudiés.

Puis, on a passé à l'étude du plancher mixte, particulièrement au dimensionnement des poutrelles et poutre secondaires, des poutres maîtresses et des connecteurs, ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, traverses, contreventement).

On a aussi fait notre modélisation à l'aide du logiciel de dimensionnement numérique (ROBOT), tout en appliquant les différents chargements nécessaires

Et en dernier lieu, on a effectué une vérification complète sur l'ossature principale, sur les assemblages et aussi les semelles tout en tenant compte de tous les paramètres et combinaisons de charges à l'aide du logiciel de dimensionnement numérique (ROBOT).

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉ

I-1 Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à ossature métallique en R+1 avec pont roulant, et une mezzanine il est destiné pour un atelier multiservices et bureaux.

I-2 Localisation du projet :

Le projet sera implanté à ELGASSI commune HASSI MESSAOUD wilaya de OUARGLA qui est classé selon le règlement parasismique ALGERIEN (RPA 2003)[01], comme zone 0 (sismicité négligeable).

I-3 Caractéristiques :**I-3-1 Géométrie de l'ouvrage :**

- Longueur totale : 30,25 m.
- Largeur totale : 25,00 m.
- Hauteur des poteaux : 8,6m.
- Hauteur totale : 9,8 m.
- Pente de la toiture : 11,535% avec $\alpha=7,8^\circ$
- L'altitude de l'ouvrage : $H=10\text{m}$.
- Zone sismique : 0.
- Zone de neige : Zone D.
- Zone de vent : Zone IV.
- Pression de base – Sable normal : 20Kg/m^2
- Contrainte admissible du sol : 2 bars (selon le rapport géotechnique).

I-3-2 Normes et règlement utilisés :

Afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, notre conception est essentiellement basée sur les codes et normes suivants :

- Règles parasismiques algériennes (RPA 2003)[01].
- Règles Neige et Vent (RNV2013)[03].
- Béton armé aux états limites (BAEL 91 – modifié 99)[04].
- Règles de calcul des structures en acier EC3 [05].
- EC4 [06] (structure mixte).
- Charge permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC 2.2) [07].
- Règles de calcul des fondations superficielles (DTR-BC 2.331) [08].

I-3-3 Etat limite :

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus les exigences pour lesquelles elle a été conçue. On distingue :

a) Etat limite ultime (E.L.U) :

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent :

- La perte d'équilibre de la structure ou l'une de ses parties ;
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments.

b) Etat limite de service (E.L.S) :

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

- Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux ;
- Les vibrations incommodes pour les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu.

I-4 Ouvertures :**I-4-1 Pignon 1 (Façade Principale) :****RDC :**

- (1) Porte à rideau PR6 : Dim (6x5)
- (2) Porte en aluminium semi vitrée à un vantail P3 : Dim (1x2,5)
- (1) Porte en aluminium vitrée à deux vantaux P4 : Dim (1,6x2,5)
- (5) Chassie en aluminium ouvrant à soufflet C1 : Dim (0,4x0,6)

Le 1^{er} Etage :

- (6) Fenêtre en aluminium fixée F1 : Dim (0,8x1)

I-4-2 Pignon 2 (Façade Postérieure) :

- (1) Porte en aluminium semi vitrée à un vantail P3 : Dim (1x2,5)
- (1) Porte à rideau PR6 : Dim (6x5)

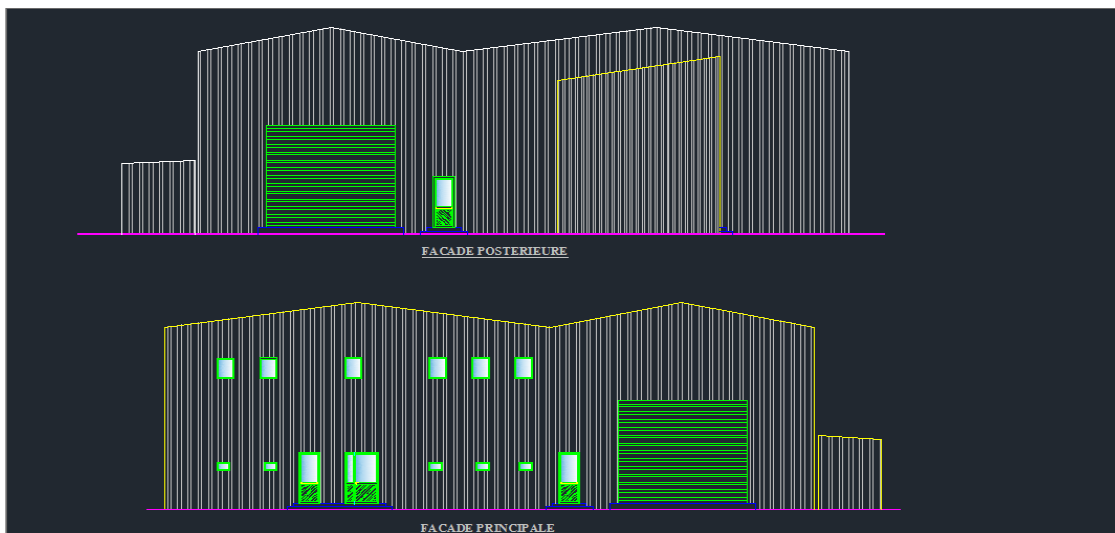


Figure I-1 : façade principale et postérieure.

I-4-3 Long-Pan (Façade Latérale Droite) :**RDC :**

- (8) Fenêtre en aluminium fixée F1 : Dim (0,8x1)

Le 1^{er} Etage :

- (8) Fenêtre en aluminium fixée F1 : Dim (0,8x1)

I-4-4 Long-Pan (Façade Latérale Gauche) :**RDC :**

- (3) Chassies en aluminium ouvrants à soufflet C1:Dim (0,4x0,6)
- (7) Fenêtres en aluminium fixées F1 : Dim (0,8x1)
- (1) Porte en aluminium semi vitrée à un vantail P3 : Dim (1x2,5)

Le 1^{er} Etage :

- (4) Chassie en aluminium ouvrant à soufflet C1 : Dim (0,4x0,6)
- (7) Fenêtre en aluminium fixée F1 : Dim (0,8x1)

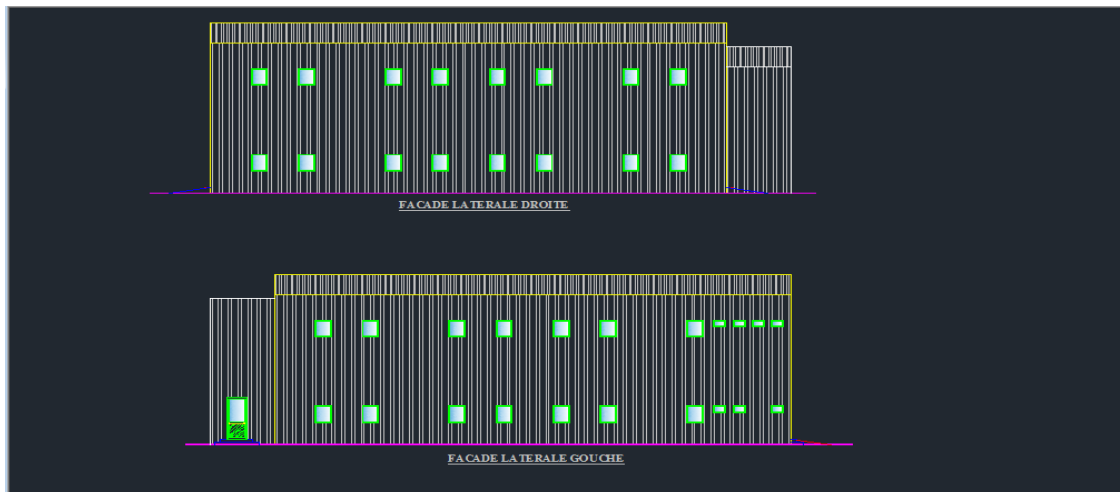


Figure I-2: façade latérale droit et gauche.

I-5 Pont Roulant :

Le pont roulant utilisé dans ce projet est de type mono-poutre à utilisation en service intermittent avec soulèvement de charge variant de zéro à la charge nominale.

- Capacité de charge maximale **Q =10 tonnes.**
- Potée de pont $L_p = 22.00$ m.

I-6 Etude du sol :

Les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 2$ bars
- Le sol de fondation contient des sulfates, pour la construction des semelles, on utilisera un ciment résistant à l'attaque des sulfates.
- Un système de fondation en semelles superficiel à une profondeur d'ancrage de 1,8m.

II-7 Ossatures et stabilité de la structure :

La structure est constituée de cinq portiques à deux travées. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale de longueur (30,25 m) est assurée par des palées de stabilités.

I-7-1 Plancher mixte :

Un plancher mixte est un élément de construction des bâtiments métalliques à ossature mixte. Elle est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant, un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température.

I-7-2 Toiture :

La toiture est en charpente métallique à quatre versants. Elle est constituée de bacs de couverture reposant sur des pannes en IPE, et de poutre au vent. La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, ils sont constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages, on citera :

- Le par vapeur.
- L'isolation et l'étanchéité.
- Une bonne capacité portante.
- Un gain de temps appréciable au montage.

Toute fois elles présentent un point faible qui réside dans l'étanchéité des joints.

I-7-3 Escalier :

L'escalier est la partie du bâtiment qui permet le passage à pied d'un étage à l'autre, il est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

Il existe plusieurs types d'escalier (escalier droit, escalier balancé, escalier circulaire.....etc). Le choix du type d'escalier dépend de plusieurs paramètres (hauteur à franchir, espace disponible.....etc).

Notre ouvrage est muni d'une cage d'escalier à trois volées droites et de deux paliers de repos intermédiaire.

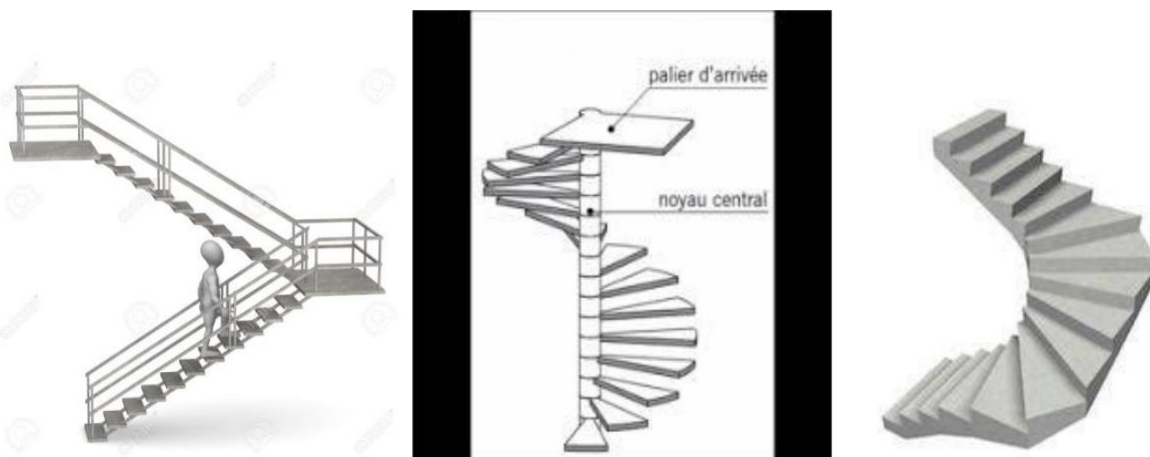


Figure I-3 : type d'escaliers

Notre projet est muni d'une cage d'escalier à deux volées droites et de trois paliers de repos intermédiaire.

I-7-4 Façade :

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages.

I-8 Matériaux utilisés :

L'ouvrage est constitué de plusieurs matériaux mais il est constitué essentiellement de deux types de matériaux (le béton et l'acier).

I-8-1 Acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de Carbone (1%). C'est un alliage métallique dont l'élément chimique principal est le fer et l'autre élément essentiel est le carbone.

Les caractéristiques mécaniques des aciers sont déterminées en faisant des essais destructifs tel que :

1. L'essai de traction permet de déterminer :
 - Le module d'élasticité longitudinal E .
 - Les contraintes limites : d'élasticité f_y et de rupture f_u .
 - Le coefficient de poisson ν .
 - L'allongement à la rupture ϵ .
 - Le module de cisaillement G : $G = E / (1 + \nu)$.
2. L'essai de dureté, qui étudie la pénétration d'une bille ou d'une pointe dans l'acier.
3. L'essai de résilience, qui permet de mesurer l'aptitude d'un acier à rompre par choc.
4. L'essai de fatigue.
5. L'essai de Pilage.

Pour l'ossature, on utilise un acier (S235) d'après le RPA 2013 [01] qui a les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale $G = E / 2(1 + \nu) = 81000 \text{ MPa}$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- La limite élastique de traction : $F_y = 235 \text{ MPa}$

I-8-2 Assemblage :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux assurant la stabilité sont :

a) Le boulonnage :

- Boulons ordinaires de classe (6-6) dont la résistance nominale est 3500 kg/cm^2
- Boulons à haute résistance type HR 8.8 et 10.9
 - Pour H.R 8.8 sa résistance est de 6400 kg/cm^2

- Pour H.R 10.9 sa résistance est de 9000 kg/cm²

b) Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, les électrodes ou fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuances d'acier utilisées, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs, les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

I-8-3 Béton :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment. Pour les planchers et les fondations on utilise un béton de classe C25 qui présente les caractéristiques suivantes :

- Une résistance à la compression à 28jours : $f_{c28}=25\text{MPa}$. (BAEL99/A2.1,12).
- La résistance à la traction à 28jours : $f_{t28}=2.1\text{MPa}$. ($F_{t28}=0,6+0,06 \times 25=2.1\text{ Mpa}$)
- Le poids spécifique : $\rho=25\text{KN} / \text{m}^3$
- Coefficient de retrait : $\varepsilon=4 \times 10^{-6}$
- Coefficient de poisson $\nu=0$ à L'ELU ; $\nu=0.2$ à L'ELS
- module d'élasticité instantané : $E_{ij}=11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (BAEL99 /A2.1,21).
 $E_{ij}=32\,164,20\text{ MPA}$.
- module d'élasticité différé : $E_v=3\,700 \sqrt[3]{f_{cj}}$
 $E_v=10\,819\text{ MPA}$.

CHAPITRE II
ETUDE CLIMATIQUE
SELON LE
RÈGLEMENT NEIGE
ET VENT 2013.

II-1 Introduction :

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent. L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant. Par conséquent, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Le calcul des actions dues au vent sera calculé par la réglementation algérienne **RNV 2013 [3]**. En effet, ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ces différentes parties.

II-2 Etude du vent :

II-2-1 Domaines d'applications :

Le règlement neige et vent (**RNV2013**)[03] s'applique seulement sur :

- Le présent règlement s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m.
- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, etc.....
- Cheminées et ouvrage similaires.
- Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc....).
- Structures verticales en treillis (pylônes, grues échafaudages, etc....)

II-2-2 Principe de calcul :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Les actions de vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent.

Pour déterminer l'action du vent, on distingue deux catégories de construction :

- **Catégorie1** : Elle regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation administration scolaire....
- **Catégorie 2** : Elle regroupe les constructions ajourées telle que les structures verticales en treillis, les cheminées et ouvrage similaires.
Notre bâtiment est classé dans la catégorie 1.

II-2-3 coefficient de calcul :

a) Effet de la région : Notre structure est située dans la zone II, dont la pression de référence est donnée par le **tableau 2-2** du **RNV 2013 [3]** (**chapitre II-bases de calcul**) par $q_{ref} = 57.5 \text{ daN/m}^2$.

Zone	q_{ref} (daN/m ²)
I	37,5
II	43,5
III	50,0
IV	57,5

Tableau II-1 : valeur de pression dynamique de référence.**b) Effet de site :**

La structure sera implantée en zone saharienne exposée aux vents de sable, donc d'après les données du **tableau 2- 4** dans le **RNVA2013 [3] (chapitre 2- bases de calcul)** la catégorie de terrain est III (Zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle).

Cet effet est pris en compte à l'aide d'un coefficient appelé « coefficient d'exposition » ($C_e(z)$). Ce dernier tient compte des effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité $C_r(z)$ et de la topographie du site par le coefficient de topographie ($C_t(z)$).

D'où :

- Le facteur de terrain $K_T=0,215$.
- Le paramètre de rugosité $Z_0=0,3m$.
- La hauteur minimal $Z_{min}=5m$.
- Le Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d : $\varepsilon=0,61$.

c) Coefficient de topographie :

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées etc. Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t=1$.

Site	C_t
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

Tableau II- 2 : Coefficients de topographe.

d) Calcul de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que les effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence d'oscillation de la structure.

C_d est donné en fonction de :

- b (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- H (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

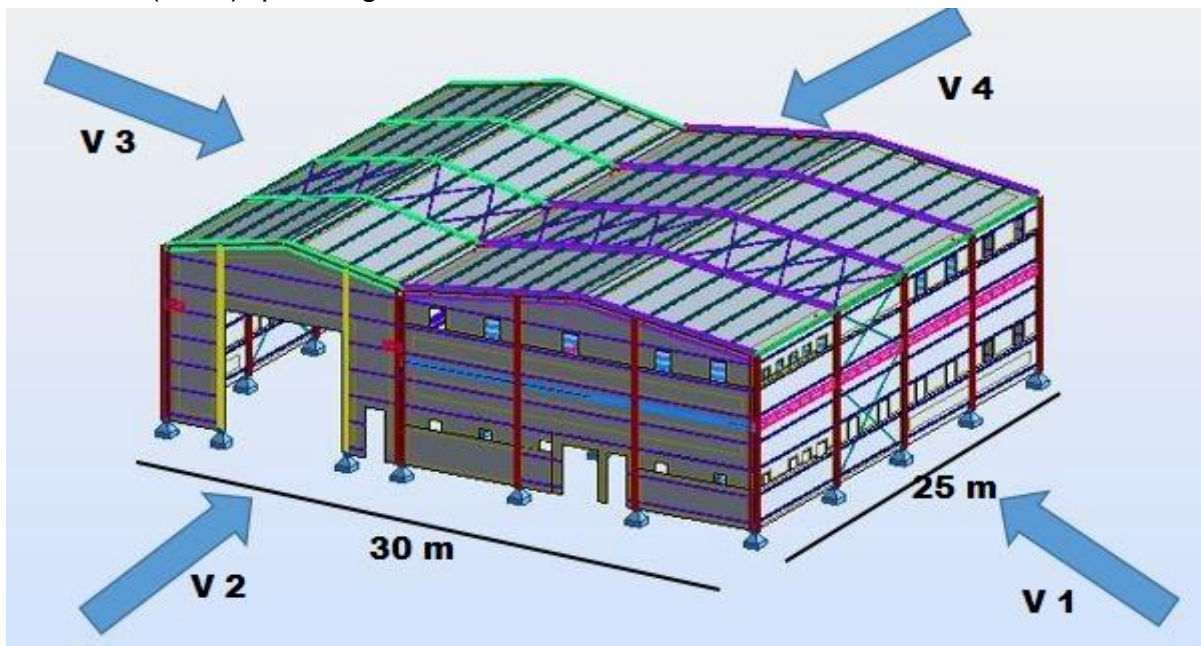


Figure II-1 : Les directions principales du vent.

- La structure de notre bâtiment étant métallique, on utilise l'abaque de la (figure 3.2 du RNVA2013)[03]) pour la détermination du coefficient C_d pour chaque direction.

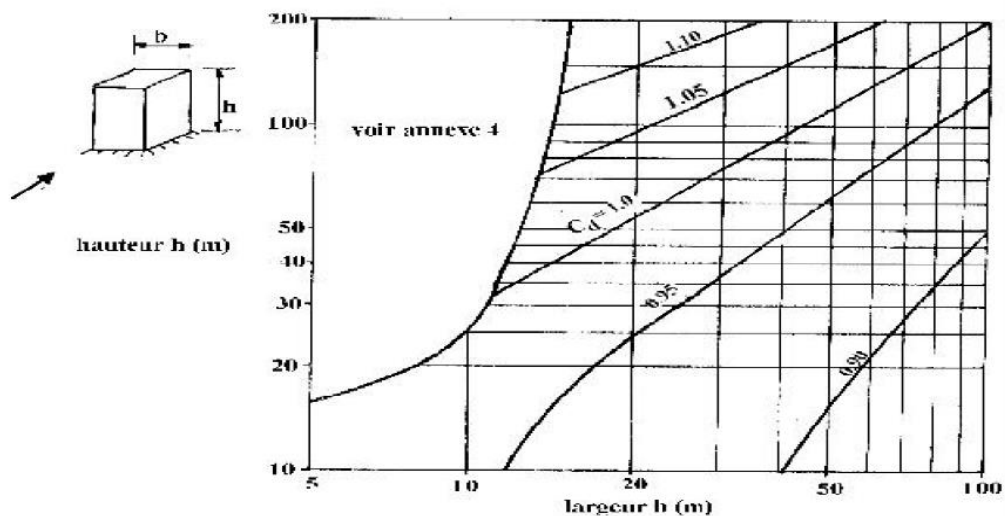


Figure II- 2 : Les valeurs de C_d pour les structures métalliques.

- **Direction longitudinale du vent V1** : pour : $b_1=25\text{m}$ et $h=9.68\text{m}$; par interpolation on aura : $C_d=0.93$
- **Direction transversale du vent V2** : pour : $b=30\text{m}$ et $h=9.8\text{m}$; par interpolation on aura : $C_d=0,92$

Pour les deux directions $C_d < 1,2$; donc la structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques. Les valeurs de C_d sont résumées dans le tableau suivant :

Direction du vent	H(m)	b(m)	C_d
V1	9,8	25	0,93
V2	9,8	30	0,92

Tableau II-3 : Les valeurs de C_d .

NB : pour des raisons de sécurité on prend $C_d=1$.

II-2-4 Calcul de la pression statique due au vent P_h :

La pression statique du vent P_h qui s'exerce sur une construction à la hauteur h est donné par la formule suivante :

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i) \quad [\text{daN} / \text{m}^2]$$

Avec :

q_h : pression dynamique de pointe calculer à la hauteur h considérée.

C_e : Coefficient de pression extérieure.

C_i : Coefficient de pression intérieure.

a)-Détermination de pression dynamique de pointe q_h :

La pression dynamique de pointe q_h qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donné par la formule suivante :

$$q_h = C_d \times q_{\text{ref}} \times C_{\text{ex}} \quad [\text{daN} / \text{m}^2]$$

Avec :

$C_d = 1$ coefficient dynamique de la construction

$q_{\text{ref}} = 57.5$ (daN/m²) la pression dynamique de référence.

C_{ex} : est le coefficient d'exposition au vent

b)- Détermination de coefficient d'exposition C_{ex} :

Le coefficient d'exposition au vent C_{ex} tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur h au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la turbulente du vent.

La valeur de C_{ex} est donnée par la formule suivante :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + 7/I_v]$$

Avec :

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

I_v : l'intensité de la turbulence.

d)- Détermination du coefficient de la rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien). **Chapitre II § 2. 4.4 RNV2013)[03]P 53.**

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Si} \quad Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{Si} \quad Z \leq Z_{min}$$

Avec :

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : hauteur considérer.

Telle que :

$$Z_0 = 0.3\text{m} \quad \text{et} \quad Z_{min} = 5\text{m}$$

Les hauteurs considérer sont :

$Z = 8,6 \text{ m}$ pour les parois verticales.

$Z = 9,8 \text{ m}$ pour la toiture.

Les valeurs des C_r sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	$Z_{min} \text{ (m)}$	$Z \text{ (m)}$	Les formules	$C_r(z)$
Parois verticale	5	8,8	$Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$	0,721
toiture	5	9,8	$Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$	0,750

Tableau II-4 : Valeurs de C_r .

e) - Calcul de l'intensité de turbulence I_v :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les deux équations suivantes :

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

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

Niveau	Z_{\min} (m)	Z(m)	Les formules	$I_v(z)$
Parois verticale	5	8,6	$Z > Z_{\min}$	0,298
toiture	5	9,8	$Z > Z_{\min}$	0,286

Tableau II-5 : Valeurs de I_v .

f) - Calcul de coefficient d'exposition C_{ex} :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + 7/I_v]$$

Niveau	$C_t(z)$	$C_r(z)$	$C_{ex}(z)$
Parois verticale	1	0,721	1,604
Toiture	1	0,750	1,688

Tableau II-6: Valeurs de C_{ex} .

g)-Calcul de pression dynamique de pointe q_h :

$$q_h = C_d \times q_{ref} \times C_{ex}$$

Niveau	C_d	q_{ref} (N/m ²)	C_{ex}	q_h (N / m ²)
Parois verticale	1	575	1,604	922,3
Toiture	1	575	1,688	970,6

Tableau II-7 : Valeurs de q_h .

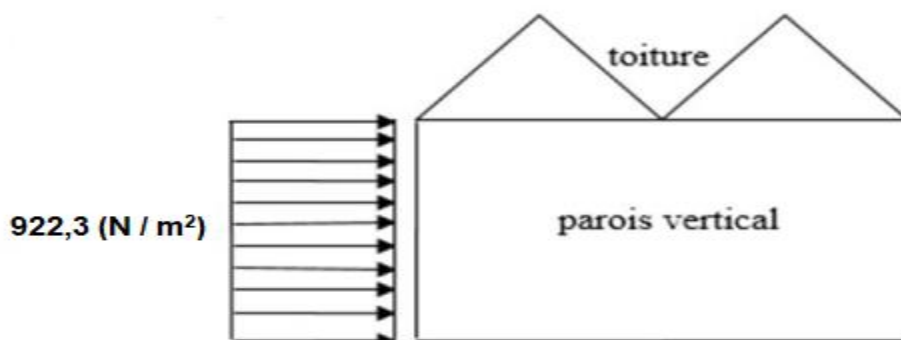


Figure II- 3 : Répartition de la pression dynamique.

h) -Détermination du coefficient de pression extérieure Cpe :

Les coefficients de pression extérieure **Cpe** applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés **Cpe1** pour les coefficients locaux, et **Cpe10** pour les coefficients globaux, respectivement. (**Chapitre 5: coefficient dépression page 80 RNVA2013 [03]**).

- $C_{pe} = C_{pe1}$ Si $S \leq 1 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$ Si $1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$ Si $S \geq 10 \text{ m}^2$

Avec : (S) est la surface chargée de la paroi considérer.

Les directions du vent :

Le vent perpendiculaire en long pan V1 : $\theta = 0^\circ$

Pour cette direction du vent (voir la figure ci-dessus) :

$$b = 25 \text{ m} ; d = 30 \text{ m} ; h = 9,8 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(25 ; 2 \times 9,8) = 19,36 \text{ m}$$

$$e = 19,6 \text{ m}$$

Parois verticales :

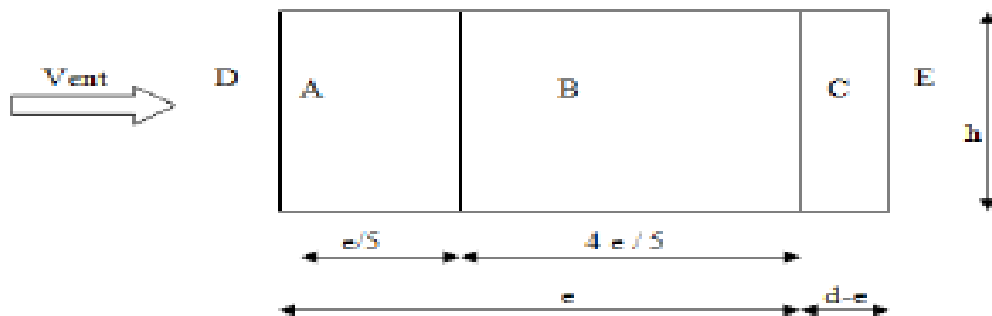


Figure II-4 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le long pan.

$$e/5 = 19,6/5 = 3,92 \text{ m}$$

$$4e/5 = 4 \times 19,6/5 = 15,68 \text{ m}$$

$$d-e = 30-19,6 = 10,4 \text{ m}$$

Calcul des surfaces


$$S_A = 3,92 \times 9,8 = 38,41 \text{ m}^2$$

$$S_B = 15,68 \times 9,8 = 153,66 \text{ m}^2$$

$$S_C = 10,4 \times 9,8 = 101,92 \text{ m}^2$$

$$S_D = S_E = 25 \times 9,8 = 245 \text{ m}^2$$

D'après le tableau 5.1 de chapitre 5 page 81 de l'RVN 2013) [03] on obtient les résultats suivant :

SA = 37,48 m ²	} >10 m ² 	Cpe = Cpe10 = -1.0
SB = 149,92 m ²		Cpe = Cpe10 = -0.8
SC = 54,6 m ²		Cpe = Cpe10 = -0.5
SD = 242 m ²		Cpe = Cpe10 = +0.8
SE = 242 m ²		Cpe = Cpe10 = -0.3

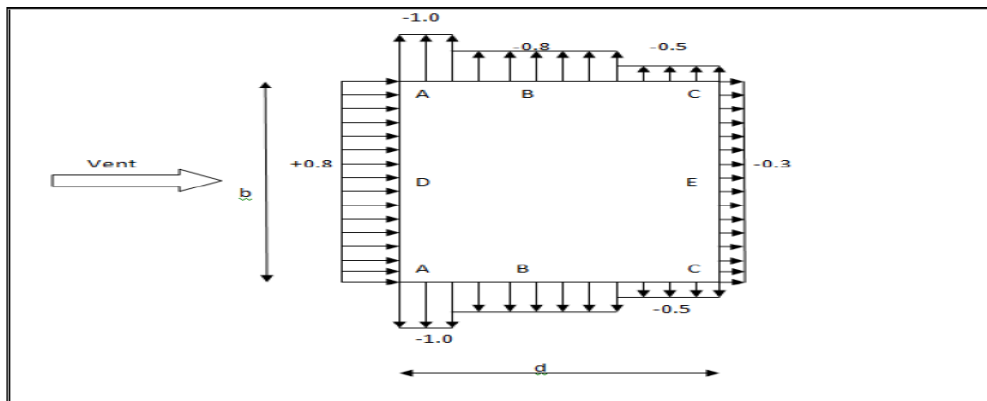


Figure II-5 : Les valeurs de Cpe sur la paroi verticale –Direction du vent V1.

Versant de toiture :

Avec $a = 7,8^\circ$

$$e/4 = 19,6 / 4 = 4,9 \text{ m}$$

$$e/10 = 19,6 / 10 = 1,96 \text{ m}$$

$$e/2 = 19,6 / 2 = 9,8 \text{ m}$$

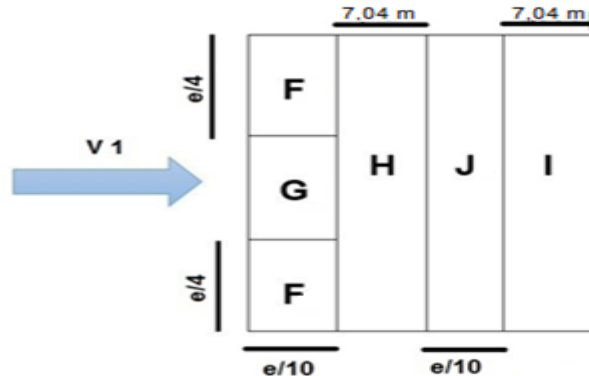


Figure II-6 : Valeurs de Cpe pour toiture à deux versant $\theta = 0^\circ$

Calcul des surfaces :

$$SF = 2 \times 4,9 \times 1,96 = 12,20 \text{ m}^2$$

$$SG = 15,2 \times 1,96 = 29,8 \text{ m}^2$$

$$SH = 7,04 \times 25 = 176 \text{ m}^2$$

$$SI = 7,04 \times 25 = 176 \text{ m}^2$$

$$SJ = 1,96 \times 25 = 49 \text{ m}^2$$

$$S \geq 10 \text{ m}^2$$

Le tableau 5.4 page 87 du RNV 2013][03] nous donne les valeurs de **Cpe** en fonction l'inclinaison de versant et comme on a l'angle d'inclinaison $\alpha = 7,8^\circ$ cette valeur est comprise dans le tableau entre 5° et 15° donc dans ce cas on obtient les valeurs de Cpe par interpolation linéaire entre les coefficients de pression pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ par la formule suivante :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$

$$f(x) = f(5^\circ) + \frac{f(15^\circ) - f(5^\circ)}{15 - 5} \cdot (7,8 - 5)$$

Action vers le haut :

$$\text{zone F} = : Cpe = Cpe_{10} = -1,7 + \frac{(-0,9+1,7)}{10} \cdot (2,8) = -1,476 \quad \uparrow$$

$$\text{zone G} = : Cpe = Cpe_{10} = -1,2 + \frac{(-0,8+1,2)}{10} \cdot (2,8) = -1,088 \quad \uparrow$$

$$\text{zone H} = : Cpe = Cpe_{10} = -0,6 + \frac{(-0,3+0,6)}{10} \cdot (2,8) = -0,544 \quad \uparrow$$

$$\text{zone I} = : Cpe = Cpe_{10} = -0,6 + \frac{(-0,4+0,6)}{10} \cdot (2,8) = -0,544 \quad \uparrow$$

$$\text{zone J} = : Cpe = Cpe_{10} = -0,6 + \frac{(-1+0,6)}{10} \cdot (2,8) = -0,712 \quad \uparrow$$

Action vers le bas :

$$\text{zone F, G, et H} : Cpe = Cpe_{10} = 0 + \frac{(0,2+0)}{10} \cdot (2,8) = 0,056 \quad \downarrow$$

$$\text{zone J, et I,} : Cpe = Cpe_{10} = -0,6 + \frac{(0+0,6)}{10} \cdot (2,8) = -0,432 \quad \downarrow$$

Le vent perpendiculaire au pignon V2 : $\theta = 90^\circ$

Pour cette direction du vent (voir la figure ci-dessus) :

$$b = 30 \text{ m} ; d = 25 \text{ m} ; h = 9,68 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(30 ; 2 \times 9,8) = 19,36 \text{ m} \quad e = 19,6 \text{ m}$$

Parois verticale

$$e/5 = 19,6/5 = 3,92 \text{ m}$$

$$4e/5 = 4 \times 19,6/5 = 15,68 \text{ m}$$

$$d - e = 30 - 19,6 = 10,4 \text{ m}$$

Calcul des surfaces :

$$SA = 3,92 \times 9,8 = 38,41 \text{ m}^2$$

$$SB = 15,68 \times 9,8 = 153,66 \text{ m}^2$$

$$SC = 10,4 \times 9,8 = 101,92 \text{ m}^2$$

$$SD = SE = 30 \times 9,8 = 294 \text{ m}^2$$

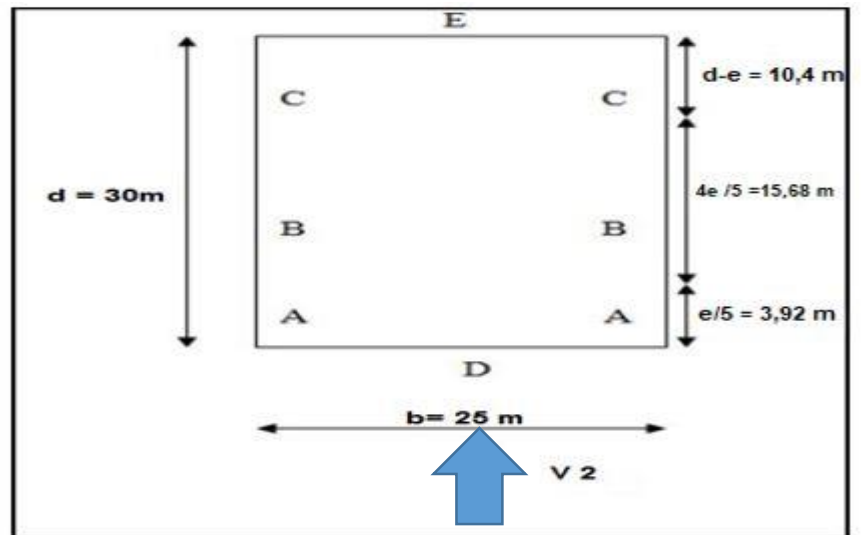


Figure II-7 : Les valeurs de Cpe sur la paroi verticale – Direction du vent V2.

D'après le tableau 5.1 de chapitre 5 page 81 de l'RVN 2013) [03] on obtient les résultats suivant :

$$SA = 38,41 \text{ m}^2$$

$$SB = 153,66 \text{ m}^2$$

$$SC = 101,92 \text{ m}^2$$

$$SD = 294 \text{ m}^2$$

$$SE = 294 \text{ m}^2$$

10 m²



$$Cpe = Cpe10 = -1.0$$

$$Cpe = Cpe10 = -0.8$$

$$Cpe = Cpe10 = -0.5$$

$$Cpe = Cpe10 = +0.8$$

$$Cpe = Cpe10 = -0.3$$

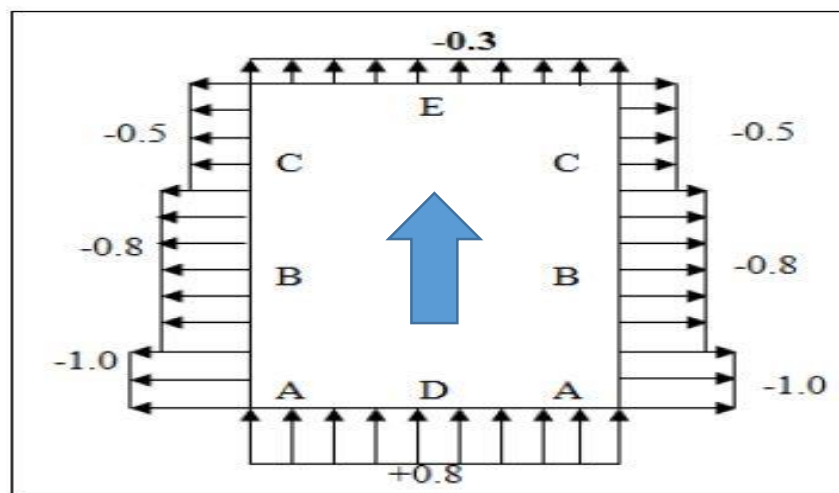


Figure II- 8 : Les valeurs de Cpe vent perpendiculaire au pignon V2.

Versant de toiture :

$\theta = 90^\circ$ Sens V2

Avec $a = 7,8^\circ$

Pour cette direction du vent (voir la figure ci-dessus) :

$b = 30 \text{ m}$; $d = 25 \text{ m}$; $h = 9,80 \text{ m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (30 ; 2 \times 9,8) = 19,6 \text{ m}$

$e = 19,6 \text{ m}$

$e/4 = 19,6 / 4 = 4,9 \text{ m}$

$e/10 = 19,6 / 10 = 1,96 \text{ m}$

$e/2 = 19,6 / 2 = 9,8 \text{ m}$

Calcul des surfaces :

$SF_{\text{sup}} = F_{\text{inf}} = 2 \times 4,9 \times 1,96 = 19,2 \text{ m}^2$

$SG = 2 \times 10,1 \times 1,96 = 39,6 \text{ m}^2$

$SH = 2 \times 7,84 \times 15 = 117,6 \text{ m}^2$

$SI = 2 \times 9,8 \times 15 = 294 \text{ m}^2$

$S \geq 10 \text{ m}^2$

Dans notre cas la toiture est à multiples versants avec une pente de 11% ce qui nous donne un angle $\alpha = 7,8^\circ$; Selon RNV 2013 [03] (chap5.1.8). Les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure suivante :

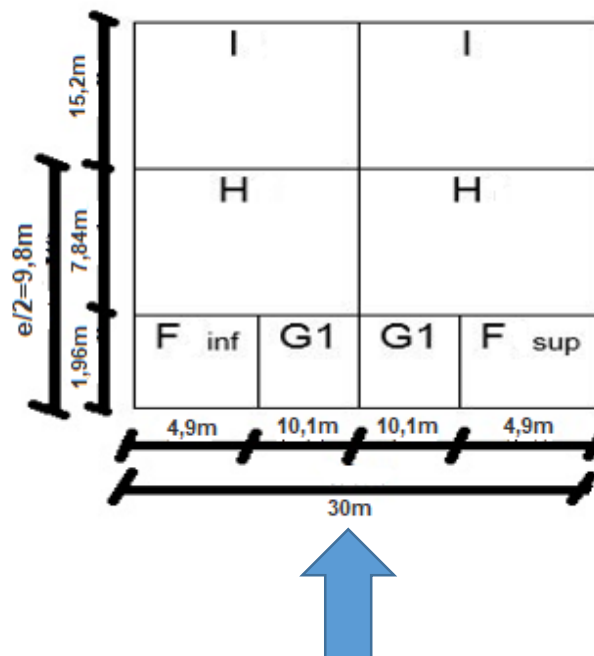


Figure II- 9 : Les valeurs de Cpe vent perpendiculaire au pignon V2.

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrice, les coefficients de pression de chaque versant s'obtient en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\theta=90^\circ$. Selon RNV 2013 [03] (chap5.1.4).

Les valeurs de 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 5.3 b RNV 2013) [03], par la formule suivante :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$

$$f(x) = f(5^\circ) + \frac{f(15^\circ) - f(5^\circ)}{15 - 5} \cdot (7,8 - 5)$$

$$\text{Zone } F_{\text{sup}} = C_{pe} = C_{pe10} = -2,1 + \frac{(-2,4+2,1)}{10} \cdot (2,8) = -2,184$$

$$\text{Zone } F_{\text{inf}} = C_{pe} = C_{pe10} = -2,1 + \frac{(-1,6+2,1)}{10} \cdot (2,8) = -1,96$$

$$\text{Zone } G = C_{pe} = C_{pe10} = -1,8 + \frac{(-1,9+1,8)}{10} \cdot (2,8) = -1,828$$

$$\text{zone } H = C_{pe} = C_{pe10} = -0,6 + \frac{(-0,8+0,6)}{10} \cdot (2,8) = -0,614$$

$$\text{zone } I = C_{pe} = C_{pe10} = -0,5 + \frac{(-0,7+0,5)}{10} \cdot (2,8) = -0,514$$

h)- Calcule des coefficients de pression extérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p (figure 5.14 du chapitre 5 du RNV 2013).

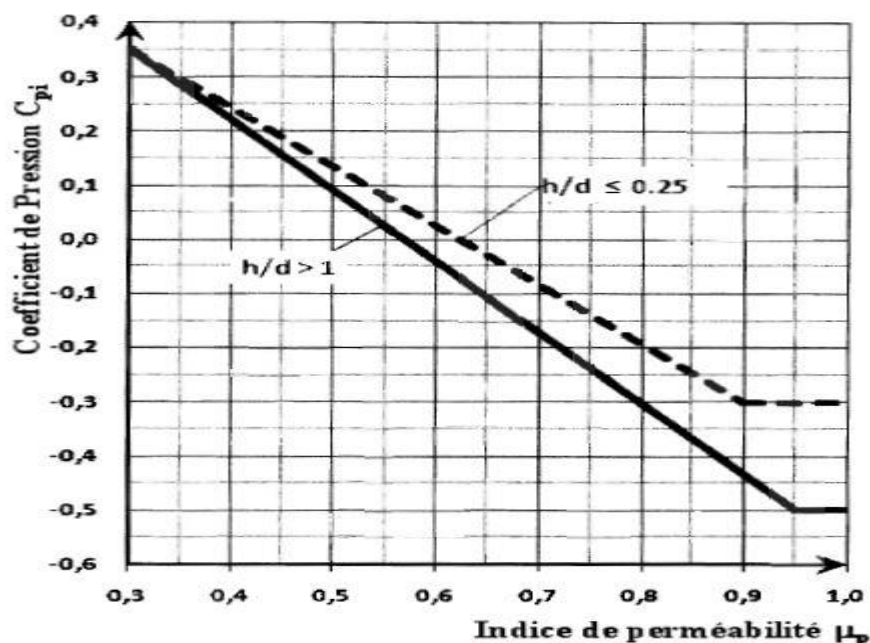


Figure II-10 : Coefficient de pression intérieure CPI.

L'indice de perméabilité est donné par la formule suivante :

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

Aire des ouvertures :

Pignon 1 :

$$S_{RDC} = (6 \times 5) + (2 \times 1 \times 2,5) + (1,6 \times 2,5) + (5 \times 0,4 \times 0,6) = 40,2 \text{ m}^2.$$

$$S_{1er} = (6 \times 0,8 \times 1) = 4,8 \text{ m}^2.$$

$$S1 = S_{RDC} + S_{1er} = 40,2 + 4,8 = 45 \text{ m}^2. \quad \mathbf{S1 = 45 \text{ m}^2.}$$

Pignon 1.2:

$$S2 = (1 \times 2,5) + (6 \times 5) = 32,5 \text{ m}^2. \quad \mathbf{S2 = 32,5 \text{ m}^2.}$$

Long pan droite:

$$S_{RDC} = (8 \times 0,8 \times 1) = 6,4 \text{ m}^2.$$

$$S_{1er} = (8 \times 0,8 \times 1) = 6,4 \text{ m}^2.$$

$$S3 = S_{RDC} + S_{R+1} = 6,4 \text{ m}^2 + 6,4 \text{ m}^2 = 12,8 \text{ m}^2. \quad \mathbf{S3 = 12,8 \text{ m}^2.}$$

Long pan gauche:

$$S_{RDC} = (3 \times 0,4 \times 0,6) + (7 \times 0,8 \times 1) + (2,5 \times 1 \times 1) = 8,82 \text{ m}^2.$$

$$S_{1er} = (4 \times 0,4 \times 0,6) + (7 \times 0,8 \times 1) = 6,56 \text{ m}^2.$$

$$S4 = S_{RDC} + S_{1er} = 8,82 + 6,56 = 15,38 \text{ m}^2 \quad \mathbf{S4 = 15,38 \text{ m}^2}$$

$$\mathbf{ST = S1 + S2 + S3 + S4 = 45 + 32,5 + 12,8 + 15,38 = 105,68 \text{ m}^2}$$

$$\mathbf{ST = 105,68 \text{ m}^2}$$

Cas 1 : avec ouverture.

Pignon 1 (Façade Principale) sens V2 :

$$\mu_p = \frac{45}{105,68} = 0,42 \quad h/d < 0,25 \longrightarrow 0,22$$

$$h/d > 1 \longrightarrow 0,2 \quad h/d = 9,8 / 30 = 0,32$$

Par interpolation :

$$C_{pi} = 0,22 + \left(\frac{0,2 - 0,22}{0,75} \right) \cdot (0,32 - 0,25) = 0,2 \quad \mathbf{C_{pi} = 0,2}$$

Parois verticale :

Zone	Qh (daN/ m2)	cpe	Cpi	Cpe-cpi	Ph (daN/ m2)
A	92,23	-1,0	0,2	-1,2	-110,67
B	92,23	-0,8	0,2	-1,0	-92,23
C	92,23	-0,5	0,2	-0,7	-64,56
D	92,23	+0,8	0,2	+0,6	55,33
E	92,23	-0,3	0,2	-0,5	-46,11

Toiture :

Zone	Qh (daN/ m2)	cpe	Cpi	Cpe-cpi	Ph (daN/ m2)
F sup	97,06	-2,184	0,2	-2,384	-231,4
F inf	97,06	-1,96	0,2	-2,16	-209,64
G	97,06	-1,828	0,2	-2,028	-196,83
H	97,06	-0,614	0,2	-0,814	-79
I	97,06	-0,514	0,2	-0,714	-63,3

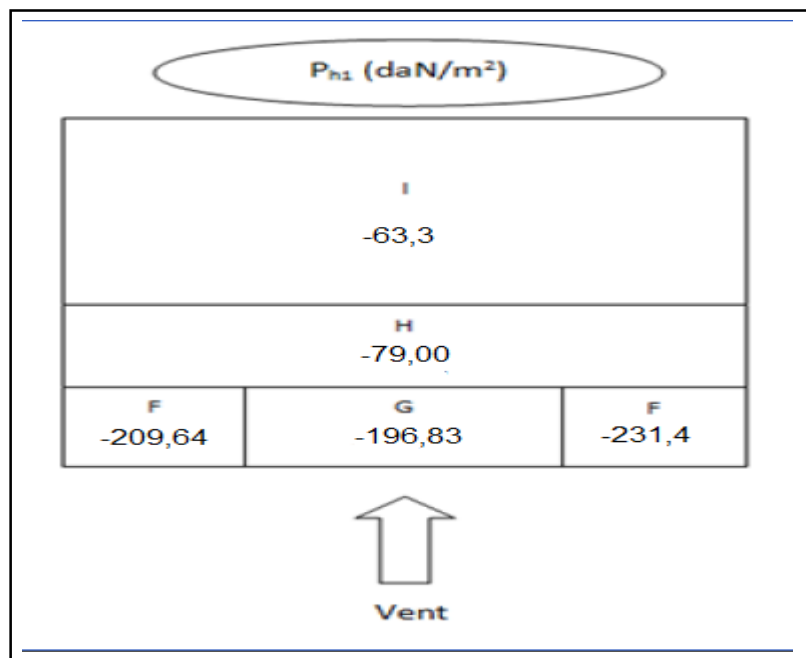


Figure II-11 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de pignon

Pignon 1.2 (Façade Postérieure) sens V4 :

$$\mu_p = \frac{32,5}{105,68} = 0,3 \quad h/d < 0,25 \quad \longrightarrow 0,35$$

$$h/d > 1 \quad \longrightarrow 0,35 \quad h/d = 9,8 / 30 = 0,32$$

Par interpolation :

$$C_{pi} = 0,35 + \left(\frac{0,35 - 0,35}{0,75} \right) \cdot (0,32 - 0,25) = 0,35 \quad C_{pi} = 0,35$$

Parois verticale :

Zone	Qh (daN/ m2)	cpe	Cpi	Cpe-cpi	Ph (daN/ m2)
A	92,23	-1,0	0,35	-1,35	-124,51
B	92,23	-0,8	0,35	-1,15	-106,06
C	92,23	-0,5	0,35	-0,85	-78,4
D	92,23	+0,8	0,35	+0,45	+41,50
E	92,23	-0,3	0,35	-0,65	-59,95

Toiture :

Zone	Qh (daN/ m2)	cpe	Cpi	Cpe-cpi	Ph (daN/ m2)
F sup	97,06	-2,184	0,35	-2,534	-245,95
F inf	97,06	-1,96	0,35	-2,31	-224,2
G	97,06	-1,828	0,35	-2,178	-211,4
H	97,06	-0,614	0,35	-0,964	-93,56
I	97,06	-0,514	0,35	-0,864	-83,85

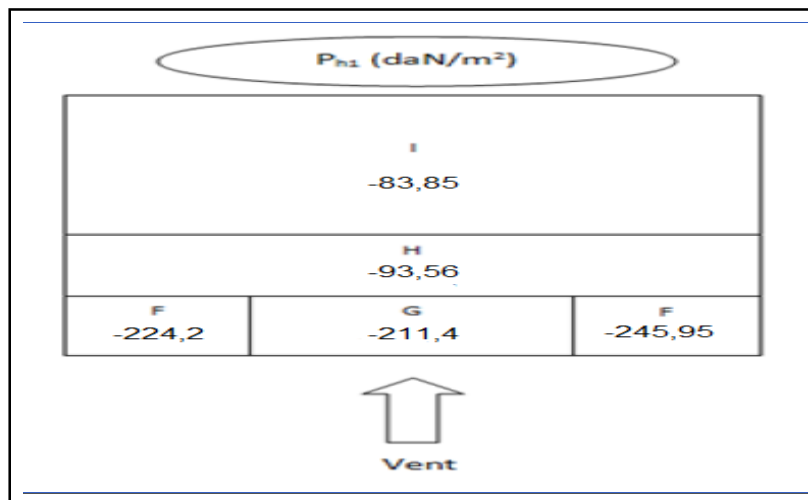


Figure II-12 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de pignon

Long-Pan (Façade Latérale Droite) sens V1 :

$$\mu_p = \frac{12,8}{105,68} = 0,12 \approx 0,3 \quad h/d < 0,25 \longrightarrow 0,35$$

$$h/d > 1 \longrightarrow 0,35 \quad h/d = 9,68 / 30 = 0,32$$

Par interpolation :

$$C_{pi} = 0,35 + \left(\frac{0,35 - 0,35}{0,75} \right) \cdot (0,32 - 0,25) = 0,35$$

$$C_{pi} = 0,35$$

Parois verticale :

Zone	Qh (daN/ m2)	cpe	Cpi	Cpe-cpi	Ph (daN/ m2)
A	92,23	-1,0	0,35	-1,35	-124,51
B	92,23	-0,8	0,35	-1,15	-106,06
C	92,23	-0,5	0,35	-0,85	-79,4
D	92,23	+0,8	0,35	+0,45	+41,50
E	92,23	-0,3	0,35	-0,65	-59,95

Toiture :

Zone	Qh (daN/ m2)	cpe	Cpi	Cpe-cpi	Ph (daN/ m2)
F	97,06	-1,476	0,35	-1,826	-177,23
		0,056		-0,294	-28,53
G	97,06	-1,088	0,35	-1,438	-139,57
		0,056		-0,294	-28,53
H	97,06	-0,544	0,35	-0,894	-86,77
		0,056		-0,294	-28,53
J	97,06	-0,712	0,35	-1,062	-103,07
		-0,432		-0,782	-75,90
I	97,06	-0,544	0,35	-0,894	-86,77
		-0,432		-0,782	-75,90

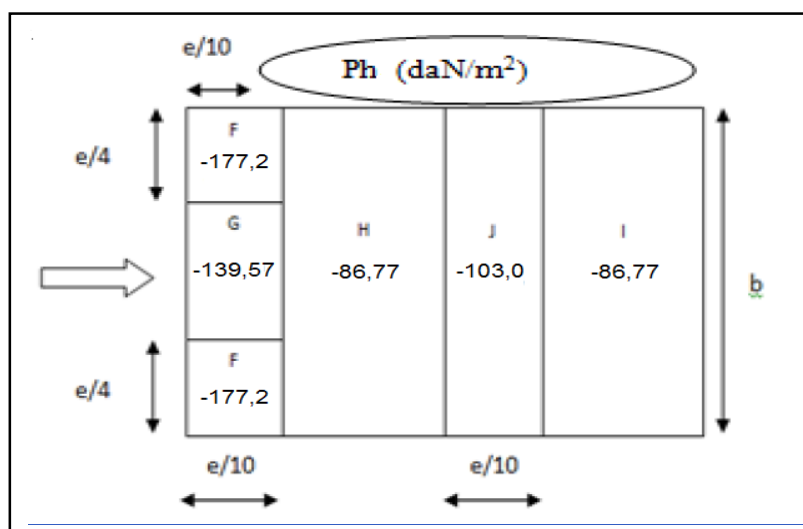


Figure II-13 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens du long pan.

Long-Pan (Façade Latérale Gauche) sens V3 :

$$\mu_p = \frac{15,38}{105,68} = 0,14 \approx 0,3 \quad h/d < 0,25 \longrightarrow 0,35$$

$$h/d > 1 \longrightarrow 0,35 \quad h/d = 9,68 / 30 = 0,32$$

Par interpolation :

$$C_{pi} = 0,35 + \left(\frac{(0,35 - 0,35)}{0,75} \right) \cdot (0,32 - 0,25) = 0,35$$

$$C_{pi} = 0,35$$

Parois verticale :

Zone	Qh (daN/ m2)	cpe	Cpi	Cpe-cpi	Ph (daN/ m2)
A	92,23	-1,0	0,35	-1,35	-124,51
B	92,23	-0,8	0,35	-1,15	-106,06
C	92,23	-0,5	0,35	-0,85	-79,4
D	92,23	+0,8	0,35	+0,45	+41,50
E	92,23	-0,3	0,35	-0,65	-59,95

Toiture :

Zone	Qh (daN/ m2)	cpe	Cpi	Cpe-cpi	Ph (daN/ m2)
F	97,06	-1,476	0,35	-1,826	-177,23
		0,056		-0,294	-28,53
G	97,06	-1,088	0,35	-1,438	-139,57
		0,056		-0,294	-28,53
H	97,06	-0,544	0,35	-0,894	-86,77
		0,056		-0,294	-28,53
J	97,06	-0,712	0,35	-1,062	-103,07
		-0,432		-0,782	-75,90
I	97,06	-0,544	0,35	-0,894	-86,77
		-0,432		-0,782	-75,90

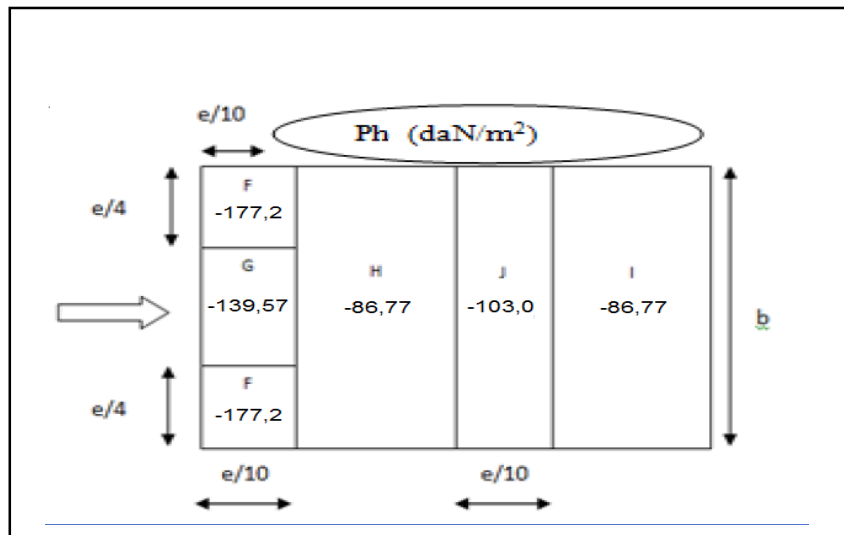


Figure II-14 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens du long pan.

Cas 2 : sans ouverture.

- Pignon 1 (Façade Principale) sens V2 et Pignon 1.2 (Façade Postérieure) sens V4 :

$$\mu_p = \frac{0}{105,68} = 0 \quad h/d < 0,25 \longrightarrow 0,35$$

$$h/d > 1 \longrightarrow 0,35 \quad h/d = 9,68 / 30 = 0,32$$

Par interpolation :

$$C_{pi} = 0,35 + \left(\frac{0,35 - 0,35}{0,75} \right) \cdot (0,32 - 0,25) = 0,35 \quad C_{pi} = 0,35$$

Parois verticale :

Zone	Qh (daN/ m2)	cpe	Cpi	Cpe-cpi	Ph (daN/ m2)
A	92,23	-1,0	0,35	-1,35	-124,51
B	92,23	-0,8	0,35	-1,15	-106,06
C	92,23	-0,5	0,35	-0,85	-79,4
D	92,23	+0,8	0,35	+0,45	+41,50
E	92,23	-0,3	0,35	-0,65	-59,95

Toiture :

Zone	Qh (daN/ m2)	cpe	Cpi	Cpe-cpi	Ph (daN/ m2)
F sup	97,06	-2,184	0,35	-2,534	-245,95
F inf	97,06	-1,96	0,35	-2,31	-224,2
G	97,06	-1,828	0,35	-2,178	-211,4
H	97,06	-0,614	0,35	-0,964	-93,56
I	97,06	-0,514	0,35	-0,864	-83,85

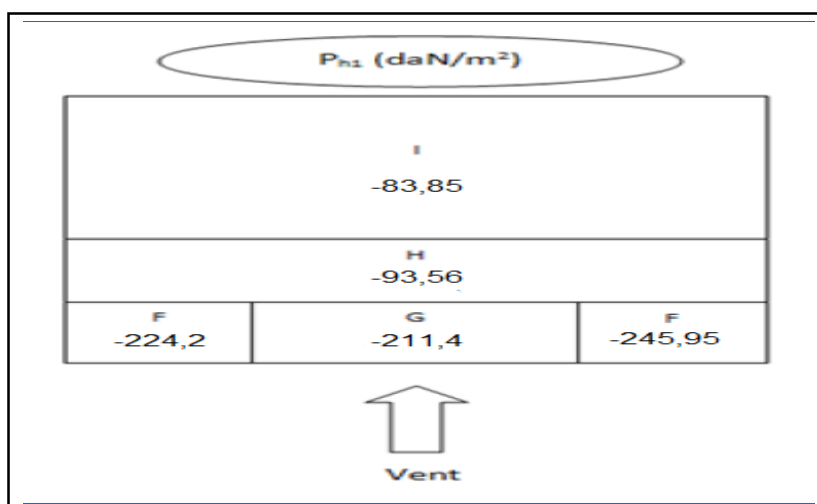


Figure II-15 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de pignon.

• Long-Pan (Façade Latérale Droite) sens V1 et Long-Pan (Façade Latérale Gauche) sens V3 :

Les tableaux du cas avec ouverture sont similaires avec le cas sans ouverture c-à-d avec $C_{pi}=0.35$.

Récapitulation des cas les plus défavorables :

Nous pouvons récapituler sur le tableau ci-dessous les valeurs maximales des pressions les plus défavorables avec leur C_{pi} , correspondant pour le cas du vent sur long pan :

Zone	Q_h (daN/ m2)	cpe	C_{pi}	$C_{pe}-c_{pi}$	P_h (daN/ m2)
A	92,23	-1,0	0,35	-1,35	-94,18
B	92,23	-0,8	0,35	-1,15	-106,06
C	92,23	-0,5	0,35	-0,85	-59,30
D	92,23	+0,8	0,35	+0,45	+41,50
E	92,23	-0,3	0,35	-0,65	-45,35
F	97,06	-1,476	0,35	-1,826	-177,23
		0,056		-0,294	-28,53
G	97,06	-1,088	0,35	-1,438	-139,57
		0,056		-0,294	-28,53
H	97,06	-0,544	0,35	-0,894	-86,77
		0,056		-0,294	-28,53
J	97,06	-0,712	0,35	-1,062	-103,07
		-0,432		-0,782	-75,90
I	97,06	-0,544	0,35	-0,894	-86,77
		-0,432		-0,782	-75,90

Tableau II-8 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour les deux cas avec et sans ouverture.

Ainsi nous pouvons récapituler sur le tableau ci-dessous les valeurs maximales des pressions les plus défavorables avec leur **C_{pi}**, correspondant pour le cas du vent sur **pingon** :

Zone	Q_h (daN/ m²)	c_{pe}	C_{pi}	C_{pe-cpi}	Ph (daN/ m²)
A	92,23	-1,0	0,35	-1,35	<u>-124,51</u>
B	92,23	-0,8	0,35	-1,15	-106,06
C	92,23	-0,5	0,35	-0,85	-79,4
D	92,23	+0,8	0,2	+0,6	<u>+55,33</u>
E	92,23	-0,3	0,35	-0,65	-59,95
F sup	97,06	-2,192	0,35	-2,542	<u>-245,95</u>
F inf	97,06	-2,07	0,35	-2,42	-224,2
G	97,06	-1,840	0,35	-2,19	-212,56
H	97,06	-0,614	0,35	-0,964	-93,56
I	97,06	-0,514	0,35	-0,864	-83,85

Tableau II-9 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour les deux cas avec et sans ouverture.

Remarque :

Les valeurs soulignées sont celles qui correspondent aux valeurs maximales. Elles sont susceptibles d'être prises en compte pour le dimensionnement des pannes de toiture (zone F) des lisses de bardages ainsi que des potelets (zone A et D).

II-2-5 calcul de la force de frottement la référence :

Pour tenir compte de la force de frottement qui s'exerce sur les parois parallèles au vent, il faut que l'une des conditions suivantes soit vérifiée :

$$\begin{aligned} \text{➤ } \frac{d}{b} &\geq 3 \\ \text{➤ } \frac{d}{h} &\geq 3 \end{aligned}$$

Avec :

d : est la dimension parallèle au vent (m).

b : est la dimension perpendiculaire au vent (m).

Le vent perpendiculaire en long pan V1 :

$$\frac{d}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{30}{9,8} = 3,06 > 3$$

$$F_{fr} = q_p(h) \times C_{fr} \times A_{fr}$$

$q_p(h)$: (en daN/m²) est la pression dynamique de pointe à la hauteur h considérée.

A_{fr} : (en m²) est l'aire de l'élément de surface balayé par le vent.

C_{fr} : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

Dans notre cas, $C_{fr} = 0,04$ (Très rugueux ondulation perpendiculaire au vent, nervures, plissement ...)

Parois verticale :

$$A_{fr} = 2 \left[(h-f) \times d + \frac{d \times f}{2} \right]$$

Avec :

$$q_h = 92,23 \text{ daN/m}^2$$

$$d = \min (2b ; 4h) \longrightarrow d = \min (2 \times 25 ; 4 \times 9,8) = 39,2 \text{ m}$$

$$A_{fr} = 2 \left[(9,8 - 1,08) \times 39,2 + \frac{39,2 \times 1,08}{2} \right] = 726 \text{ kN}$$

$$F_{fr} = 92,23 \times 0,04 \times 726 = 2678,35 \text{ daN/m}^2$$

$$F_{fr} = 2678,35 \text{ daN/m}^2$$

Versant de toiture :

$$A_{fr} = AB \times b$$

Avec :

$$AB = \frac{d/2}{\cos a} = \frac{39,2/2}{\cos (7,8)} = 19,78 \text{ m}$$

$$A_{fr} = 19,78 \times 25 = 494,57 \text{ KN}$$

$$F_{fr} = 97,06 \times 0,04 \times 486,4 = 1920,14 \text{ daN/m}^2$$

$$F_{fr} = 1920,14 \text{ daN/m}^2$$

Le vent perpendiculaire au pignon V2 :

$$\frac{d}{b} = \frac{25}{30} = 0,83 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{25}{9,8} = 2,55 < 3$$

} La force de frottement n'est donc pas applicable dans ce cas.

II-2-6 : Action d'ensemble :

La force résultante R est donné par :

$$R = \sum (Phi \times Si) + \sum F_{fr}$$

Avec :

- Phi (en daN/m²) : pression statique du vent qui s'exerce sur un élément de surface i.
- Si (en m²) : l'aire de l'élément de surface i.
- Ffr (en daN) : les forces de frottements (d'entraînement) éventuelles qui est négligeable dans notre cas (Ffr = 0).

1er cas : Vent perpendiculaire au long-pan V1 :

Avec $\alpha = 7,8^\circ$

Calcul des surfaces tributaires de chaque zone : (projection horizontale):

Zone D : $SD = 25 \times 8,6 = 220 \text{ m}^2$.

Zone E : $SE = 25 \times 8,6 = 220 \text{ m}^2$.

Zone F : $SF = 4,9 \times 1,96 = 9,6 \text{ m}^2$.

Zone G : $SG = 15,2 \times 1,96 = 29,80 \text{ m}^2$.

Zone H : $SH = 7,04 \times 25 = 176 \text{ m}^2$.

Zone I : $SI = 7,04 \times 25 = 176 \text{ m}^2$.

Zone J : $SJ = 25 \times 1,96 = 49 \text{ m}^2$.

Les valeurs des forces horizontales et verticales suivant cette direction du vent (vent frappe le long-pan) sont données dans le tableau ci-dessous :

Zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$220 \times 31,39 = 6905,8$	0
E	$220 \times 45,35 = 9977$	0
F	$9,6 \times 177,23 \text{ tg}(7,8) = 233,06$	$9,6 \times 177,23 = 1701,41$
G	$29,8 \times 139,57 \text{ tg}(7,8) = 565,65$	$29,8 \times 139,57 = 4159,2$
H	$176 \times 86,77 \text{ tg}(7,8) = 2091,93$	$176 \times 86,77 = 15271,52$
I	$176 \times 86,77 \text{ tg}(7,8) = 2091,93$	$176 \times 86,77 = 15271,52$
J	$49 \times 103,07 \text{ tg}(7,8) = 691,82$	$49 \times 103,07 = 5050,43$
Total	$R_x = 22\ 557,20$	$R_y = 41\ 454,10$

Tableau II-10 : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le long pan) :

2^{eme} cas : Vent perpendiculaire au pignon V2 :

Calcule des surfaces tributaires de chaque zone : (projection horizontale)

Zone D : $SD = (30 \times 8,6) + (12 \times 1,2) / 2 + (18 \times 1,2) / 2 = 300 \text{ m}^2$.

Zone E : $SE = (30 \times 8,6) + (12 \times 1,2) / 2 + (18 \times 1,2) / 2 = 300 \text{ m}^2$.

Zone F : $SF_{Inf} = SF_{sup} = (4,9 \times 1,96) = 9,6m^2$

Zone G : $SG = (10,1 \times 1,96) = 19,8m^2$

Zone H : $SH = (7,84 \times 15) = 117,6m^2$

Zone I : $SI = (9,8 \times 15) = 147m^2$

Les valeurs des forces horizontales et verticales suivant cette direction du vent (vent frappe le **pignon**) sont données dans le tableau ci-dessous :

Zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$300 \times 55,33 = 16599$	0
E	$300 \times 59,95 = 17985$	0
F_{Sup}	0	$9,6 \times 245,95 = 2361,12$
F_{Inf}	0	$9,6 \times 224,2 = 2152,32$
G	0	$19,8 \times 212,56 = 4208,7$
H	0	$117,6 \times 93,56 = 11002,65$
I	0	$147 \times 83,85 = 12325,95$
Total	R_x = 34 584	R_z = 32 050,74

Tableau II-11 : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le pignon).

II-2-7 Calcule de la stabilité d'ensemble :

Vérification de la stabilité longitudinale.

Vent perpendiculaire au long-pan V1 :

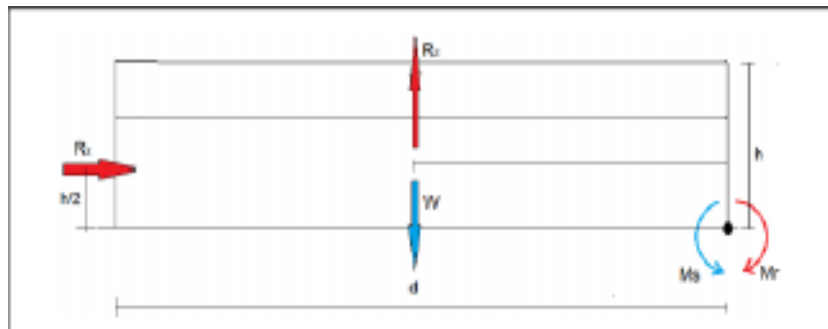


Figure II-16 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long pan V1.

a- Calcule de moment de renversement :

$$MR = [R_x \times h/2] + [R_z \times d / 2]$$

$$MR = [21\,971,20 \times (9,68/2)] + [54\,823,44 \times (25 / 2)]$$

$$\mathbf{MR = 791\,633,608\,daN.m}$$

b- Calcule du moment stabilisant :

$$Ms = W \times d/2$$

Avec :

W est le poids de la structure.

$$M_s = 98\,804 \times 25 / 2 = 1\,235\,050 \text{ daN.m}$$

$$M_R = 791\,633,61 \text{ daN.m} < M_s = 1\,235\,050 \text{ daN.m}$$

La stabilité transversale est vérifiée

Vérification de la stabilité transversale.

Vent perpendiculaire au pignon V2 :

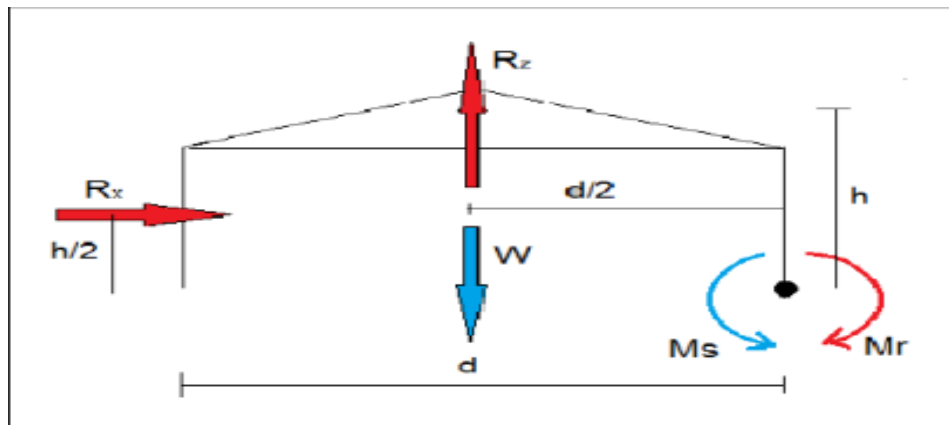


Figure II-17 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon V2.

a- Calcul de moment de renversement :

$$M_R = [R_x \times h/2] + [R_z \times d/2]$$

$$M_R = [23\,912,98 \times (9,68/2)] + [30\,172,09 \times (30/2)]$$

$$M_R = 568\,320,17 \text{ daN.m}$$

b- Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = W \times d/2$$

Avec :

W est le poids de la structure.

$$M_s = 98\,804 \times 30 / 2 = 1\,482\,060 \text{ daN.m}$$

$$M_R = 568\,320,17 \text{ daN.m} < M_s = 1\,482\,060 \text{ daN.m}$$

La stabilité transversale est vérifiée.

II-3 Action de la neige :

II-3-1 Objet et domaine d'application :

Le RNV Algérien définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique sur l'ensemble de construction en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètre. Au-delà de 2000 mètre le marcher doit préciser la valeur de charge de neige à prendre en compte.

Donnés :

- $a = 7,8^\circ$.
- Zone D OURGLA RNV 2013 page 27 (pas de Neige une charge représentant l'ensablement).
- Altitude de la construction 10 m.
- Altitude géographique.

II-3-2 Action d'ensablement :

La charge de sable est le résultat de l'accumulation des grains des sables déposés par le vent sur les toitures. La zone de **OURGLA** est classée en **Zone D** i donc pas de charge de neige. Dans cette région, une charge représentant l'ensablement des terrasses sera prise en compte.

II- 4 Action de la charge de sablé :

Dans le cas des toitures inclinées, il y a lieu de considérer une charge linéaire localisée le long des arrêtes basses des versants (TB.5. p 33 RNV). Nous avons deux toiture à grande pente (pente $5,7\% > 5$). Alors pas de charge répartie sur la surface, les valeurs des charges linéaires noté q_1 et q_2 (en KN/m) et donnée par le RNV 2013 tableau 5 p 33.

Wilaya	Charge uniformément répartie (N/ m ²)	q_1 (KN / m)	q_2 (KN / m)
Ourgela (le reste de la wilaya).	0,25	0,30	0,50

Tableau II-12 : Charge de sable dans la zone D.

II- 5 Action de la charge sismique :

Vis-à-vis du risque sismique : La ville de **hassi messaoud** et toute la wilaya de Ouargla est classée par le règlement parasismique algérien **RPA 2003** comme une zone à sismicité négligeable, notée **zone 0**. Alors, une justification de structure parasismique n'est pas nécessaire pour ce projet.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges 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

PRÉ

DIMENSIONNEMENT

DES ÉLÉMENTS.

III-1 Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir et à dimensionner les sections des profilés qui devront résister aux différentes sollicitations suivant les règlements de l'**EUROCOD [3]**, le principe de la vérification nécessite la résistance et la stabilité. Les profilés concernés par cette étude sont : **les pannes, les lisses de bardages, l'échantignoles, les liernes, les potelets, les escaliers.**

III-2 Quelques notions relatives au règlement CCM97 :**III-2-1 Objectif :**

Le règlement CCM97 a pour objectif la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier.

Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit pas que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti feu.

III-2-2 Domaine d'application

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courant respectant les limites imposées dans les sections ci-dessous :

- Les bâtiments courant sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiment à usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitaliers, les bâtiments à usage commerciale tel que les magasins.
- Les structures fabriquées à partir de produits de construction en acier laminés à chaud à l'exception des nuances d'acier à haute résistance.

III-2-3 Classification des sections transversales selon le CCM97 :

Pour les besoins de calcul le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

Classe 1 : sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

Classe 2 : sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

Classe 3 : sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le

voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

Classe 4 : sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

III-3 Pré dimensionnement des pannes :

III-3-1 Définition :

Les pannes ont pour fonction de supporter les charges et les surcharges s'appliquant à la toiture et de les transmettre aux traverses ou bien aux fermes. Elles sont disposées à entraxes constants, parallèlement à la ligne de faitage dans le plan des versants. Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE) ou en (UPE), ou bien en treillis pour les très grandes portées.

Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, selon la figure ci-dessous :

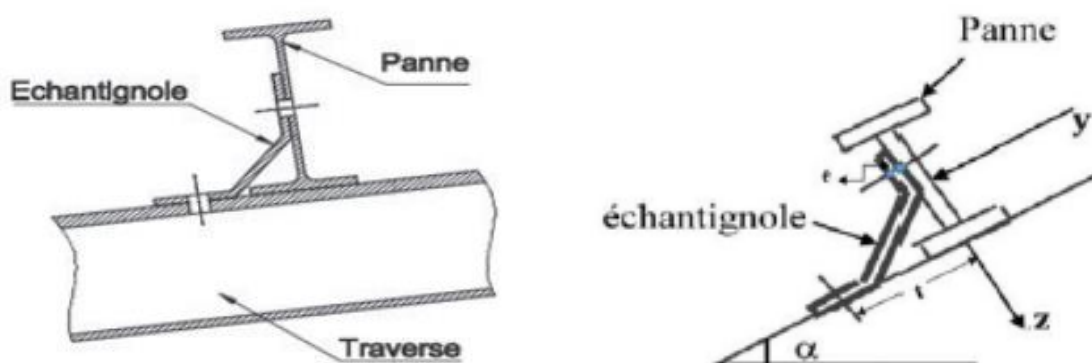


Figure : III-1-Disposition d'une panne sur un versant.

III-3-2 Données de calcul :

- Chaque panne repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des pannes $e=1,4\text{m}$ (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 7 lignes de pannes sur le versant de toiture N° 01
- On dispose de 5 lignes de pannes sur le versant de toiture N° 02
- La pente de chaque versant est $\alpha=7,8^\circ$.
- Les pannes sont en acier S235.

III-3-3 Evaluation des charges et surcharges :

a- Les charges permanentes (G) :

- Poids propre du panneau sandwich TL75 14.2 daN/m².
- Poids propre d'accessoire d'attache 4 daN/m².
- Poids propre de la panne estimer 10.4 daN/m.

$$G_p = [(P \text{ tôle} + P \text{ accessoires}) \times e] + P \text{ panne.}$$

$$G_p = [(14,2 + 4) \times 1,4] + 10,4 = 35,88 \text{ daN/ml.}$$

b- La surcharge d'entretien (p) :

Dans le cas des toitures inaccessible sont considéré uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. (D'après le DTR BC 2.2 article 7.3.1).

La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges ponctuelles P' :

$$M_{\max} = \frac{p' \times l}{3} = \frac{l^2 \times p}{8} \longrightarrow P = \frac{p' \times 8}{3 \cdot l} = \frac{100 \times 8}{3 \cdot 7} = 38,10 \text{ daN/ ml.}$$

Donc la charge d'entretien P = 38,10 daN/ml.

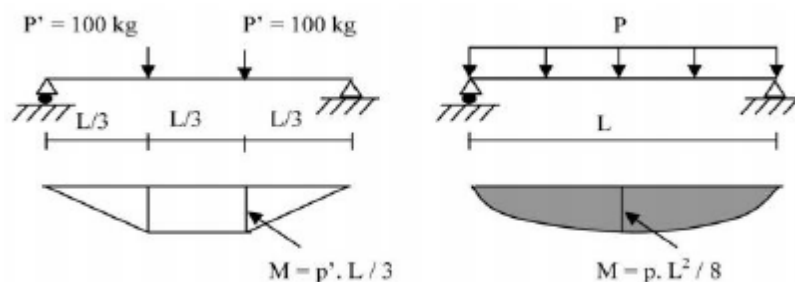


Figure III-2- Moment due à la charge d'entretien.

c- Surcharge climatique du vent :

Les pannes les plus sollicitées se trouvent dans la zone F et G de la toiture :

$$V_f = 245,95 \text{ daN/m}^2 \quad \text{plus défavorable.} \quad (\text{Chapitre II tableau II-9 P 29})$$

$$V = V_f \times e$$

$$V = 245,95 \times 1,4 = 344,44 \text{ daN/ml.}$$

$$V = 344,44 \text{ daN/ml.}$$

III-3-4 Combinaison de charge les plus défavorables :**a- À L'ELU :**

Action vers le bas :

$$Q_{sd} = 1,35 G + 1,5 P = 1,35 \times 35,88 + 1,5 \times 38,10 = 105,58 \text{ daN/ml.}$$

Action vers le haut :

$$Q_z \text{ sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 35,88 \times \cos 7,8 - 1.5 \times 344,44 = -481,11 \text{ daN/ml}$$

$$Q_y \text{ sd} = 1.35 G \sin \alpha = 1.35 \times 35,88 \times \sin 7,8 = 6,57 \text{ daN/ml}$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd}, Q_z \text{ sd}) = \max (105,58 ; -481,11) = -481,11 \text{ daN/m}$$

$$\boxed{Q_{sd} = -481,11 \text{ daN/m}}$$

b- à L'ELS :

Action vers le bas :

$$Q_{sd1} = G + P = 35,88 + 38,10 = 73,98 \text{ daN/ml}$$

Action vers le haut :

$$Q_{sd2} = G \cos \alpha - V = 35,88 \cos 7,8 - 344,44 = -308,9 \text{ daN/m.}$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1}; Q_{sd2}) = \max (73,98; -308,9) = -308,9 \text{ daN/m.}$$

$$\boxed{Q_{sd} = -308,9 \text{ daN/m.}}$$

III-3-5 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, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

III-3-6 Condition de la flèche :

a-La flèche verticale :

$$F_z = \frac{5 \times Q_z \text{ sd} \times L^4}{348 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \text{ mm} \longrightarrow I_y = \geq \frac{5 \times Q_z \text{ sd} \times L^4}{348 \times E \times \frac{l}{200}}$$

$$Q_z \text{ sd} = -308,9 \text{ daN/ ml}$$

$$I_y = \geq \frac{5 \times 3,089 \times 10^{-2} \times 700^4}{348 \times 21\,000 \times \frac{700}{200}} = 1\,449,82 \text{ cm}^4$$

$$\boxed{I_y = 1\,449,82 \text{ cm}^4}$$

b- La flèche horizontale :

$$Q_z \text{ sd} = -308,9 \text{ daN/ ml.}$$

$$I_z = \geq \frac{5 \times 3.089 \times 10^2 \times 350^4}{348 \times 21\,000 \times \frac{350}{200}} = 181,23 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 181,23 \text{ cm}^4$$

On a $I_y \geq 951,54 \text{ cm}^4$ donc on opte un UPN 240.

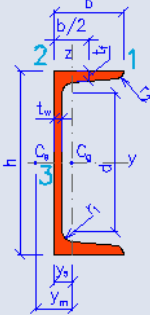
UPN 240			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 24 cm		Axe y	Axe z
b = 8.5 cm		$I_y = 3600 \text{ cm}^4$	$I_z = 247.0 \text{ cm}^4$
$t_f = 1.3 \text{ cm}$		$W_y = 300.0 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 39.50 \text{ cm}^3$
$t_w = 0.95 \text{ cm}$			$W_{z2} = 111.0 \text{ cm}^3$
$r_1 = 1.3 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 358.0 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 74.00 \text{ cm}^3$
$r_2 = 0.65 \text{ cm}$		$i_y = 9.22 \text{ cm}$	$i_z = 2.42 \text{ cm}$
$y_s = 2.24 \text{ cm}$		$S_y = 179.0 \text{ cm}^3$	
$y_m = 4.45 \text{ cm}$		Torsion et flambement	
d = 18.47 cm	$G = 33.2 \text{ kg.m}^{-1}$	$I_w = 2.21\text{E}+4 \text{ cm}^6$	$I_t = 20.90 \text{ cm}^4$
$A_L = 0.78 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$	$A = 42.3 \text{ cm}^2$	$i_w = 2.17 \text{ cm}$	$i_{pc} = 9.53 \text{ cm}$

Tableau III-1 : Dimension et caractéristique de UPN 240.

Classification de la section :

a- Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0.$$

$$\frac{8/2}{1,1} = 3,64 \leq 10 \varepsilon \quad \text{La semelle de classe 1.}$$

b- Classification de l'âme :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\frac{16,7}{0,8} = 20,88 \leq 72 \varepsilon \quad \text{L'âme de classe 1.}$$

On conclut que la section **UPN 240** est de classe 1.

III-3-7 Vérification à la sécurité.

III-3-7-1 Vérification a l'état limite ultime (ELU).

III-3-7-1-1 Vérification a la flexion.

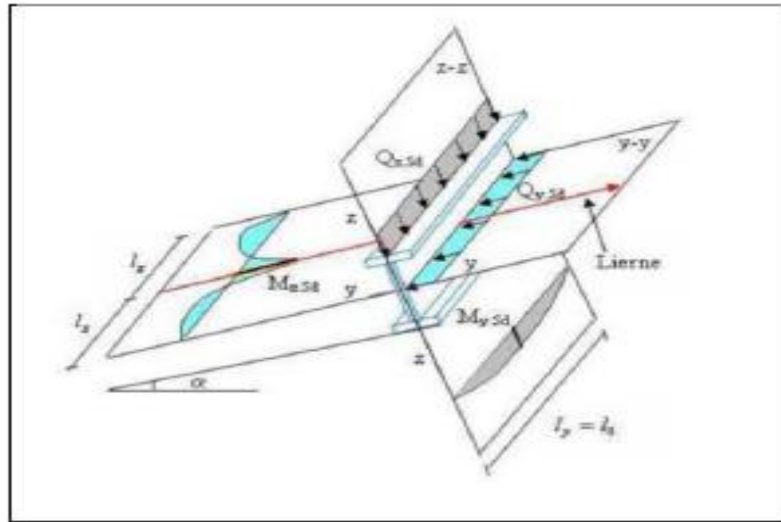


Figure III-3- Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

Pour la vérification de la flexion bi axiale on utilise la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z}} \right]^{\beta} \leq 1 \quad (\text{Formule 5.35 page 68 ; CCM97})$$

Avec : $\alpha = 1$; $\beta = 1$ (pour les sections en UPN, pour plus de sécurité)

$$M_{ply, rd} = \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{358 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 7\,648,18 \text{ daN.m.}$$

$$\mathbf{M_{ply, rd} = 7\,648,18 \text{ daN daN.m.}}$$

$$M_{plz, rd} = \frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{75,7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1\,617,22 \text{ daN.m.}$$

$$\mathbf{M_{plz, rd} = 1\,617,22 \text{ daN.m.}}$$

$$Q_{z, sd} = -481,11 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{481,11 \times 7^2}{8} = 2\,946,80 \text{ daN.m.}$$

$$\mathbf{M_{y, sd} = 2\,946,80 \text{ daN.m.}}$$

$$Q_{y, sd} = -481,11 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times l/2^2}{8} = \frac{481,11 \times (7/2)^2}{8} = 736,70 \text{ daN.ml.}$$

$$\mathbf{M_{z, sd} = 736,70 \text{ daN.ml.}}$$

A.N : pour la vérification de la résistance en flexion :

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z}} \right]^\beta = \left[\frac{2\,946,80}{7\,648,18} \right]^1 + \left[\frac{736,70}{1\,617,22} \right]^1 = 0,84 < 1$$

Conclusion :

La résistance en flexion pour le profilé **UPN 240** est vérifiée.

III-3-7-1-2 Vérification au cisaillement :

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03, Art 5.4.6):

$$V_{z, sd} \leq V_{plz, rd} \quad \text{et} \quad V_{y, sd} \leq V_{ply, rd}$$

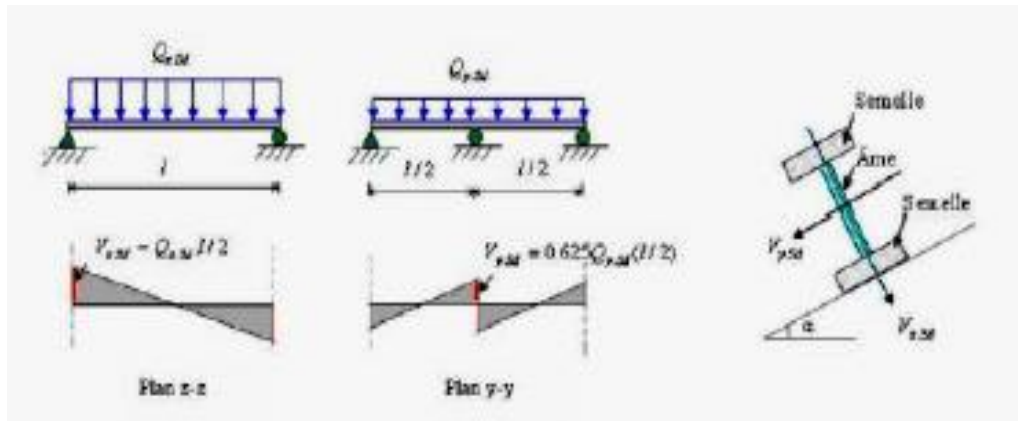


Figure III-4 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{476,65 \times 7}{2} = 1668,34 \text{ daN.}$$

$$\mathbf{V_{z, sd} = 1668,34 \text{ daN}}$$

$$V_{y, sd} = 0,625 Q_{y, sd} \times (l / 2) = 0,625 \times 65,3 \times (7 / 2) = 142,84 \text{ daN.}$$

$$\mathbf{V_{y, sd} = 142,84 \text{ daN.}}$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{AV_z \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{1,1} = \frac{23,7 \times \frac{2\,350}{\sqrt{3}}}{1,1} = 29\,232,3 \text{ daN.}$$

$$\mathbf{V_{plz, Rd} = 29\,232,2 \text{ daN}}$$

$$V_{ply, Rd} = \frac{AV_y \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{1,1} = \frac{18,6 \times \frac{2\,350}{\sqrt{3}}}{1,1} = 22\,941,80 \text{ daN.}$$

$$\mathbf{V_{ply, Rd} = 22\,941,8 \text{ daN.}}$$

$$\mathbf{V_{z, sd} = 1668,34 \text{ daN} < V_{plz, Rd} = 29\,232,2 \text{ daN.}}$$

$$\mathbf{V_{y, sd} = 142,84 \text{ daN} < V_{ply, Rd} = 22\,941,8 \text{ daN.}}$$

Conclusion :

La résistance au cisaillement de profile **UPN 240** est vérifié.

III-3-7-1-3 Vérification au déversement :

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

Semelle supérieure :

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.

Semelle inférieure :

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.

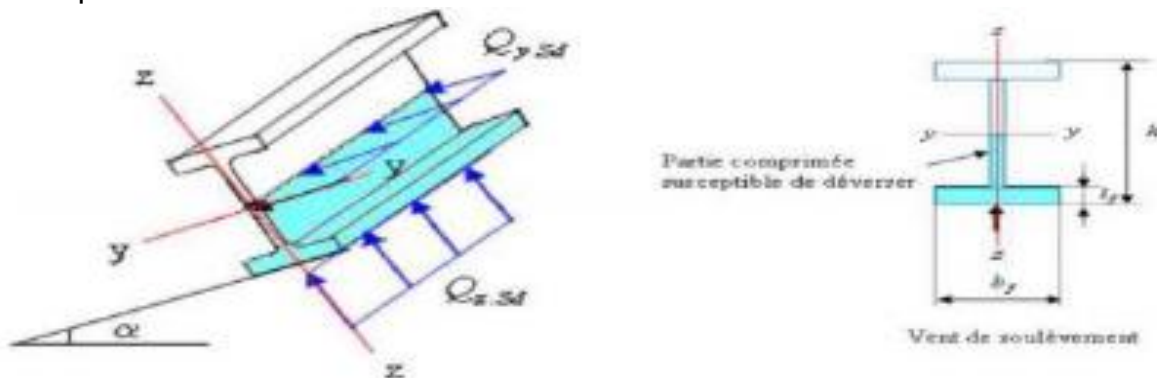


Figure III-5: Déversement d'une panne de toiture.

Les formules de vérification au déversement sont les suivantes : (Formule 5.48 page 79 ; CCM97).

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right] \leq 1$$

Calcul du moment ultime :

$$Q_{z, sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 35,88 \times \cos 7,8 - 1.5 \times 344,44 = 481,11 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{481,11 \times 7^2}{8} = 2\,946,81 \text{ daN/ ml.}$$

$$\mathbf{M_{y, sd} = 2\,946,81 \text{ daN/ ml.}}$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G \sin \alpha = 1.35 \times 35,88 \times \sin 7,8 = 6,57 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times l^2}{8} = \frac{6,57 \times (7/2)^2}{8} = 10,06 \text{ daN/ ml.}$$

$$\mathbf{M_{z, sd} = 10,06 \text{ daN/ ml.}}$$

Calcul du moment résistant au déversement : $M_{b, Rd}$:

$$M_{b, Rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = X_{LT} \cdot M_{ply, Rd} \quad (\text{Eurocode 3 : art 5.5.2})$$

Avec :

$\beta_w = 1,0$ pour les section de classe 1 et 2. L'élançement réduit λ_{LT} est déterminé par la formule suivante : (annexe F à l'eurocode, §F.2)

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[\frac{\lambda/t}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0,5}$$

Avec : $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \text{ €}$ et $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ [fy en N/mm²]

En a fy = 235 donc $\epsilon = 1$ $\lambda_1 = 93.9$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques (profilés laminés I et H), l'élancement vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\left[C_1^{0,5} \left(1 + \frac{L^2 \times t_f^2}{20 \times iz^2 \times h^2} \right) \right]^{0,25}}$$

Avec : pour **UPN 240** : iz = 2,42 cm ; h = 24 cm ; tf = 1,3 cm

L : longueur de maintien latérale à mi- travée = 350 cm.

C1 = 1.132 [Tableau B.1.2 CM97 page 144]

$$\lambda_{LT} = \frac{350/2,42}{\left[1,132^{0,5} \left(1 + \frac{350^2 \times 1,3^2}{20 \times 2,42^2 \times 24^2} \right) \right]^{0,25}} = 100,26.$$

$\lambda_{LT} = 100,26.$

Donc : $\overline{\lambda}_{LT} = \frac{100,26}{93,9} = 1,06$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,06$

Calcule de X_{LT} .

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

Avec: $\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2]$

α_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement.

Les valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection des courbes de déversement :

Courbe de déversement	a	b	c	d
α_{LT}	0,21	0,35	0,49	0,76

Tableau III-2: Facteur d'imperfection α_{LT} .

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau ci-dessous :

Section transversales	Limites	Courbes de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b \geq 2$	b
Section en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b \geq 2$	d
Autres section	-----	d

Tableau III-3 : Choix du type de courbe de déversement.

On a : autres section \longrightarrow courbe de déversement (d) \longrightarrow $\alpha_{LT} = 0,76$.

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0,76 (1,06 - 0.2) + 1,06^2] = 1,39.$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,39 + [1,39^2 - 1,06^2]^{0,5}} = 0,43$$

$$X_{LT} = 0,43$$

A.N pour calcul de Mb, Rd :

$$Mb, Rd = 0,43 \times 7648,18 = 3\,288,71 \text{ daN.m.}$$

$$Mb, Rd = 3\,288,71 \text{ daN.m.}$$

$$\left[\frac{My,sd}{Mb,Rd} \right] + \left[\frac{Mz,sd}{Mplz,Rd} \right] \leq 1 \longrightarrow \left[\frac{2\,946,81}{3\,288,71} \right] + \left[\frac{10,06}{1\,617,22} \right] = 0,9 < 1.$$

Donc la résistance au déversement est vérifiée.

Conclusion :

Le profilé **UPN 240** est vérifié à l'état limite ultime.

III-3-7-2 Vérification à l'état limite de service(ELS) :

III-3-7-2-1 Vérification de la flèche :

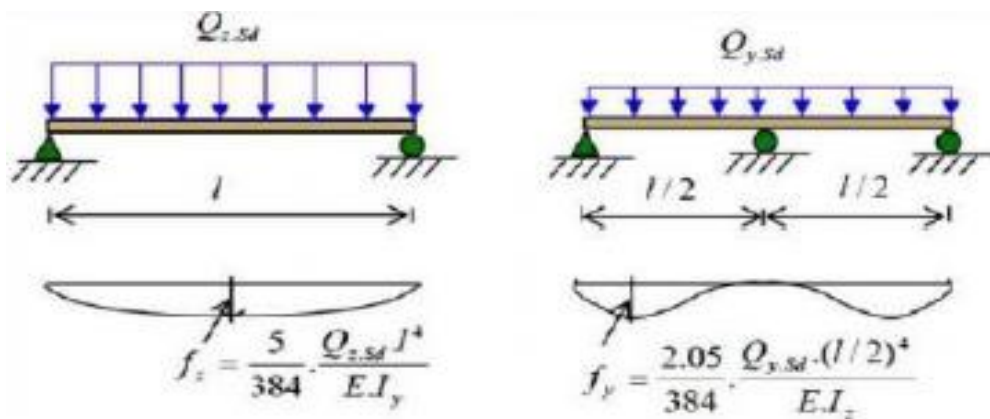


Figure III-6 : Vérification de la flèche.

On a : $Q_{Sd} = -308,9 \text{ daN/ml}$ (déjà calculer).

$$Q_z, Sd = -308,9 \text{ daN/ml}$$

$$Q_y, Sd = -308,9 \text{ daN/ml}$$

Condition de vérification :

$$f \leq f_{ad} \quad \text{Avec : } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

Flèche vertical (suivant zz') :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{700}{200} = 3,5 \text{ cm.}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{z,sd} \cdot l^4}{E \cdot I_y} \longrightarrow f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{308,9 \cdot 10^{-2} \cdot 700^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 3600} = 1,28 \text{ cm.} < f_{ad} = 3,5 \text{ cm.}$$

La flèche verticale est vérifiée.

La flèche latérale (suivant yy') :

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{350}{200} = 1.75 \text{ cm.}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{Qy, sd \cdot (\frac{l}{2})^4}{E \cdot Iz} \longrightarrow f_z = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{308,9 \cdot 10^{-2} \cdot 350^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 248} = 0,42 \text{ cm.} < f_{ad} = 1.75 \text{ cm.}$$

Conclusion

La flèche latérale est vérifiée.

Donc le profile choisis **UPN 240** convient pour les pannes.

III-4 calcul des liernes :

III-4-1 définition :

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi-portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés avec des barres rondes ou de petites cornières. Leurs rôles principaux est d'éviter la déformation latérale des pannes, mais aussi à limiter la longueur de déversement et le flambement latérale pour les parties comprimées.

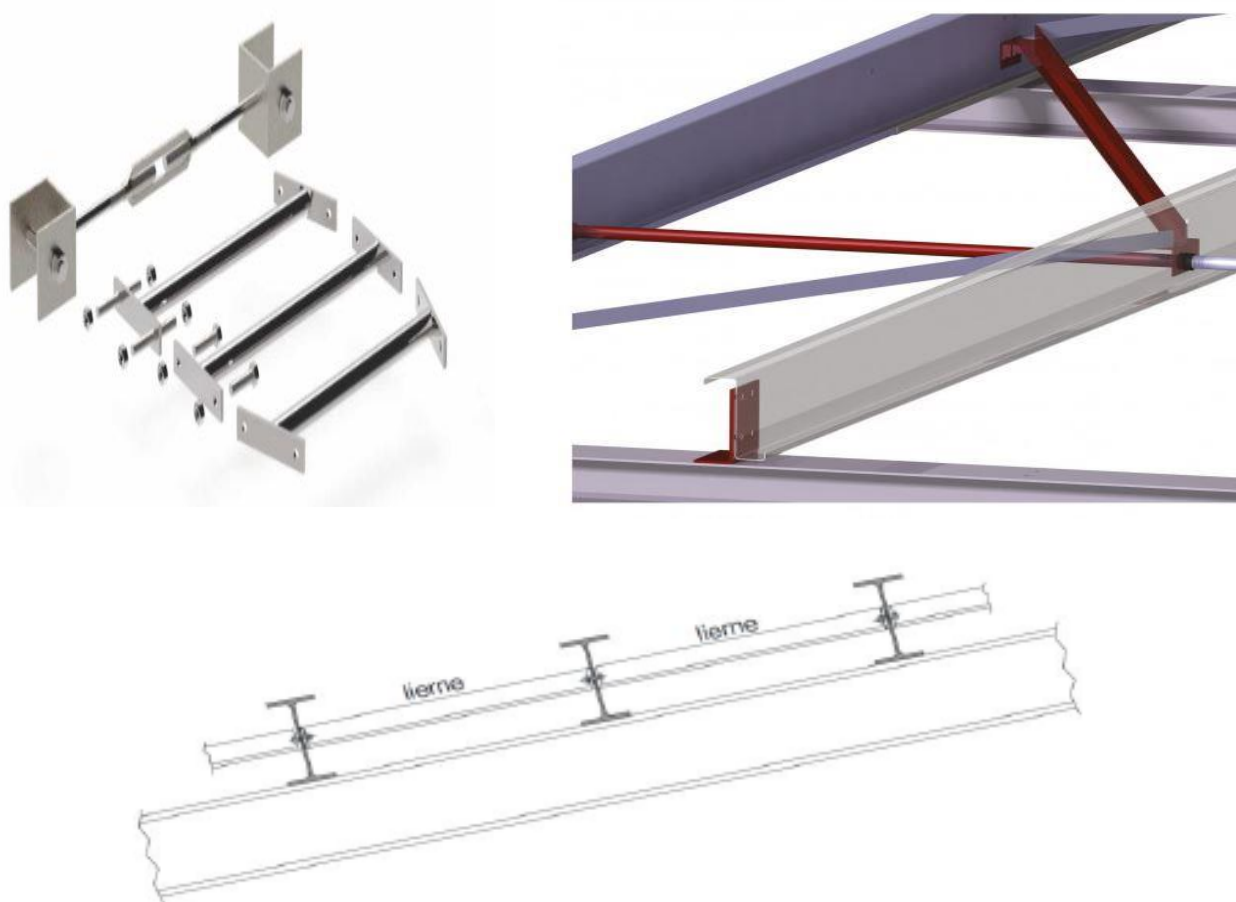


Figure III-7 : Dispositions des liernes.

III-4-2 calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

La réaction **R** au niveau des liernes :

$$R = 1.25 Q_{y,Sd} \times l/2 = 1.25 \times 6,57 \times 3,5 = 28,74 \text{ daN.}$$

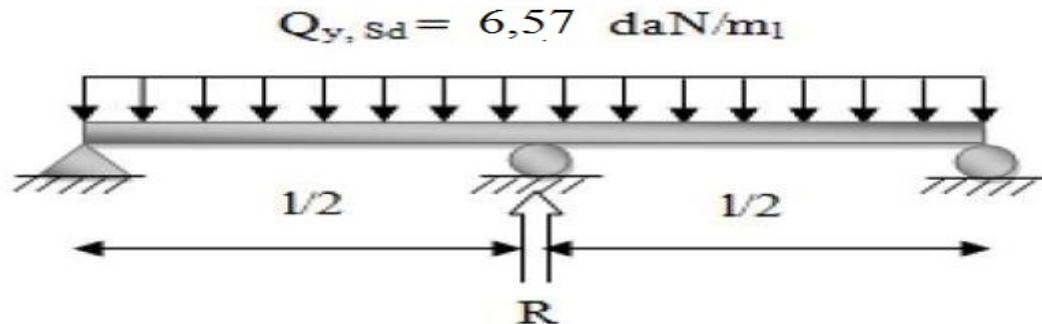


Figure III-8 : Chargement des liernes.

L'effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{28,74}{2} = 14,37 \text{ daN/m.}$$

L'effort dans le tronçon L2 : $T_2 = R + T_1 = 28,74 + 14,37 = 43,11 \text{ daN.}$

L'effort dans le tronçon L3 : $T_3 = R + T_2 = 28,74 + 43,11 = 71,85 \text{ daN.}$

L'effort dans le tronçon L4 : $T_4 = R + T_3 = 28,74 + 71,85 = 100,59 \text{ daN.}$

L'effort dans le tronçon L5 : $T_5 = R + T_4 = 28,74 + 100,59 = 129,33 \text{ daN.}$

L'effort dans le tronçon L6 : $2T_6 \cdot \sin\theta = T_5.$

$$\text{Avec : } \theta = \tan^{-1} \left(\frac{1,4}{3,5} \right) = 21,8^\circ \quad \theta = 21,8^\circ$$

$$T_6 = \frac{T_5}{2 \sin \theta} = \frac{129,33}{2 \sin (21,8)} = 174,13 \text{ daN.}$$

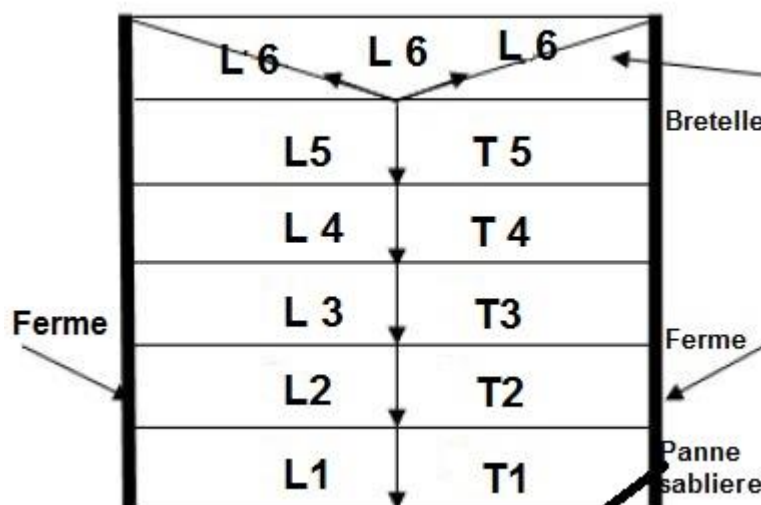


Figure III-9 : Effort dans les liernes.

Le tronçon le plus sollicité est L6 :

$$T6 = NSd = 174,13 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction : $NSd \leq Npl, Rd$

Avec :

$$Npl, Rd = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{Résistance plastique de la section brute}).$$

$$NSd \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \longrightarrow A \geq \frac{T6 \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{174,11 \cdot 1,1}{2 \cdot 350} = 0,082$$

$$A = \frac{\pi \cdot \theta^2}{4} \geq 0,082 \longrightarrow \theta \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,082}{3,14}} = 0,32 \text{ cm}.$$

Soit une barre ronde de diamètre $\varnothing = 0,32 \text{ cm} = 3,20 \text{ mm}$.

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre :

$$\varnothing = 10 \text{ mm}$$

III – 5 Calcul de l'échantignole :

III-5-1 Définition :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage, les pannes sont attachées aux échantignolles par boulonnage.

Les échantignoles sont réalisées au moyen d'un plat plié et elles assurent la liaison entre pannes et structure principale. Elles sont dimensionnées en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant le versant.

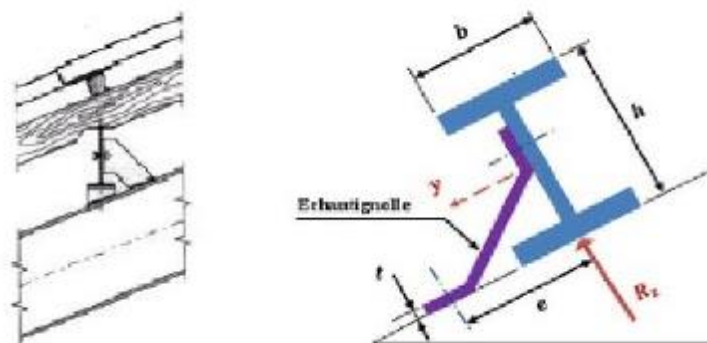


Figure III-10 : Disposition de l'échantignole.

III-5- 2 Calcul des charges revenant à l'échantignole :

(Suivant la méthode du livre de Mr DAHMANI : Calcul des éléments de constructions métalliques selon l'EC 3 [05])

Effort de soulèvement :

$$Q_z, S_d = G \cos \alpha - 1.5V = 35,88 \times \cos 7,8 - 1.5 \times 344,44 = -481,11 \text{ daN/ml}$$

Effort suivant le rampant :

$$Q_y, S_d = 1.35 G \sin \alpha = 1.35 \times 35,88 \times \sin 7,8 = 6,57 \text{ daN / ml}$$

L'excentrement "t" est limité par la condition suivante :

$$2 \left(\frac{b}{2} \right) \leq t \leq 3 \left(\frac{b}{2} \right)$$

Pour **UPN 240** : on a $b = 8,5 \text{ cm}$ et $h = 24 \text{ cm}$

Donc $8 \leq t \leq 12$ soit : $t = 10 \text{ cm}$

Echantignole de rive :

$$R_z = Q_z, S_d \times (l/2) = 481,11 \times \frac{7}{2} = 1683,88 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_y, S_d \times (l/2) = 6,57 \times \frac{7}{2} = 23 \text{ daN}$$

Echantignole intermédiaire :

$$R_z = 2 \times 1683,88 = 3367,76 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times 23 = 46 \text{ daN}$$

Calcul des moments de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times h/2 = (3367,76 \times 10) + (46 \times \frac{24}{2}) = 34229,6 \text{ daN.cm}$$

III-5-3 Dimensionnement de l'échantignolle :

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'Eurocode 03 [05] la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

$$M_{Sd} \leq M_{el, Rd}$$

Avec :

$$M_{el, Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{moment de résistance élastique de la section brute.})$$

$$M_{Sd} = M_R \leq \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \longrightarrow \quad W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{M0}}{f_y} \quad \longrightarrow \quad \frac{34229,6 \cdot 1,1}{2350} = 16,02 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} = 16,02 \text{ cm}^2$$

On a pour les sections rectangulaires :

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{6} \longrightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}}$$

La largeur de l'échantignole « b » est fixe après avoir dimensionné la traverse

b = 17 cm (note de calcul). Pour un profilé IPE 360

$$\text{Donc : } e \geq \sqrt{\frac{6 \times 16,02}{17}} = 2,37 \text{ cm} = 23,7 \text{ mm}$$

On opte pour un échantignole de : **e = 2,5 cm.**

III-6 Calcul des lisses de bardages :

III-6-1 Définition :

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et les charges s'appliquant sur ces bardages (pression ou dépression du vent). Elles sont disposées horizontalement à entraxes constants, portant sur les poteaux de portique ou potelets intermédiaires. Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE, UAP) ou en éléments formés par des tôles pliées.

III-6-2 Mode de fonctionnement :

Les lisses, ont pour rôle de reprendre les efforts du vent exercés sur le bardage. Elles sont posées (ou orientées) dans le sens de sa plus grande inertie (maximale) dans le plan horizontal. Autrement dit ; l'âme doit être placée horizontalement. Par ailleurs, la lisse doit reprendre son poids propre et le poids du bardage qu'elle supporte. De ce fait, elle fléchit verticalement sous l'effet de ces actions permanentes par rapport à son axe faible d'inertie.

En présence simultanée du vent et de ces actions permanentes, elle fonctionne à la flexion bi-axiale ou déviée. Pour les lisses de bardage, dans la quasi-totalité des cas, ce sont les conditions, de limitation de flèches (calcul l'ELS) qui sont les plus défavorables (ou bien dimensionnent). Par conséquent, la vérification à l'ELS ne doit jamais être omise.

III-6-3 Calcul des lisses au long-pan :

III-6-3-1 Données de calcul :

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- La portée entre axe des lisses e = 1,3 m (espace entre 2 lisses).
- On dispose de 7 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs LL35).....10.9 daN/m².
- Poids propre d'accessoires d'attache.....4 daN/m².
- Poids propre de la lisse estimé12 daN/ml.

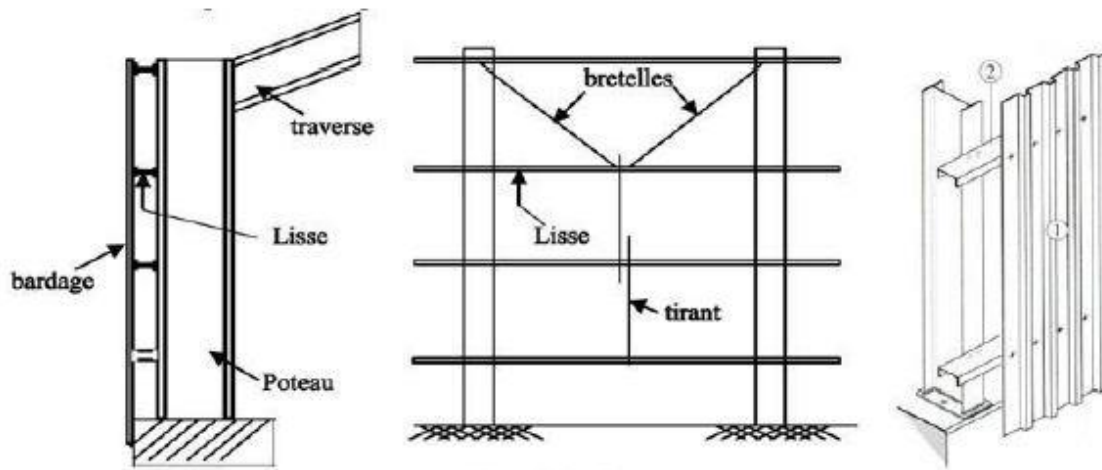


Figure III-11 : Disposition des lisses de bardages.

III-6-3-2 Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme).

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (10.9 + 4) \times 1,3 + 12$$

$$G = 31,37 \text{ daN/ml.}$$

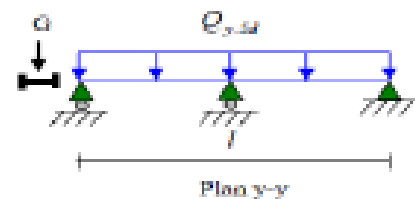


Figure III-12 : répartition des charges dans le plan y-y.

Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme).

$V = 31,39 \text{ daN/m}^2$ (Parois verticale sens long pan **Zone D**) (Tableau II-8: récapitulation)

$$V = 31,39 \times 1,3 = 40,81 \text{ daN/ml.}$$

$$V = 40,81 \text{ daN/ml.}$$

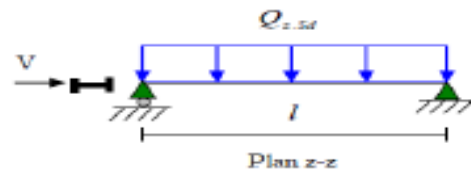


Figure III-13 : répartition des charges dans le plan z-z.

III-6-3-3 Charge appliqué à l'ELU Combinaison de charge la plus défavorable :

$$\text{ELU} = 1,35G + 1,5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1,35 \times 31,37 = 42,35 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1,5 \times 40,81 = 61,21 \text{ daN/ml.}$$

III-6-3-4 Charge appliqué à l'ELS Combinaison de charge la plus défavorable :

$$\text{ELS} = G + V$$

$$Q_{y, Sd} = G = 31,37 \text{ daN/ml.}$$

$Q_z, S_d = V = 40,81 \text{ daN/ml}$.

III-6-3-5 Condition de la flèche :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifiant la condition suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

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

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{700}{200} = 3,5 \text{ cm}.$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_z} \longrightarrow f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{40,81 \cdot 10^{-2} \times 700^4}{2,1 \cdot 10^6 \times I_z} \leq f_{ad} = 3,5 \text{ cm}.$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{40,81 \cdot 10^{-2} \times 700^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 3,5} = 173,58 \text{ cm}^4.$$

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

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{350}{200} = 1,75 \text{ cm}.$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{G \cdot (\frac{l}{2})^4}{E \cdot I_z} \longrightarrow f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{31,37 \cdot 10^{-2} \times 350^4}{2,1 \cdot 10^6 \times I_z} \leq f_{ad} = 1,75 \text{ cm}.$$

$$I_z \geq \frac{2,05}{384} \cdot \frac{31,37 \cdot 10^{-2} \times 350^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 1,75} = 6,84 \text{ cm}^4.$$

Donc d'après les tableaux des profilés UPN on adopte un profilé **UPN 100**.

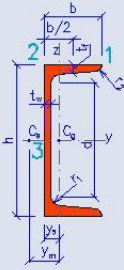
UPN 100			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 10 cm		Axe y	Axe z
b = 5 cm		$I_y = 205.0 \text{ cm}^4$	$I_z = 29.10 \text{ cm}^4$
$t_f = 0.85 \text{ cm}$		$W_y = 41.10 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 8.450 \text{ cm}^3$
$t_w = 0.6 \text{ cm}$			$W_{z2} = 18.80 \text{ cm}^3$
$r_1 = 0.85 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 49.00 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 16.20 \text{ cm}^3$
$r_2 = 0.45 \text{ cm}$		$i_y = 3.91 \text{ cm}$	$i_z = 1.47 \text{ cm}$
$y_s = 1.55 \text{ cm}$		$S_y = 24.50 \text{ cm}^3$	
$y_m = 2.97 \text{ cm}$		Torsion et flambement	
d = 6.43 cm	$G = 10.6 \text{ kg.m}^{-1}$	$I_w = 417.0 \text{ cm}^6$	$I_t = 2.910 \text{ cm}^4$
$A_L = 0.37 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$	$A = 13.5 \text{ cm}^2$	$i_w = 1.09 \text{ cm}$	$i_{pc} = 4.17 \text{ cm}$

Tableau III-4 : dimension et caractéristique d'UPN 100.

Classification de la section :

a- Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0.$$

$$\frac{5/2}{0,85} = 2,94 \leq 10 \varepsilon \quad \text{La semelle de classe 1.}$$

b- Classification de l'âme :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\frac{6,43}{0,6} = 10,72 \leq 72 \varepsilon \quad \text{L'âme de classe 1.}$$

On conclut que la section **UPN 100** est de classe 1.

III-6-3-6 Vérification de la sécurité de l'UPN100 à l'état limite ultime :

III-6-3-6-1 Vérification à la flexion :

La vérification de la section à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{Formule 5.35 page 68 ; CCM97})$$

Avec : $\alpha = 1$; $\beta = 1$ (pour les sections en UPN, pour plus de sécurité)

$$M_{ply, rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{49 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1046,82 \text{ daN.m.}$$

$$\mathbf{M_{ply, rd} = 1046,82 \text{ daN daN.m.}}$$

$$M_{plz, rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16,20 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 346,10 \text{ daN.m.}$$

$$\mathbf{M_{plz, rd} = 346,10 \text{ daN.m.}}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_z \text{ sd} \times l^2}{8} = \frac{61,21 \times 7^2}{8} = 374,91 \text{ daN.m.}$$

$$\mathbf{M_{y, sd} = 374,91 \text{ daN.m.}}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_y \text{ sd} \times l/2^2}{8} = \frac{42,35 \times (7/2)^2}{8} = 64,85 \text{ daN.m.}$$

$$\mathbf{M_{z, sd} = 64,85 \text{ daN.m.}}$$

A.N : pour la vérification de la résistance en flexion :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z}} \right]^\beta = \left[\frac{374,91}{1046,82} \right]^1 + \left[\frac{64,85}{346,10} \right]^1 = 0,36 + 0,19 = 0,55 < 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La résistance de l'UPN 100 est vérifiée vis-à-vis à la flexion déviée.

III-6-3-6-2 Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03, Art 5.4.6) :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \quad \text{et} \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{61,21 \times 7}{2} = 214,24 \text{ daN.}$$

$$V_{z,sd} = 214,24 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0,625 Q_{y,sd} \times (l/2) = 0,625 \times 42,35 \times (7/2) = 92,64 \text{ daN.}$$

$$V_{y,sd} = 92,64 \text{ daN.}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{AV_z \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{1,1} = \frac{6,46 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1,1} = 7\,967,96 \text{ daN.}$$

$$V_{plz,Rd} = 7\,967,96 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{AV_y \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{1,1} = \frac{8,21 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1,1} = 10\,126,46 \text{ daN.}$$

$$V_{ply,Rd} = 10\,126,46 \text{ daN.}$$

$$V_{z,sd} = 214,24 \text{ daN} < V_{plz,Rd} = 7\,967,96 \text{ daN.}$$

$$V_{y,sd} = 92,64 \text{ daN} < V_{ply,Rd} = 10\,126,46 \text{ daN.}$$

Conclusion :

La résistance au cisaillement de profile **UPN 100** est vérifiée.

III-6-3-6-3 Vérification au déversement :

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur.

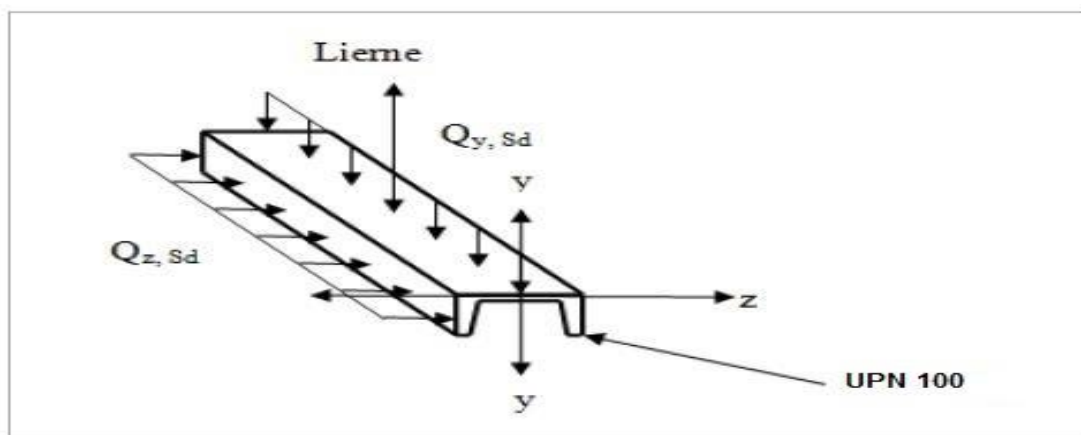


Figure III-14 : Chargement appliqué au niveau d'une lisse de bardage.

III-6-3-7 Vérification de la sécurité de l'UPN 100 à l'état limite de service :

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$Q = G + V$$

Condition de vérification :

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{700}{200} = 3,5 \text{ cm.}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{V \cdot l^4}{E \cdot IY}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{40,81 \cdot 10^{-2} \times 700^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 205} = 2,96 \text{ cm} \leq 3,5 \text{ cm} \dots\dots \text{Ok}$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{350}{200} = 1,75 \text{ cm.}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{G \cdot (\frac{l}{2})^4}{E \cdot Iz}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{31,37 \cdot 10^{-2} \times 350^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 29,10} = 0,41 \text{ cm} \leq 1,75 \text{ cm} \dots\dots \text{Ok}$$

Conclusion:

La lisse de pignon en **UPN 100** est vérifiée à la sécurité.

III-6-3-8 Calcul des liernes au long-pan :

III-6-3-8-1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

Réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25 \times (1,35G) \times l/2 = 1,25 \times (1,35 \times 31,37) \times 3,5 = 185,28 \text{ daN.}$$

L'effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la lisse :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{185,28}{2} = 92,64 \text{ daN.}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon L2 : } T_2 = R + T_1 = 185,28 + 92,64 = 277,92 \text{ daN.}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon L3 : } T_3 = R + T_2 = 185,28 + 277,92 = 463,20 \text{ daN.}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon L4 : } T_4 = R + T_3 = 185,28 + 463,20 = 648,48 \text{ daN.}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon L5 : } 2T_5 \cdot \sin\theta = T_4$$

Avec : $\theta = \tan^{-1} \left(\frac{1,3}{3,5} \right) = 20,38^\circ$

$\theta = 20,38^\circ$

$T5 = \frac{T4}{2 \sin \theta} = \frac{648,48}{2 \sin (20,38)} = 931,07 \text{ daN.}$

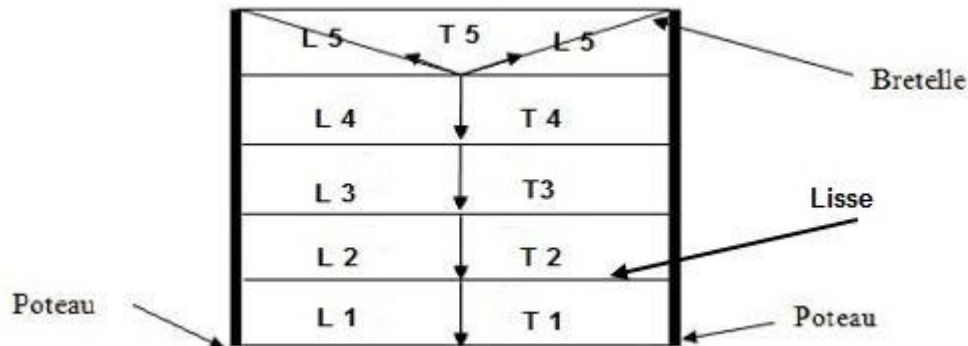


Figure III-15 : Efforts dans les Liernes de long-pan.

Le tronçon le plus sollicité est L5 :

$T5 = NSd = 931,07 \text{ daN}$

Les liernes travaillent en traction : $NSd \leq Npl, Rd$

Avec :

$Npl, Rd = \frac{A \cdot fy}{\gamma_{M0}}$ (Résistance plastique de la section brute).

$NSd \leq \frac{A \cdot fy}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{T5 \cdot \gamma_{M0}}{fy}$

$A \geq \frac{931,07 \cdot 1,1}{2 \cdot 350} = 0,44$

$A = \frac{\pi \cdot \theta^2}{4} \geq 0,44 \Rightarrow \theta \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,44}{3,14}} = 0,75 \text{ cm.}$

Soit une barre ronde de diamètre $\varnothing = 0,75 \text{ cm} = 7,50 \text{ mm}$.

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre :

$\varnothing = 10 \text{ mm}$

III-6-4 Calcul des lisses au pignon :

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses $e = 1,3 \text{ m}$ (espace entre 2 lisses).
- On dispose de 9 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les pannes sont en acier S235.
- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs LL35).....10.9 daN/m².
- Poids propre d'accessoires d'attache.....4 daN/m².

- Poids propre de la lisse estimé12 daN/ml.

III-6-4-1 Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme)G

$$= (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (10.9 + 4) \times 1,3 + 12$$

$$G = 31,37 \text{ daN/ml.}$$

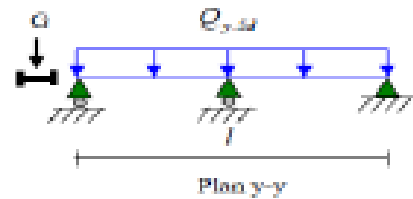


Figure III-16 : répartition des charges dans le plan y-y.

Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme).

$$V = 55,33 \text{ daN/m}^2 \text{ (Parois verticale sens pignon Zone D) (Tableau II-9 : récapitulation)}$$

$$V = 55,33 \times 1,3 = 71,93 \text{ daN/ml.}$$

$$V = 71,93 \text{ daN/ml.}$$

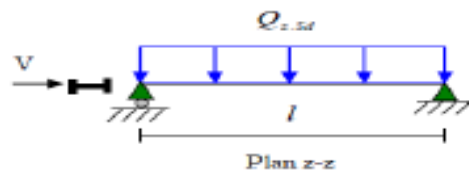


Figure III-17 : répartition des charges dans le plan z-z.

III-6-4-2 Charge appliqué à l'ELU Combinaison de charge la plus défavorable :

$$\text{ELU} = 1,35G + 1,5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1,35 \times 31,37 = 42,35 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1,5 \times 71,93 = 107,9 \text{ daN/ml.}$$

III-6-4-3 Charge appliqué à l'ELS Combinaison de charge la plus défavorable :

$$\text{ELS} = G + V$$

$$Q_{y, Sd} = G = 31,7 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, Sd} = V = 71,93 \text{ daN/ml.}$$

III-6-4-4 Condition de la flèche :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifiant la condition suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

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

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{640}{200} = 3,2 \text{ cm.}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} \longrightarrow f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{71,93 \cdot 10^{-2} \times 640^4}{2,1 \cdot 10^6 \times I_y} \leq f_{ad} = 3,2 \text{ cm.}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{71,93 \cdot 10^{-2} \times 640^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 3,2} = 233,83 \text{ cm}^4.$$

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

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{320}{200} = 1,6 \text{ cm.}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{G \cdot (\frac{l}{2})^4}{E \cdot I_z} \longrightarrow f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{31,37 \cdot 10^{-2} \times 320^4}{2,1 \cdot 10^6 \times I_z} \leq f_{ad} = 1,6 \text{ cm.}$$

$$I_z \geq \frac{2,05}{384} \cdot \frac{31,37 \cdot 10^{-2} \times 320^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 1,6} = 5,23 \text{ cm}^4.$$

Donc d'après les tableaux des profilés UPN on adopte un profilé **UPN 120**.

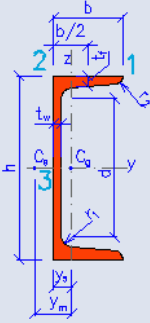
UPN 120			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 12 cm		Axe y	Axe z
b = 5.5 cm		$I_y = 364.0 \text{ cm}^4$	$I_z = 43.10 \text{ cm}^4$
$t_f = 0.9 \text{ cm}$		$W_y = 60.70 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 11.10 \text{ cm}^3$
$t_w = 0.7 \text{ cm}$			$W_{z2} = 26.80 \text{ cm}^3$
$r_1 = 0.9 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 72.80 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 21.10 \text{ cm}^3$
$r_2 = 0.45 \text{ cm}$		$i_y = 4.63 \text{ cm}$	$i_z = 1.59 \text{ cm}$
$y_s = 1.61 \text{ cm}$		$S_y = 36.40 \text{ cm}^3$	
$y_m = 3.07 \text{ cm}$		Torsion et flambement	
d = 8.21 cm	$G = 13.3 \text{ kg.m}^{-1}$	$I_w = 905.0 \text{ cm}^6$	$I_t = 4.280 \text{ cm}^4$
$A_L = 0.43 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$	$A = 17 \text{ cm}^2$	$i_w = 1.26 \text{ cm}$	$i_{pc} = 4.9 \text{ cm}$

Tableau III-5 : dimension et caractéristique de l'UPN 120.

Classification de la section :

a- Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0.$$

$$\frac{5,5/2}{0,9} = 3,05 \leq 10 \varepsilon \quad \text{La semelle de classe 1.}$$

b- Classification de l'âme :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\frac{8,2}{0,7} = 11,7 \leq 72 \varepsilon \quad \text{L'âme de classe 1.}$$

On conclut que la section **UPN 120** est de classe 1.

III-6-4-5 Vérification de la sécurité de l'UPN120 à l'état limite ultime :**III-6-4-5-1 Vérification à la flexion :**

La vérification de la section à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{Formule 5.35 page 68 ; CCM97})$$

Avec : $\alpha = 1$; $\beta = 1$ (pour les sections en UPN, pour plus de sécurité)

$$M_{ply, rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72,6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1551 \text{ daN.m.}$$

$$\mathbf{M_{ply, rd} = 1551 \text{ daN.m.}}$$

$$M_{plz, rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{21,20 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 452,91 \text{ daN.m..}$$

$$\mathbf{M_{plz, rd} = 452,91 \text{ daN.m..}}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{107,9 \times 6,4^2}{8} = 552,44 \text{ daN.ml.}$$

$$\mathbf{M_{y, sd} = 552,44 \text{ daN.ml.}}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_y \times l^2}{8} = \frac{42,35 \times (6,4/2)^2}{8} = 54,21 \text{ daN.ml.}$$

$$\mathbf{M_{z, sd} = 54,21 \text{ daN.ml.}}$$

A.N : pour la vérification de la résistance en flexion :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z}} \right]^\beta = \left[\frac{552,44}{1551} \right]^1 + \left[\frac{54,21}{452,91} \right]^1 = 0,35 + 0,12 = 0,47 < 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La résistance de l'UPN 120 est vérifiée vis-à-vis à la flexion déviée.

III-6-4-5-2 Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes (Eurocode [3], Art 5.4.6):

$$\mathbf{V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \quad \text{et} \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,rd}}$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{107,9 \times 6,4}{2} = 345,28 \text{ daN.}$$

$$V_z, sd = 345,28 \text{ daN}$$

$$V_y, sd = 0,625 Q_{y,sd} \times (l/2) = 0,625 \times 42,35 \times (6,4/2) = 84,7 \text{ daN.}$$

$$V_y, sd = 84,7 \text{ daN.}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{AV_z \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{1,1} = \frac{8,8 \times \frac{2 \cdot 350}{\sqrt{3}}}{1,1} = 10\,854,18 \text{ daN.}$$

$$V_{plz.Rd} = 10\,854,18 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{AV_y \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{1,1} = \frac{8,2 \times \frac{2 \cdot 350}{\sqrt{3}}}{1,1} = 10\,114,12 \text{ daN.}$$

$$V_{ply.Rd} = 10\,114,12$$

$$\text{daN. } V_z, sd = 345,28 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 10\,854,18$$

$$\text{daN. } V_y, sd = 84,7 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 10\,114,12 \text{ daN.}$$

Conclusion :

La résistance au cisaillement de profile **UPN 120** est vérifiée.

III-6-4-5-3 Vérification au déversement :

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur.

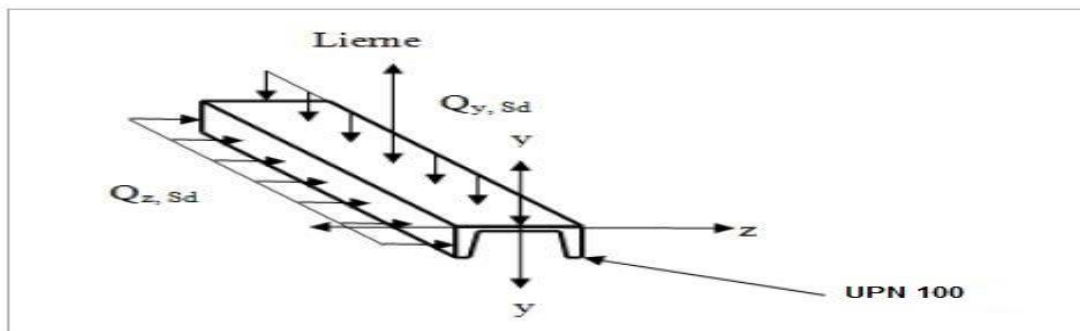


Figure III-18 : Chargement appliqué au niveau d'une lisse de bardage.

III-6-4-6 Vérification de la sécurité de l'UPN 120 à l'état limite de service :

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$Q = G + V$$

Condition de vérification :

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{640}{200} = 3,2 \text{ cm.}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{V \cdot l^4}{E \cdot IY}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{71,93 \cdot 10^{-2} \times 640^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 364} = 2,05 \text{ cm} \leq 3,2 \text{ cm} \dots\dots \text{Ok}$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{320}{200} = 1,6 \text{ cm.}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{G \cdot (\frac{l}{2})^4}{E \cdot Iz}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{31,37 \cdot 10^{-2} \times 320^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 43,2} = 0,19 \text{ cm} \leq 1,6 \text{ cm} \dots\dots \text{Ok}$$

Conclusion:

La lisse de pignon en **UPN 120** est vérifiée à la sécurité.

III-6-4-7 : Calcul des liernes du pignon :

III-6-3-7-1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

Réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25 \times (1,35G) \times l/2 = 1,25 \times (1,35 \times 31,37) \times 3,2 = 169,4 \text{ daN.}$$

L'effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la lisse :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{169,4}{2} = 84,7 \text{ daN.}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon L2 : } T_2 = R + T_1 = 169,4 + 84,7 = 254,1 \text{ daN.}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon L3 : } T_3 = R + T_2 = 169,4 + 254,1 = 423,5 \text{ daN.}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon L4 : } T_4 = R + T_3 = 169,4 + 423,5 = 592,9 \text{ daN.}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon L5 : } T_5 = R + T_4 = 169,4 + 592,9 = 762,3 \text{ daN.}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon L6 : } T_6 = R + T_5 = 169,4 + 762,3 = 931,7 \text{ daN.}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon L7 : } T_7 = R + T_6 = 169,4 + 931,7 = 1101,1 \text{ daN.}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon L8 : } 2T_8 \cdot \sin \theta = T_7.$$

$$\text{Avec : } \theta = \tan^{-1} \left(\frac{1}{3,2} \right) = 17,35^\circ$$

$$\theta = 17,35^\circ$$

$$T_8 = \frac{T_7}{2 \sin \theta} = \frac{1101,1}{2 \sin (17,35)} = 1846,20 \text{ daN.}$$

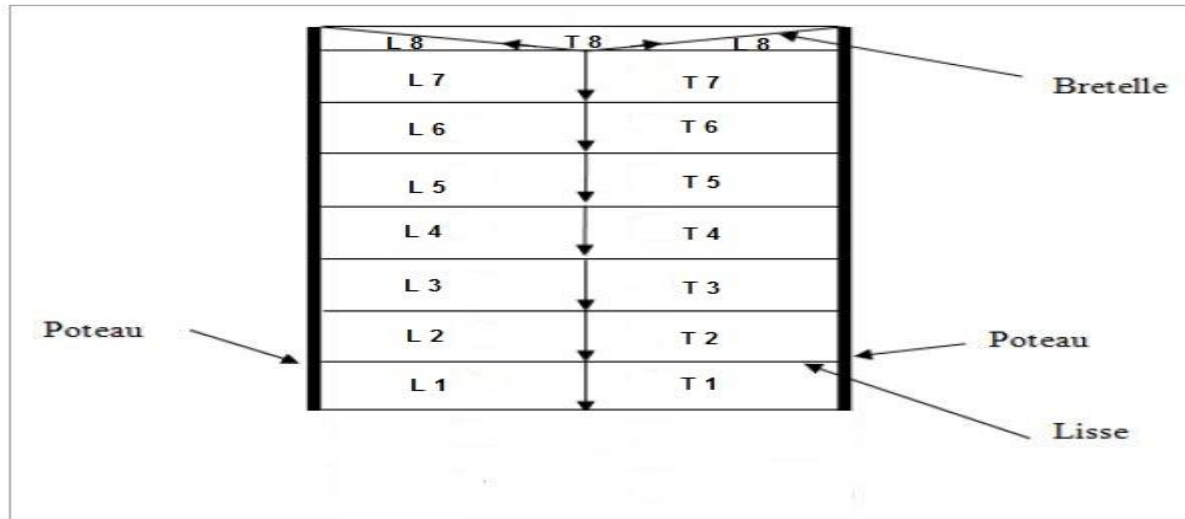


Figure III-19 : Efforts dans les liernes de pignon.

Le tronçon le plus sollicité est L8 :

$$T8 = NSd = 1\,846,20 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction : $NSd \leq Npl, Rd$

Avec :

$$Npl, Rd = \frac{A \cdot fy}{\gamma_{M0}} \quad (\text{Résistance plastique de la section brute}).$$

$$NSd \leq \frac{A \cdot fy}{\gamma_{M0}} \longrightarrow A \geq \frac{T8 \cdot \gamma_{M0}}{fy}$$

$$A \geq \frac{1\,846,20 \cdot 1,1}{2\,350} = 0,86$$

$$A = \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} \geq 0,86 \longrightarrow \varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,86}{3,14}} = 1,01 \text{ cm}.$$

Soit une barre ronde de diamètre $\varnothing = 1,01 \text{ cm} = 10,1 \text{ mm}$.

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre :

$$\varnothing = 12 \text{ mm}$$

III-7 Pré dimensionnement des potelets :

II-7-1 Introduction

Les potelets sont des montants destinés à rigidifier les façades (bardages) et principalement sous l'effet des efforts horizontaux (actions du vent). Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (couverture métallique ou en maçonnerie) et de la hauteur de la construction. Le plus souvent, sont réalisés en profilés laminés (I ou H).

III-7-2 Détermination des sollicitations :

Le potelet travaille à la flexion sous 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. Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions due au vent.
- Flamber lorsqu'il est très élancé.
- Déverser sous les dépressions dus au vent

III-7-3 Les données de calcul :

- La hauteur de potelet le plus chargé $L = 8,676\text{m}$.
- La longueur de la lisse $L = 6,4\text{ m}$.
- L'entre axe des potelets $e = 6,4\text{ m}$.
- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n = 9$).
- On dispose de 9 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs LL35)..... $10,9\text{ daN/m}^2$.
- Poids propre d'accessoires de pose 5 daN/m^2 .
- Poids propre de la lisse (**UPN120**)..... $13,4\text{ kg/ml}$.

III-7-4 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (potelet du milieu) :**Charges permanents G :**

$$G = (P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times n_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times \text{Stributaire}$$

$$G = (13,4 \times 6,4 \times 9) + (10,9 + 5) \times (6,4 \times 8,676)$$

$$\mathbf{G = 1\,654,71\,daN.}$$

Surcharges climatiques V :

$$\mathbf{V = 55,33\,daN/m^2}$$
 (Surcharge climatique chapitre II, Tableau II-9,

$$P29). \quad V = 55,33 \times 6,4 = 354,11\text{ daN/ml.}$$

$$\mathbf{V = 354,11\,daN/ml.}$$

III-7-5 Dimensionnement du potelet :**III-7-5-1 Sous la condition de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées :

$$\mathbf{V = 331,98\,daN/ml.}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{V \cdot l^4}{E \cdot IY} \leq f_{ad} = \frac{l}{200} \quad (l = 867,6\text{ cm: longueur du potelet le plus chargé}).$$

$$f_{ad} = \frac{867,6}{200} = 4,34\text{ cm.}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{354,11 \cdot 10^{-2} \times 867,6^4}{2,1 \cdot 10^6 \times IY} \leq f_{ad} = 4,34\text{ cm.}$$

$$IY \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{354,11 \cdot 10^{-2} \times 867,6^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 4,34} = 2866,46 \text{ cm}^4.$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

Ce qui correspond à un profilé **HEA200** ($I_y = 3692 \text{ cm}^4$).

HE200A			
Dimensions		Valeurs statiques	
$h = 19 \text{ cm}$		Axe y	Axe z
$b = 20 \text{ cm}$		$I_y = 3692 \text{ cm}^4$	$I_z = 1336 \text{ cm}^4$
$t_f = 1 \text{ cm}$		$W_{y1} = 388.6 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 133.6 \text{ cm}^3$
$t_w = 0.65 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 429.5 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 203.8 \text{ cm}^3$
$r_1 = 1.8 \text{ cm}$		$i_y = 8.280 \text{ cm}$	$i_z = 4.980 \text{ cm}$
$y_s = 10 \text{ cm}$		$S_y = 215.0 \text{ cm}^3$	$S_z = 102.0 \text{ cm}^3$
$d = 13.4 \text{ cm}$		Torsion et flambement	
$A = 53.83 \text{ cm}^2$		$I_w = 1.08 \text{E}+5 \text{ cm}^6$	$I_t = 20.98 \text{ cm}^4$
$A_L = 1.14 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$	$G = 42.3 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$	$i_w = 4.635 \text{ cm}$	$i_{pc} = 9.665 \text{ cm}$

Tableau III-6 : dimension et caractéristique de HEA 200.

Calcul de la charge permanent G (avec HEA 200) :

$$G = G + (P_{\text{profilé}} \times L_{\text{profilé}}) = 1654,71 + (42,3 \times 8,676).$$

$$\mathbf{G = 2021,71 \text{ daN}}$$

III-7-5-2 Vérification de la section à la résistance Incidence de l'effort tranchant :

Incidence de l'effort tranchant :

$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$ (Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant).

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1,5 \times 354,11 = 531,17 \text{ daN/ml.}$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{531,17 \times 8,676}{2} = 2304,22 \text{ daN.}$$

$$\mathbf{V_{z, sd} = 2304,22 \text{ daN}}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{AVZ \times \frac{fy}{\sqrt{3}}}{1,1} = \frac{18,08 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1,1} = 22300,41 \text{ daN.}$$

$$\mathbf{V_{plz,Rd} = 22300,41 \text{ daN}}$$

$$V_{sd} = 2304,22 \text{ daN} \leq 0.5 V_{pl,Rd} = 11150,2 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Incidence de l'effort normal :

$N_{Sd} \leq \min (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{Sd} = 1,35 G = 1,35 \times 2\,021,71 = 2\,729,30 \text{ daN.}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,8 \times 2\,350}{1,1} = 114\,936,36 \text{ daN.}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 28\,734,1 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = (53,8 - 2 \times 20 \times 1) = 13,8 \text{ cm}^2.$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,5 \times 13,8 \times 2\,350 / 1,1 = 14\,740,9 \text{ daN.}$$

$$N_{Sd} = 2\,729,30 \leq \min (0.25 N_{pl,Rd} = 28\,734,1 ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 14\,740,9).$$

$$N_{Sd} = 2\,729,30 \text{ daN} \leq 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 14\,740,9 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

Vérification à la flexion :

$$M_{y,Sd} \leq M_{cy,Rd}$$

Avec :

$M_{cy,Sd}$: c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

Classification de la section :

a- Classification de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0.$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{20/2}{1} = 10 \leq 10 \varepsilon \quad \text{La semelle de classe 1.}$$

b- Classification de l'âme (flexion composée) :

$$a = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{et } d_c = \frac{N_{Sd}}{t_w \times f_y} = \frac{2\,729,30}{0,65 \times 2\,350} = 1,8 \text{ cm.}$$

$$a = \frac{1}{13,4} \left(\frac{13,4 + 1,8}{2} \right) = 0,6 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 a - 1)} \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0.$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{13,4}{0,65} = 20,61 \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 a - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0,6 - 1)} = 58,24 \quad \text{l'âme est de classe 1.}$$

La section est de classe 1

$$M_{cy,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{429,5 \times 2350}{1,1} = 917\,568,18 \text{ daN.cm}$$

$$M_{cy,Rd} = 917\,568 \text{ daN.m.}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1,5 \times 354,11 = 531,17 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{531,17 \times 8,676^2}{8} = 4\,997,84 \text{ daN.m.}$$

$$M_{y, sd} = 4\,997,84 \text{ daN.m} \leq M_{cy,Rd} = 917\,568 \text{ daN.m} \dots \text{condition verifier.}$$

III-7-5-3 Vérification de l'élément aux instabilités :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, au poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte pas la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant). Il travaille à la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a- Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1.$$

b- Flexion composée avec risque de diversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y, sd}}{X_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1.$$

Calcul des coefficients de réduction pour le flambement X_y et X_z :

$$X_{min} = \min (X_y ; X_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort y- y (dans le plan du portique) :

Longueur de flambement :

$$l_y = L = 8,676 \text{ m.}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{867,6}{8,28} = 104,78.$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^6}{2350} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta A]^{0,5} ; \beta A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{104,78}{93,9} = 1,11.$$

Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{19}{20} = 0,95 \leq 1,2 \text{ et } t_f = 0,95 \text{ cm} = 9,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm.}$$

$$\text{Suivant y-y : courbe b } \longrightarrow \alpha_y = 0,34.$$

Facteur de réduction :

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + a_y (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2]$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + 0,34 (1,11 - 0,2) + 1,11^2] = 1,27.$$

$$X_y = \frac{1}{1,27 + [1,27^2 - 1,11^2]^{0,5}} = 0,5299$$

$\chi_y = 0,5299$ (tableau du coefficient de flambement χ ($a = 0,34$) de la courbe b).

Flambement par rapport à l'axe fort y- y (hors du plan du portique) :

Longueur de flambement :

$l_z = L = 1,00 \text{ m.}$ (entraxe des lisses) .

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_z}{i_z} = \frac{100}{4,98} = 20,08.$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^6}{2350} \right]^{0,5} = 93,9$$


$$\overline{\lambda_z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta A]^{0,5} ; \beta A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\overline{\lambda_z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{20,08}{93,9} = 0,21.$$

Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{19}{20} = 0,95 \leq 1,2 \text{ et } t_f = 0,95 \text{ cm} = 9,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm.}$$

Suivant z-z : courbe c  $a_z = 0,49$.

Facteur de réduction :


$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \overline{\lambda_z}^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + a_z (\overline{\lambda_z} - 0,2) + \overline{\lambda_z}^2]$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + 0,49 (0,21 - 0,2) + 0,21^2] = 0,52.$$

$$X_z = \frac{1}{0,52 + [0,52^2 - 0,21^2]^{0,5}} = 1,0043.$$

$\chi_z = 1,0043$ (tableau du coefficient de flambement χ ($a = 0,49$) de la courbe c).

$$X_{\min} = \min (X_y ; X_z) = \min (0,5299 ; 1,0043) \text{  } X_{\min} = 0,5299.$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement X_{LT} :

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta A]^{0,5} ; \beta A = 1 \text{ (section 1,2 et 3). } \lambda = 93,9$$

λ_{LT} : Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L_Z}{i_Z}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L_Z/i_Z}{h/f} \right)^2 \right]^{0,5}} = \frac{\frac{100}{4,98}}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{100/4,98}{19/1} \right)^2 \right]^{0,25}} = 18,61.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{18,61}{93,9} = 0,20 < 0,4 \longrightarrow \text{Il y'a pas de risque de déversement.}$$

Calcul des coefficients k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \beta_{MY} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 1,24 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left(\frac{429,5 - 388,6}{388,6} \right)$$

$$\mu_y = -1,6 < 0,9.$$

$$K_Y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1,60 \times 3740,58}{0,5299 \times 53,8 \times 2350} = 1,09 < 1,5.$$

β_{MY} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MY} = 1,3$.

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_Y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{2729,30}{0,5299 \times 114936,36} + \frac{1,09 \times 4997,84}{9175,68} = 0,6 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On conclut que **HEA 200** convient comme potelet.

III-8 Etude des escaliers :

III-8-1 Définition des éléments constituant les escaliers :

- **Cage d'escalier:** Pièce dans laquelle se trouve l'escalier.
- **Palier:** Est un espace plat et spacieux qui marque un étage après une série des marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Giron:** Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- **Volée:** Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon:** Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profiles ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profile en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.
- **Marche:** Est la partie sur laquelle on pose les pieds. Elle est parallèle au sol.
- **Contremarche:** Est la partie verticale de la marche.

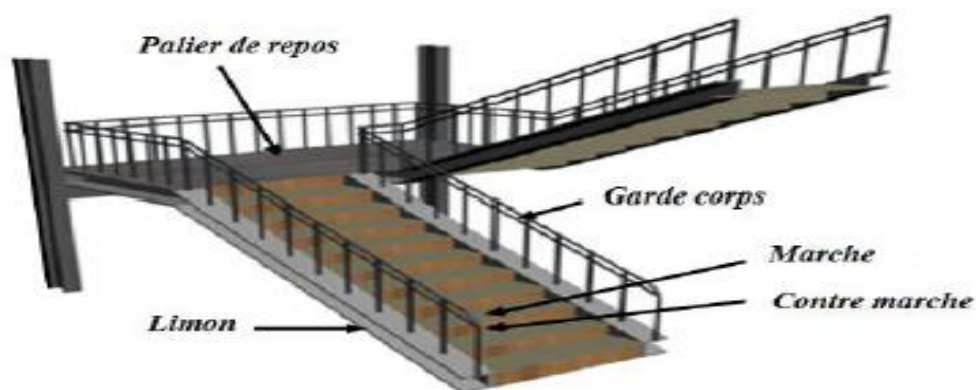


Figure III-20: vue 3D de l'escalier.

III-8-2 Choix des dimensions :

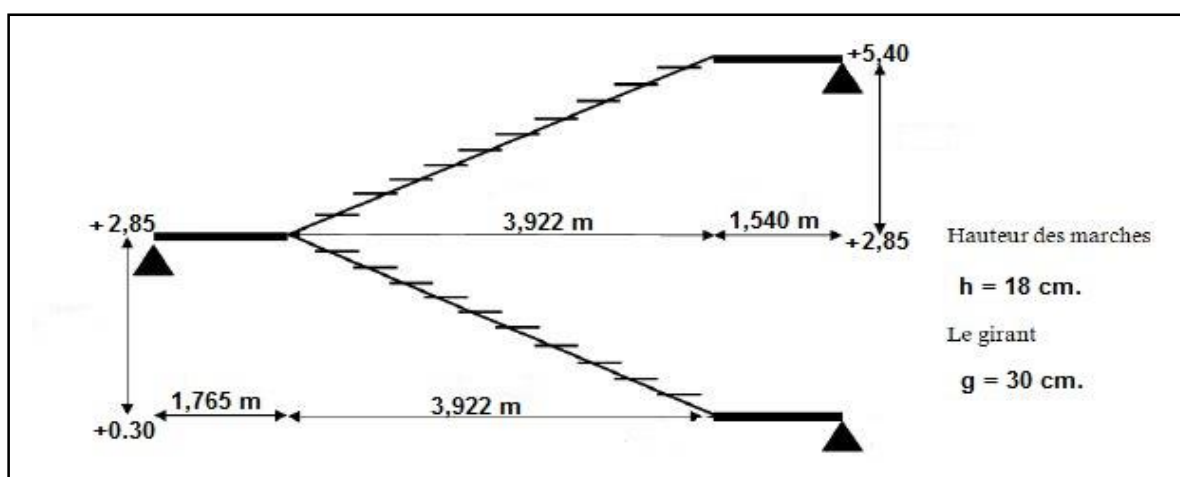


Figure III-21 : vue en élévation de l'escalier.

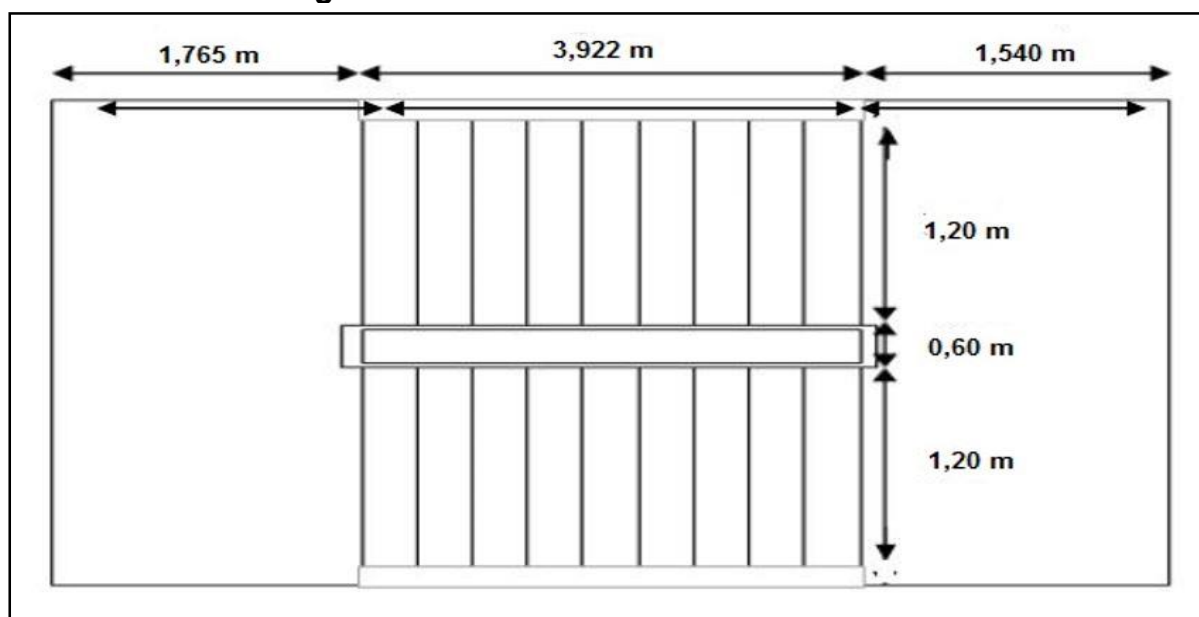


Figure III-22 : Vue en plan de l'escalier.

FORMULE DE BLONDEL :

$$59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm.}$$

$$27 \leq G \leq 30 \text{ cm.}$$

$$16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm.}$$

Avec :

G : La largeur de la marche (giron).

H : La hauteur de la contre marche.

III-8-2-1 Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- La hauteur de l'étage : $h = 5,40$.
- Les dimensions en plan de la cage d'escalier : $(7,6 \times 3,15) \text{ m}^2$.
- La largeur de volée est : $l = 1,2 \text{ m}$.
- On admet une hauteur de marche $H = 18 \text{ cm}$.

Nombre totale des marches (n) est :

$$n = \frac{h}{H} = \frac{540}{18} = 30. \quad \mathbf{n = 30 \text{ marches.}}$$

On répartit ce nombre de marche en 02 volées avec :(deux volées de 15 marches).

- La largeur d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$.

III-8-2-2 Vérification de la formule de BLONDEL :

$$2H + G = 2 \times 18 + 30 = 66 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \text{La formule est vérifiée.}$$

III-8-3 Dimensionnement de la cornière (support) :

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon

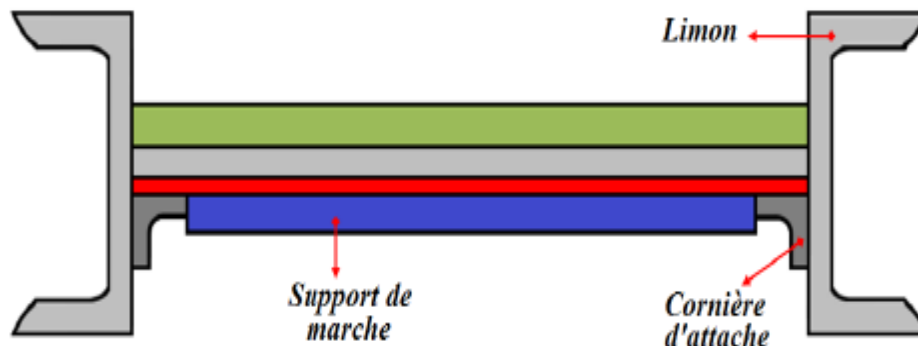


Figure III-23 : disposition des cornières.

- La longueur de la marche $L = 1,20 \text{ m}$.
- La largeur de la marche $l = G = 0,3 \text{ m}$.
- Les cornières sont en acier S235 ($f_y = 23,5 \text{ daN/mm}^2$; $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$).

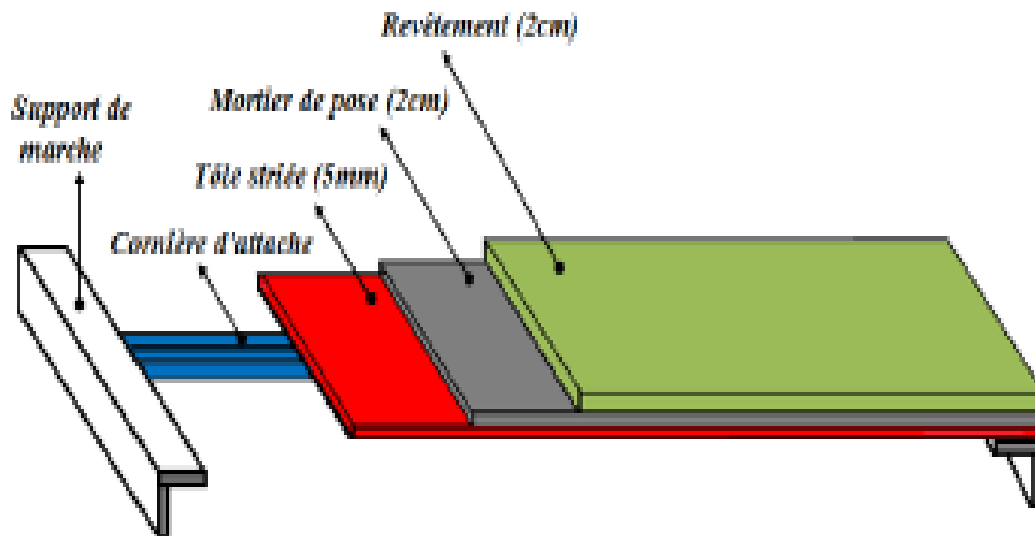


Figure III-24 : Charge appliqué sur la cornière.

III-8-3-1 Détermination de la section de cornière:

Evaluation des charges:

a) **Les charges permanentes** : (Sans poids de profile)

- Tôle striée (5mm)..... $G_1 = 45 \text{ daN/m}_2$.
- Mortier de ciment (2cm) $G_2 = 40 \text{ daN/m}_2$.
- Revêtement (2cm)..... $G_2 = 40 \text{ daN/m}_2$.

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0,3 = 37,5 \text{ daN/m}$$

$$G = 37,5 \text{ daN/m}$$

b) **Les charges d'exploitations** :

$$Q = 250 \times 0,3 = 75 \text{ daN/m} \quad Q = 75 \text{ daN/m}.$$

Les combinaisons des charges (ELS) :

$$q = G + Q = 37,5 + 75 = 112,5 \text{ daN/m} \quad q = 112,5 \text{ daN/m}.$$

Dans notre cas on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q \times L^4}{E \times I}$$

et la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{300}$.

$$F_z = \frac{5}{384} \frac{q \times L^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 112,5 \times 120^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 3,62 \text{ cm}^4.$$

La cornière qui correspond est : **L 40 x 40 x 5.**

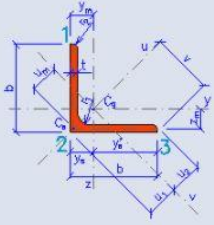
Dimensions		Valeurs statiques axe d'inertie minimale	
		Axe y	Axe z
		$I_y = 5.427 \text{ cm}^4$	$I_z = 5.427 \text{ cm}^4$
		$W_{y1} = 1.912 \text{ cm}^3$	$W_{z3} = 1.912 \text{ cm}^3$
		$W_{y2} = 4.671 \text{ cm}^3$	$W_{z2} = 4.671 \text{ cm}^3$
		$i_y = 1.2 \text{ cm}$	$i_z = 1.2 \text{ cm}$
		Valeurs statiques axe principal d'inertie	
		Axe u	Axe v
		$I_u = 8.606 \text{ cm}^4$	$I_v = 2.248 \text{ cm}^4$
		$W_{u1} = 3.043 \text{ cm}^3$	$W_{v2} = 1.368 \text{ cm}^3$
		$i_u = 1.51 \text{ cm}$	$W_{v3} = 1.589 \text{ cm}^3$
		$u_m = 1.29 \text{ cm}$	$i_v = 0.77 \text{ cm}$
		Torsion et flambement	
		$I_t = 0.3149 \text{ cm}^4$	$i_{pc} = 1.69 \text{ cm}$
		$I_{yz} = 3.179 \text{ cm}^4$	$i_{pa} = 2.13 \text{ cm}$
$b = 4 \text{ cm}$	$A = 3.789 \text{ cm}^2$		
$t = 0.5 \text{ cm}$	$G = 2.974 \text{ kg.m}^{-1}$		
$r_1 = 0.6 \text{ cm}$	$A_L = 0.1548 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$		
$r_2 = 0.3 \text{ cm}$	$v = 2.83 \text{ cm}$		
$y_s = 1.16 \text{ cm}$	$u_1 = 1.64 \text{ cm}$		
$y'_s = 2.84 \text{ cm}$	$u_2 = 1.41 \text{ cm}$		

Tableau III-7 : Caractéristique et dimension de L 40x40x5.

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids de la cornière) :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P = (45 + 40 + 40) \times 0,3 + 2,974 = 40,47 \text{ daN/m.}$$

$$G = 40,47 \text{ daN/m.}$$

Les combinaisons des charges:

$$\text{ELS : } q = G + Q = 40,47 + 75 = 115,47 \text{ daN/m}$$

$$q = 115,47 \text{ daN/m.}$$

$$\text{ELU : } q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 40,47 + 1,5 \times 75 = 167,13 \text{ daN/m.}$$

III-8-3-2 Vérification à la flèche :

La vérification se fait à ELS :

On vérifie la condition suivante : $f \leq f_{adm}$.

$$F_z = \frac{5}{384} \frac{q \times L^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \frac{115,47 \times 1200^4}{2,1 \times 10^4 \times 5,427 \times 10^7} = 2,74 \text{ mm.}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ mm.}$$

$$F_z = 2,74 \text{ mm} < f_{adm} = 4 \text{ mm} \dots \dots \text{vérifier}$$

III-8-3-3 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{167,13 \times 1,2}{2} = 100,28 \text{ daN.}$$

$$V_{sd} = 100,28 \text{ daN.}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{MO} \times \sqrt{3}} \quad (\text{section de classe 3}).$$

$$\text{Avec : } \gamma_{MO} = 1,1.$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{3,789 \times 2\,350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 4\,673,47 \text{ daN.}$$

$$V_{pl,Rd} = 4\,673,47 \text{ daN.}$$

$$V_{sd} = 100,28 \text{ daN.} \leq V_{pl,Rd} = 4\,673,47 \text{ daN.} \dots \text{condition vérifier.}$$

III-8-3-4 Vérification du moment fléchissant (résistance) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{167,13 \times 1,2^2}{8} = 30,08 \text{ daN.}$$

$$M_{sd} = 30,08 \text{ daN.}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{1,912 \times 10^{-6} \times 23,5 \times 10^6}{1,1} = 40,85 \text{ daN .m .}$$

$$M_{c,Rd} = 40,85 \text{ daN .m .}$$

$$\text{Avec : } W_{el,y} = W_{y1} = 1,912 \text{ cm}^3.$$

$$M_{sd} = 30,08 \text{ daN} \leq M_{c,Rd} = 40,85 \text{ daN .m} \dots \text{condition vérifier.}$$

On conclut que Les cornières L 40 X 40 X 5 convient comme cornières d'attache.

III-8-4 Dimensionnement de la poutre limon :

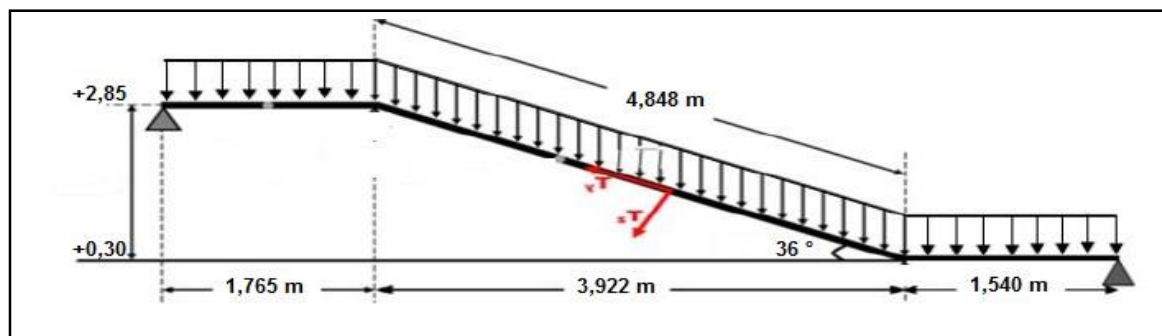


Figure III-25: Distribution des charges sur un limon.

- La longueur de limon $L = 8\,153 \text{ m}$
- L'espacement entre deux limons $d = 1,20 \text{ m}$
- Les limons sont en acier S235: ($f_y = 23,5 \text{ daN/mm}^2$); ($E = 210\,000 \text{ daN/cm}^2$).

III-8-4-1 Détermination la section du limon :

III-8-4-1-1 Evaluation des charges :

Volée :

a. Les charges permanentes (Sauf poids de profile) :

- Tôle striée (5mm)..... G1= 45 daN/m².
- Mortier de ciment (2cm)..... G2= 40 daN/m².
- Revêtement (2cm)..... G3= 40 daN/m².
- Poids des cornières (L 40 × 40 × 5)..... Pc= 2,974 daN/m.
- Garde-corps..... PG = 100 daN/m.

$$GT = (G1 + G2 + G3) \times d + Pc + PG = (45 + 40 + 40) \times 1,20 + 2,974 + 100$$

$$GT = 252,97 \text{ daN/m.}$$

La charge total pour 1 Limon: $G = GT / 2$; $G = 252,97 / 2 = 126,49 \text{ daN/m.}$

$$G = 126,49 \text{ daN/m.}$$

b. Les charges d'exploitations :

Pour 1 limon : $Q = 250 \times \frac{1,20}{2} = 150 \text{ daN/m.}$

$$Q = 150 \text{ daN/m.}$$

Palier :

a. Les charges permanentes (Sauf poids de solive) :

- Tôle TN40..... G1= 10 daN/m².
- Dalle en béton (10cm)..... G2= 250 daN/m².
- Mortier de pose..... G3= 40 daN/m².
- Revêtement (2cm)..... G4= 40 daN/m².

$$GT = (G1 + G2 + G3 + G4) \times d = (10 + 250 + 40 + 40) \times 1,20 = 408 \text{ daN/m.}$$

$$GT = 408 \text{ daN/m.}$$

La charge total pour 1 Limon: $G = GT / 2$; $G = 408 / 2 = 204 \text{ daN/m.}$

$$G = 204 \text{ daN/m.}$$

III-8-4-1-2 Calcul de la charge équivalente :

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{204 \times (1,765 + 1,540) + (126,49 \times 3,922)}{8,153} = 143,54 \text{ daN/ m.}$$

$$G_{eq} = 143,54 \text{ daN/ m.}$$

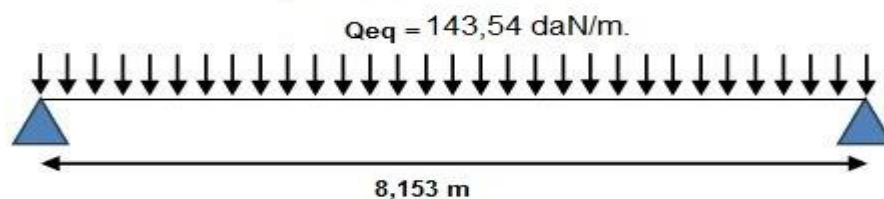


Figure III-26 : charge équivalente(G)

Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 250 \times 1,20 / 2 = 150 \text{ daN / m . } \quad Q_{eq} = 150 \text{ daN / m .}$$

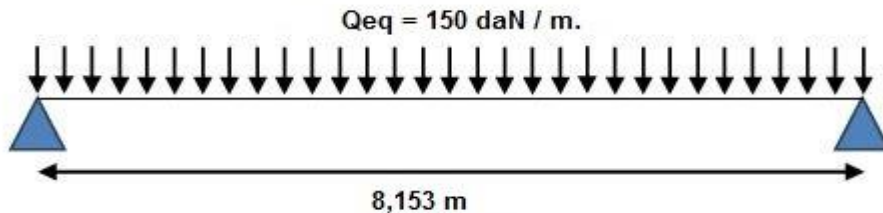


Figure III-27 : charge équivalente (Q).

III-8-4-2 Prés-dimensionnement des limons :

III-8-4-2-1 Combinaison de charge :

ELU :

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 \times 143,54 + 1.5 \times 150$$

$$q = 418,78 \text{ daN/m}$$

ELS :

$$Q = G + Q$$

$$q = 143,54 + 150$$

$$q = 293,54 \text{ daN/m}$$

III-8-4-2-2 Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $F_{\max} < F$.

Pour une poutre bi articulée :

$$F_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} \quad ; \quad F \leq \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondéré .

$$q = (G+Q) = (143,5 + 150) = 293,54 \text{ daN/m.}$$

Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg /cm}^2$.

$$L=8,153 \text{ m} = 815,3 \text{ cm.}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 293,54 \times 10^{-2} \times 815,3^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2\,959,10 \text{ cm}^4.$$

On opte un **UPN 300**.

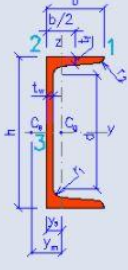
UPN 300			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 30 cm		Axe y	Axe z
b = 10 cm		$I_y = 8030 \text{ cm}^4$	$I_z = 493.0 \text{ cm}^4$
$t_f = 1.6 \text{ cm}$		$W_y = 535.0 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 67.60 \text{ cm}^3$
$t_w = 1 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 632.0 \text{ cm}^3$	$W_{z2} = 183.0 \text{ cm}^3$
$r_1 = 1.6 \text{ cm}$		$i_y = 11.7 \text{ cm}$	$i_z = 2.9 \text{ cm}$
$r_2 = 0.8 \text{ cm}$		$S_y = 316.0 \text{ cm}^3$	
$y_s = 2.7 \text{ cm}$		Torsion et flambement	
$y_m = 5.47 \text{ cm}$			
d = 23.21 cm	G = 46.1 kg.m ⁻¹	$I_w = 6.92 \times 10^4 \text{ cm}^6$	$I_t = 40.20 \text{ cm}^4$
$A_L = 0.95 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$	A = 58.8 cm ²	$i_w = 2.6 \text{ cm}$	$i_{pc} = 12 \text{ cm}$

Tableau III-8 : Dimension et caractéristique de l'UPN 300.

La classe de la section :

➤ **Semelle comprimée :**

$$C = \frac{b - t_w}{t_f} = \frac{10 - 1}{1.6} = 5,62.$$

5,62 < 9 ε = 9 donc la semelle est de classe 1.

➤ **Ame fléchi :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{23,21}{1} = 23,21 < 72 \quad \varepsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

Vérification du moment fléchissant : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{418,78 \times 8,153^2}{8} = 3\,479,61 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{sd} = 3\,479,61 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{Mo}} = \frac{2\,350 \times 632 \times 10^{-2}}{1,1} = 13\,501,82 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,rd} = 13\,501,82 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$M_{sd} = 3\,479,61 \text{ daN} \cdot \text{m} < M_{pl,rd} = 13\,501,82 \text{ daN} \cdot \text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$

Vérification de l'effort tranchant : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{418,78 \times 8,153}{2} = 1\,707,16 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$V_{sd} = 1\,707,16 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{Mo} \times \sqrt{3}} = \frac{31,8 \times 2\,350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 39\,223,08 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$V_{pl,rd} = 39\,223,08 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$V_{sd} = 1\,707,16 \text{ daN} \cdot \text{m} < V_{pl,rd} = 39\,223,08 \text{ daN} \cdot \text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$

Vérification au déversement : $M_{sd} < M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times B_W \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}}$

- Calcul du moment critique au déversement (M_{CR}) :

$$M_{CR} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_Z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_W}{I_Z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_Z}}$$

Et :

Avec : $\vartheta = 0,3$

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80\,769,23 \text{ N/mm}^2.$$

$$G = 80\,769,23 \text{ N/mm}^2.$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_W : Moment d'inertie de gauchissement.

I_Z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

$$M_{CR} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 495 \times 10^4}{8\,153^2} \times \sqrt{\frac{69,1 \times 10^9}{495 \times 10^4} + \frac{8\,153^2 \times 80\,769,23 \times 37,4 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 495 \times 10^4}}$$

$$M_{CR} = 79\,819\,265,92 \text{ N.mm} \longrightarrow M_{CR} = 7\,981,926 \text{ N.m.}$$

- Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}} = \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 632 \times 10^3}{79\,819\,265,92}} = 128,04.$$

$$\lambda_{LT} = 128,04.$$

- Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \quad (\text{pour les sections de classes 1 et 2}).$$

$$\lambda_1 = 93,9 \text{ } \varepsilon \quad \text{Avec : } \lambda_1 = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{128,04}{93,9} = 1,36. \quad \bar{\lambda}_{LT} = 1,36.$$

- Détermination de X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais : } X_{LT} \leq 1.$$

Ou :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (1,36 - 0,2) + 1,36^2] = 2,60.$$

$$X_{LT} = \frac{1}{2,60 + [2,60^2 - 1,36^2]^{0,5}} = 0,21.$$

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times B_W \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{0,21 \times 1 \times 632 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 2803,57 \text{ daN.m.}$$

$M_{sd} = 3479,61 \text{ daN.m} > M_{b,Rd} = 2803,57 \text{ daN.m}$ non vérifier.

Donc on change le profilé et on opte un **UPN 320**.

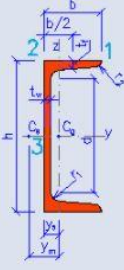
UPN 320			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 32 cm		Axe y	Axe z
b = 10 cm		$I_y = 1.09 \text{E}+4 \text{ cm}^4$	$I_z = 597.0 \text{ cm}^4$
$t_f = 1.75 \text{ cm}$		$W_y = 679.0 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 80.60 \text{ cm}^3$
$t_w = 1.4 \text{ cm}$			$W_{z2} = 229.6 \text{ cm}^3$
$r_1 = 1.75 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 826.0 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 152.0 \text{ cm}^3$
$r_2 = 0.88 \text{ cm}$		$i_y = 12.1 \text{ cm}$	$i_z = 2.81 \text{ cm}$
$y_s = 2.6 \text{ cm}$		$S_y = 413.0 \text{ cm}^3$	
$y_m = 4.82 \text{ cm}$		Torsion et flambement	
d = 24.6 cm	$G = 59.5 \text{ kg.m}^{-1}$	$I_w = 9.61 \text{E}+4 \text{ cm}^6$	$I_t = 66.70 \text{ cm}^4$
$A_L = 0.98 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$	$A = 75.8 \text{ cm}^2$	$i_w = 2.7 \text{ cm}$	$i_{pc} = 12.42 \text{ cm}$

Tableau III-9 : Dimension et caractéristique de l'UPN 320.

La classe de la section :

Semelle comprimée :

$$C = \frac{b - t_w}{t_f} = \frac{10 - 1,4}{1,75} = 4,91.$$

$4,91 < 9 \text{ } \epsilon = 9$ donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchi :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{24,6}{1,4} = 17,57 < 72 \text{ } \epsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

Vérification du moment fléchissant : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{418,78 \times 8,153^2}{8} = 3479,61 \text{ daN.m.}$$

$$M_{sd} = 3479,61 \text{ daN.m.}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{Mo}} = \frac{2350 \times 826 \times 10^{-2}}{1,1} = 17646,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 17646,36 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 3479,61 \text{ daN.m.} < M_{pl,rd} = 17646,36 \text{ daN.m.}$condition vérifier.

Vérification de l'effort tranchant : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{418,78 \times 8,153}{2} = 1\,707,16 \text{ daN.m.}$$

$$V_{sd} = 1\,707,16 \text{ daN.m}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{Mo} \times \sqrt{3}} = \frac{47,1 \times 2\,350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 58\,094,56 \text{ daN.m.}$$

$$V_{pl,rd} = 58\,094,56 \text{ daN.m.}$$

$V_{sd} = 1\,707,16 \text{ daN.m.} < V_{pl,rd} = 58\,094,56 \text{ daN.m.}$condition vérifier.

Vérification au déversement : $M_{sd} < M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times B_W \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{Mo}}$

➤ Calcul du moment critique au déversement (M_{CR}) :

$$M_{CR} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Et :

Avec : $\vartheta = 0,3$

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80\,769,23 \text{ N/mm}^2.$$

$$G = 80\,769,23 \text{ N/mm}^2.$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

$$M_{CR} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 597 \times 10^4}{8\,153^2} \times \sqrt{\frac{96,1 \times 10^9}{597 \times 10^4} + \frac{8\,153^2 \times 80\,769,23 \times 66,7 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 597 \times 10^4}}$$

$$M_{CR} = 116\,202\,556,7 \text{ N.mm} \longrightarrow M_{CR} = 11\,620,255 \text{ N.m.}$$

➤ Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}} = \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 826 \times 10^3}{116\,202\,556,7}} = 121,32.$$

$$\lambda_{LT} = 121,32.$$

➤ Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \quad (\text{pour les sections de classes 1 et 2}).$$

$$\lambda_1 = 93,9 \text{ ε} \quad \text{Avec : } \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{121,32}{93,9} = 1,29. \quad \bar{\lambda}_{LT} = 1,29.$$

➤ Détermination de X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais : } X_{LT} \leq 1.$$

Ou :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profiles laminées.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (1,29 - 0,2) + 1,29^2] = 2,40.$$

$$X_{LT} = \frac{1}{2,40 + [2,40^2 - 1,29^2]^{0,5}} = 0,23.$$

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times B_W \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{0,23 \times 1 \times 826 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 4\,058,66 \text{ daN.m.}$$

$$M_{sd} = 3\,479,61 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 4\,058,66 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

On conclut que L'UPN 320 convient comme limons.

II-8-5 Etude de la poutre palière des limons :

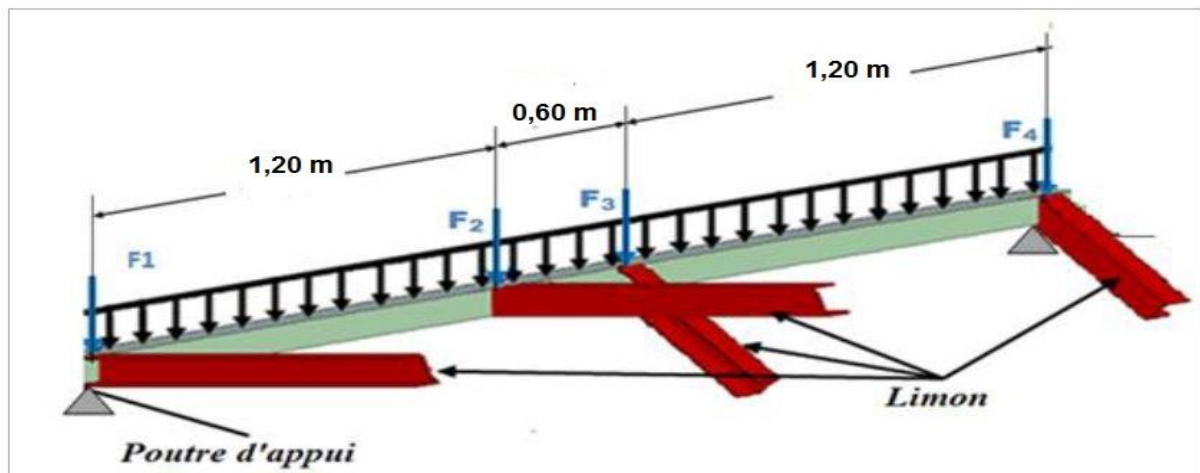


Figure III-28 : Les charges sur la poutre d'appuis des limons.

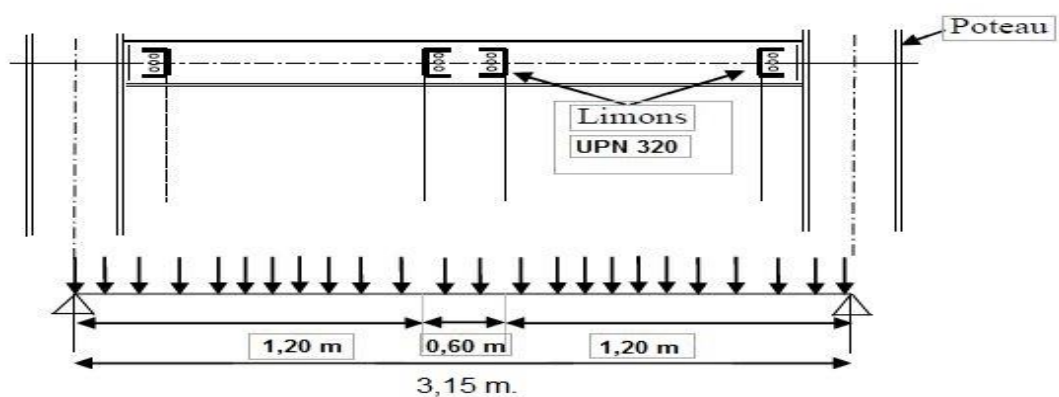


Figure III-29 : Les charges sur la poutre d'appuis des limons.

III-8-5-1 Evaluation de charges

Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R »

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

➤ ELU :

$$R = (1,35 G_{eq} + 1,5 Q_{eq}) \times L / 2$$

$$R = (1,35 \times 143,54 + 1,5 \times 150) \times 8,153 / 2 = 1\,707,15 \text{ daN.}$$

$$R = 1\,707,15 \text{ daN.}$$

➤ ELS :

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L / 2$$

$$R = (143,54 + 150) \times 8,153 / 2 = 1\,196,62 \text{ daN}$$

$$R = 1\,196,62 \text{ daN}$$

Charge équivalente :

➤ ELS : $\frac{4 \times R}{4} + G_{garde corps} = \frac{4 \times 1\,196,62}{4} + 100 = 1\,296,62 \text{ daN /ml.}$

➤ ELU : $\frac{4 \times R}{4} + 1,35 G_{garde corps} = \frac{4 \times 1\,707,15}{4} + 1,35 \times 100 = 1\,842,15 \text{ daN /ml.}$

III-8-5-2 Condition de la flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $F_{max} < F$.

Pour une poutre bi articulée :

$$F_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} ; F \leq \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondérée .

q = 1 296,62 daN/m.

Le module d'élasticité $E = 2,1 \times 10^6 \text{ kg /cm}^2$.

L = 3,15 m = 315 cm.

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 1\,296,62 \times 10^{-2} \times 315^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 753,85 \text{ cm}^4.$$

On opte un IPE 220.

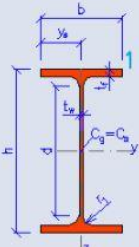
IPE220			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 22 cm		Axe y	Axe z
b = 11 cm		$I_y = 2770 \text{ cm}^4$	$I_z = 205,0 \text{ cm}^4$
$t_f = 0,92 \text{ cm}$		$W_{y1} = 252,0 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 37,20 \text{ cm}^3$
$t_w = 0,59 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 285,4 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 58,11 \text{ cm}^3$
$r_1 = 1,2 \text{ cm}$		$i_y = 9,110 \text{ cm}$	$i_z = 2,480 \text{ cm}$
$y_s = 5,5 \text{ cm}$		$S_y = 143,0 \text{ cm}^3$	$S_z = 29,10 \text{ cm}^3$
d = 17,76 cm		Torsion et flambement	
A = 33,4 cm ²		$I_w = 2,27E+4 \text{ cm}^6$	$I_t = 9,170 \text{ cm}^4$
$A_L = 0,85 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$i_w = 2,760 \text{ cm}$	$i_{pc} = 9,440 \text{ cm}$
	G = 26,2 kg.m ⁻¹		

Tableau III-10 : Dimension et caractéristique de l'IPE 220.

III-8-5-3 Vérification à l'ELU :

La classe de la section :

Semelle comprimée :

$$C = \frac{b/2}{t_f} = \frac{11/2}{0,92} = 5,98.$$

$5,98 < 9 \Rightarrow 9$ donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchi :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{17,76}{0,59} = 30,10.$$

$30,10 < 72 \Rightarrow 72$ donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

Vérification du moment fléchissant : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1842,15 \times 3,15^2}{8} = 2284,84 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{sd} = 2284,84 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{Mo}} = \frac{2350 \times 285,4 \times 10^{-2}}{1,1} = 6097,18 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,rd} = 6097,18 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$M_{sd} = 2284,84 \text{ daN} \cdot \text{m} < M_{pl,rd} = 6097,18 \text{ daN} \cdot \text{m}$condition vérifier.

Vérification de l'effort tranchant : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1842,15 \times 3,15}{2} = 2901,39 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$V_{sd} = 2901,39 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{Mo} \times \sqrt{3}} = \frac{15,9 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 19611,54 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$V_{pl,rd} = 19611,54 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$V_{sd} = 2901,39 \text{ daN} \cdot \text{m} < V_{pl,rd} = 19611,54 \text{ daN} \cdot \text{m}$condition vérifier.

Vérification au déversement : $M_{sd} < M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times B_W \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{Mo}}$

➤ Calcul du moment critique au déversement (M_{CR}) :

$$M_{CR} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Et :

Avec : $\vartheta = 0,3$

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2.$$

$$G = 80769,23 \text{ N/mm}^2.$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

$$M_{CR} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 205 \times 10^4}{3 \times 150^2} \times \sqrt{\frac{22,7 \times 10^9}{205 \times 10^4} + \frac{3 \times 150^2 \times 80 \times 769,23 \times 9,07 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 205 \times 10^4}}$$

$$M_{CR} = 81\,171\,521,86 \text{ N.mm} \longrightarrow M_{CR} = 8\,117,152 \text{ N.m.}$$

➤ Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}} = \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 285,4 \times 10^3}{81\,171\,521,86}} = 85,32.$$

$$\lambda_{LT} = 85,32.$$

➤ Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \quad (\text{pour les sections de classes 1 et 2}).$$

$$\lambda_1 = 93,9 \text{ } \varepsilon \quad \text{Avec : } \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{85,32}{93,9} = 0,91. \quad \bar{\lambda}_{LT} = 0,91.$$

➤ Détermination de X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais : } X_{LT} \leq 1.$$

Ou :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profiles laminées.}$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \text{ Pour les sections soudées.}$$

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (0,91 - 0,2) + 0,91^2] = 1,49.$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,49 + [1,49^2 - 0,91^2]^{0,5}} = 0,37.$$

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times B_W \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{0,37 \times 1 \times 285,4 \times 10^{-2} \times 2\,350}{1,1} = 2\,255,96 \text{ daN.m.}$$

$$M_{sd} = 2\,409,56 \text{ daN.m} > M_{b,Rd} = 2\,284,84 \text{ daN.m} \dots \text{vérifier.}$$

On conclut que L'IPN 240 convient comme poutre palière.

IPE240			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 24 cm		Axe y	Axe z
b = 12 cm		$I_y = 3890 \text{ cm}^4$	$I_z = 283.0 \text{ cm}^4$
$t_f = 0.98 \text{ cm}$		$W_{y1} = 324.0 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 47.20 \text{ cm}^3$
$t_w = 0.62 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 366.0 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 73.92 \text{ cm}^3$
$r_f = 1.5 \text{ cm}$		$i_y = 9.970 \text{ cm}$	$i_z = 2.690 \text{ cm}$
$y_s = 6 \text{ cm}$		$S_y = 183.0 \text{ cm}^3$	$S_z = 37.00 \text{ cm}^3$
d = 19.04 cm		Torsion et flambement	
A = 39.1 cm ²		$I_w = 3.74 \text{E}+4 \text{ cm}^6$	$I_t = 13.10 \text{ cm}^4$
$A_L = 0.92 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$	G = 30.7 kg.m ⁻¹	$i_w = 2.990 \text{ cm}$	$i_{pc} = 10.30 \text{ cm}$

Tableau III-11 : Dimension et caractéristique de l'IPE 240.

III-8-5-3 Vérification à l'ELU :

La classe de la section :

Semelle comprimée :

$$C = \frac{b/2}{t_f} = \frac{12/2}{0.98} = 6,12.$$

6,12 < 9 ϵ = 9 donc la semelle est de classe 1.

Âme fléchi :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{19,04}{0,62} = 30,71.$$

30,71 < 72 ϵ = 72 donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

Vérification du moment fléchissant : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1\,842,15 \times 3,15^2}{8} = 2\,284,84 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{sd} = 2\,284,84 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{Mo}} = \frac{2\,350 \times 366 \times 10^{-2}}{1,1} = 7\,819,09 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,rd} = 7\,819,09 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$M_{sd} = 2\,284,84 \text{ daN} \cdot \text{m} < M_{pl,rd} = 7\,819,09 \text{ daN} \cdot \text{m}$condition vérifier.

Vérification de l'effort tranchant : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1\,842,15 \times 3,15}{2} = 2\,901,39 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$V_{sd} = 2\,901,39 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{Mo} \times \sqrt{3}} = \frac{19,1 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 23\,558,52 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$V_{pl,rd} = 23\,558,52 \text{ daN}.$$

$$V_{sd} = 2\,901,39 \text{ daN} \cdot \text{m} < V_{pl,rd} = 23\,558,52 \text{ daN} \cdot \text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\text{Vérification au déversement : } M_{sd} < M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times B_W \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}}.$$

➤ Calcul du moment critique au déversement (M_{CR}) :

$$M_{CR} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Et :

Avec : $\vartheta = 0,3$

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80\,769,23 \text{ N/mm}^2.$$

$$G = 80\,769,23 \text{ N/mm}^2.$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

$$M_{CR} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 284 \times 10^4}{3\,150^2} \times \sqrt{\frac{37,4 \times 10^9}{284 \times 10^4} + \frac{3\,150^2 \times 80\,769,23 \times 12,9 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 284 \times 10^4}}$$

$$M_{CR} = 117\,430\,679,4 \text{ N} \cdot \text{mm} \longrightarrow M_{CR} = 11\,743,067 \text{ N} \cdot \text{m}.$$

➤ Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}} = \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 366 \times 10^3}{117\,430\,679,4}} = 80,33.$$

$$\lambda_{LT} = 80,33.$$

➤ Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \quad (\text{pour les sections de classes 1 et 2}).$$

$$\lambda_1 = 93,9 \text{ } \varepsilon \quad \text{Avec : } \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{80,33}{93,9} = 0,86. \quad \bar{\lambda}_{LT} = 0,86.$$

➤ Détermination de X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais : } X_{LT} \leq 1.$$

Ou :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profiles laminées.}$$

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (0,86 - 0,2) + 0,86^2] = 1,39.$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,39 + [1,39^2 - 0,86^2]^{0,5}} = 0,40.$$

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times B_W \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{0,40 \times 1 \times 366 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 3\,127,64 \text{ daN.m.}$$

$$M_{sd} = 2\,284,84 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 3\,127,64 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

On conclut que L'IPN 240 convient comme poutre palière.

CHAPITRE IV

ETUDE DU CHEMIN

DE ROULEMENT

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 transversal à la halle.
- Translation : mouvement du pont roulant longitudinal.

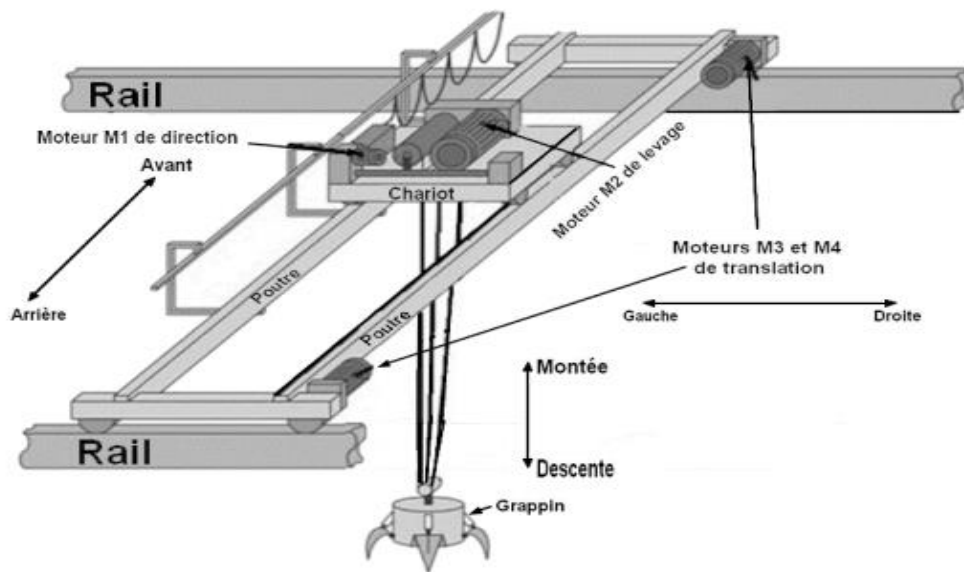


Figure IV- 1: Représentation d'un roulant pont.

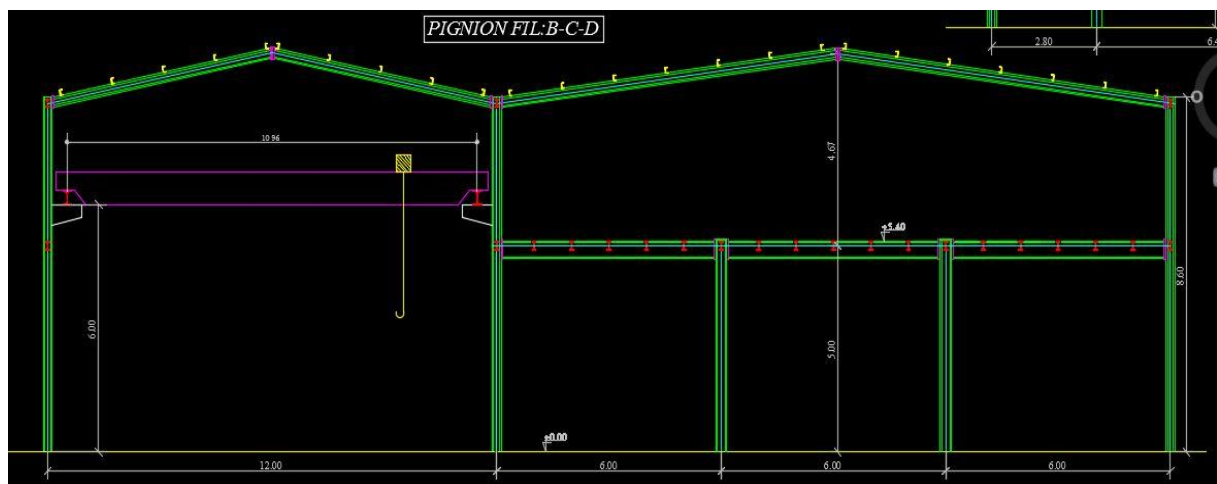


Figure IV-2: présentation de pont roulant sur le portique.

IV-2 Caractéristique du pont roulant :

Puissance [N]	L_p [m]	a_{min} [m]	b [m]	c [m]	e [m]	d [m]
10	11	0,9	0,30	0,55	2,36	1,9

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)
10	11	6	30	88	8,8	4	12,8

Tableau IV-2 : Caractéristiques mécaniques du pont.**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 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.

Etats de Charges	
1 (léger)	Soulèvement exceptionnel de la charge nominale et manutention courante de faibles charges
2 (moyen)	Soulèvement de charges variant de zéro a la charge nominale
3 (lourd)	soulèvement régulier au voisinage de la Charge nominale

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.

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.

Avec :

Ψ_1 : chemin de roulement.

Ψ_2 : support du chemin de roulement.

IV-3. Etude de la poutre de roulement :

IV-3-1. Calcul des réactions au niveau des galets :

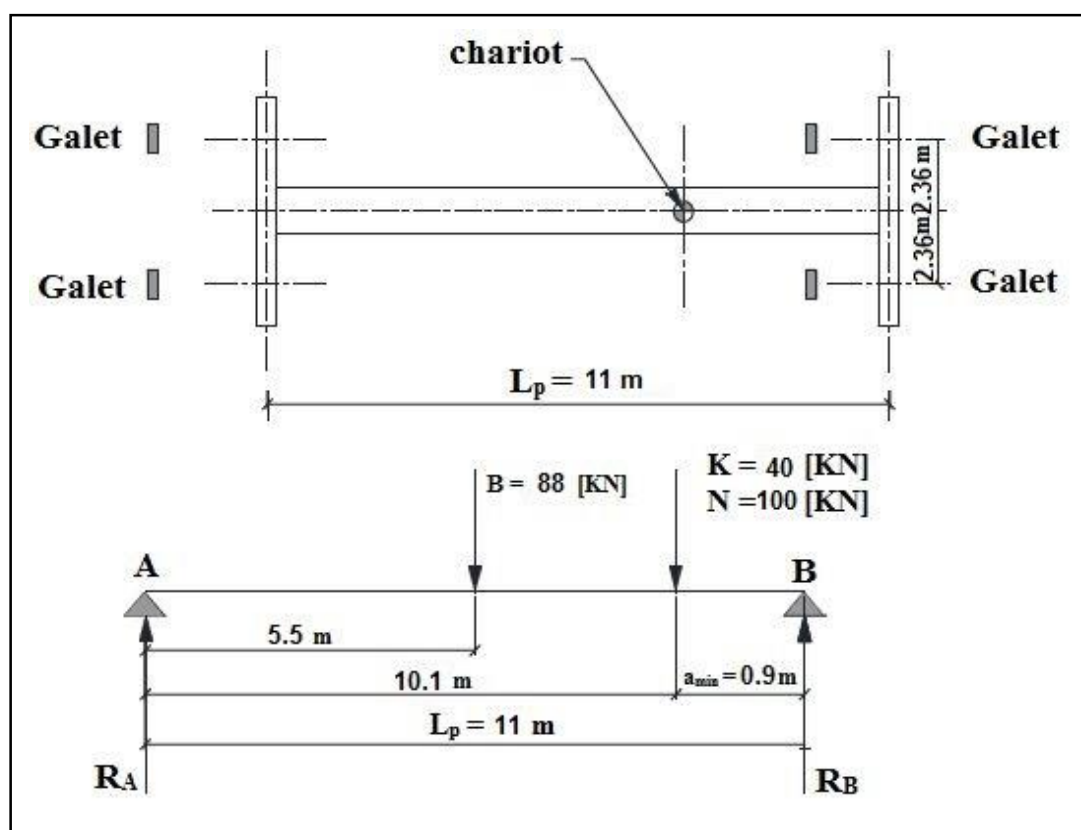


Figure IV- 3 : réactions verticales aux galets.

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \cdot L_p - [(K + N) \cdot (L_p - a_{min}) + B \cdot \frac{L_p}{2}] = 0$$

$$R_B = \frac{[(K + N) \cdot (L_p - a_{min}) + B \cdot \frac{L_p}{2}]}{20} = \frac{[(40 + 100) \times (11 - 0.9) + 88 \cdot \frac{11}{2}]}{11}$$

$$R_B = 172,55 \text{ KN}$$

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

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

$$R_A = - 172,55 + 40 + 100 + 88 = 55,45 \text{ KN.}$$

$$R_A = 55,45 \text{ KN.}$$

Réaction verticale :

R_{max} : Réaction maximale statique (pont immobile).

R_{min} : Réaction minimale statique (pont immobile).

Nombre de galets par appuis $n = 2$

$$R_{Max} = \frac{R_B}{2} = \frac{172,55}{2} = 86,28 \text{ KN.}$$

$$R_{Max} = 86,28 \text{ KN.}$$

$$R_{Min} = \frac{R_A}{2} = \frac{55,45}{2} = 27,73 \text{ KN.}$$

$$R_{Min} = 27,73 \text{ KN.}$$

a- Charges verticales avec majoration dynamique :

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

$$R_{V \text{ Max}} = \psi_1 \cdot R_{Max} = 1.15 \times 86,28 = 99,22 \text{ KN}$$

$$R_{V \text{ Max}} = 99,22 \text{ KN.}$$

$$R_{V \text{ Min}} = \psi_1 \cdot R_{Min} = 1.15 \times 27,73 = 31,89 \text{ KN}$$

$$R_{V \text{ Min}} = 31,89 \text{ KN.}$$

b- 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 boudoirs de fin course, des réactions horizontales longitudinales doivent être prévues comme suit :

$$R_{L \text{ Max}} = C \cdot R_{Max} = 0.2 \times 86,28 = 17,26 \text{ KN.}$$

$$R_{L \text{ Max}} = 17,26 \text{ KN.}$$

$$R_{L \text{ Min}} = C \cdot R_{Min} = 0.2 \times 27,73 = 5,55 \text{ KN.}$$

$$R_{L \text{ Min}} = 5,55 \text{ KN.}$$

C- Charges horizontales transversales avec majoration dynamique :

➤ **Chariot au milieu de la portée :**

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

$$R_{H1 \text{ max}} \pm [0.024 (40 + 100 + 88) \frac{11}{2,36} + 0.021 (100 + 40)] / 2 = 14,22 \text{ KN}$$

$$R_{H1 \text{ max}} = 14,22 \text{ KN.}$$

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

$$R_{H1 \text{ min}} \pm [0.024 (40 + 100 + 88) \frac{11}{2,36} - 0.021 (100 + 40)] / 2 = 11,28 \text{ KN}$$

$$R_{H1 \text{ min}} = 11,28 \text{ KN.}$$

➤ **Chariot à l'extrémité de la portée :**

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

$$R_{H2 \max} \pm [0.0052 (40 + 100 + 5 \times 88) \frac{11}{2,36} + 0.021 (100 + 40)] / 2 = 8,50 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{R_{H2 \max} = 8,50 \text{ KN.}}$$

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

$$R_{H2 \min} \pm [0.0052 (40 + 100 + 5 \times 88) \frac{11}{2,36} - 0.021 (100 + 40)] / 2 = 5,56 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R_{H2 \min} = 5,56 \text{ KN.}}$$

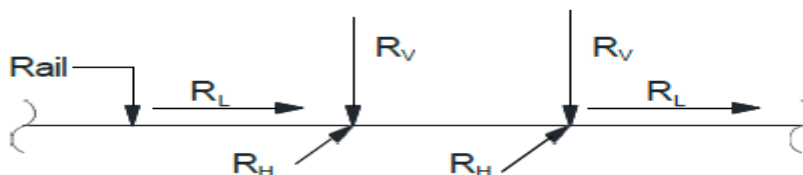


Figure IV-4 : Récapitulatif des réactions sur les galets.

Réaction	R_v [KN]	R_L [KN]	R_{H1} [KN]	R_{H2} [KN]
Max	99,22	17,26	14,22	8,50
Min	31,89	5,55	11,28	5,56

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

V-3-2 dimensionnement de la poutre de roulement :

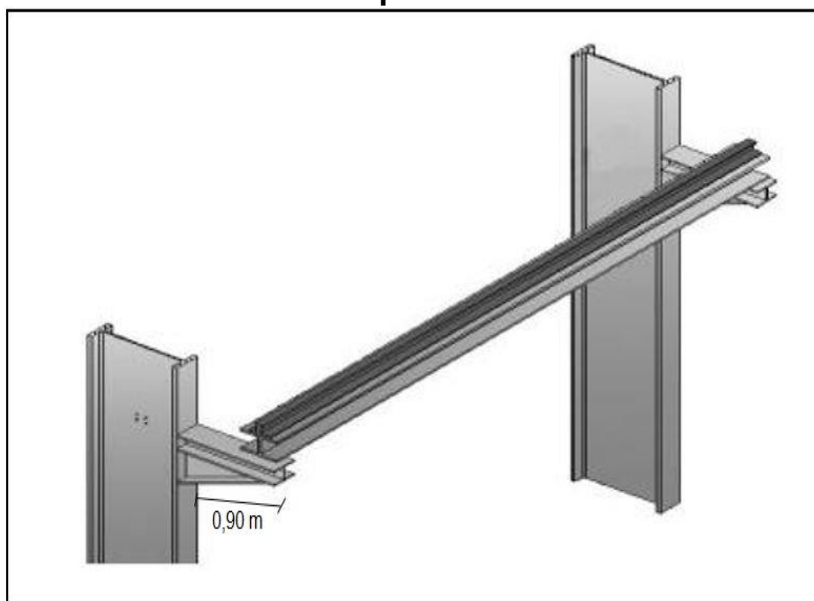


Figure IV- 5 :Schéma de la poutre de roulement.

IV-3-2-1 Evaluation de charges :**➤ Charges permanentes :**

Elle comprend tous les poids propre de tous les éléments constituant le chemin déroulement :

Rail de roulement, poutre verticale de roulement, passerelle, poutre verticale latérale à la console supportant la passerelle.

➤ Charges roulantes :

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

Ces réactions sont fonction de :

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

➤ Charges mobiles appliqués sur la passerelle :

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

V-3-2-2 Choix de la section :

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 7 m $l = 7\text{m}$.

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

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

$$f_{adm} = \frac{700}{750} = 0,93 \text{ cm} \quad f_{Max} = \frac{R_{VMax} (1-e)[3l^2 - (1-e)^2]}{48 \times E \times I_y} < f_{adm}$$

$$I_y \geq \frac{99,92 \times (7 - 2,36)[3 \times 7^2 - (7 - 2,36)^2] \times 750}{48 \times 2,1 \times 10^8 \times 7}$$

$$I_y \geq 6,1832 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_y \geq 61\,832,15 \text{ cm}^4 = 6,18 \times 10^4 \text{ cm}^4.$$

La poutre de roulement choisi est **HEM 400** avec $I_y = 1,04 \times 10^5 \text{ cm}^4$

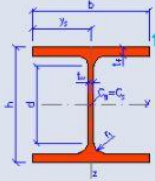
HE400M			
Dimensions		Valeurs statiques	
$h = 43.2 \text{ cm}$		Axe y	Axe z
$b = 30.7 \text{ cm}$		$I_y = 1.04E+5 \text{ cm}^4$	$I_z = 1.93E+4 \text{ cm}^4$
$t_f = 4 \text{ cm}$		$W_{y1} = 4820 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 1260 \text{ cm}^3$
$t_w = 2.1 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 5571 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 1934 \text{ cm}^3$
$r_1 = 2.7 \text{ cm}$		$I_y = 17.88 \text{ cm}$	$I_z = 7.700 \text{ cm}$
$y_s = 15.35 \text{ cm}$		$S_y = 2790 \text{ cm}^3$	$S_z = 967.0 \text{ cm}^3$
$d = 29.8 \text{ cm}$		Torsion et flambement	
$A = 325.8 \text{ cm}^2$		$I_w = 7.41E+6 \text{ cm}^6$	$I_t = 1515 \text{ cm}^4$
$A_L = 2 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$	$G = 256 \text{ kg}.\text{m}^{-1}$	$I_w = 7.748 \text{ cm}$	$I_{pc} = 19.46 \text{ cm}$

Tableau IV-7 : Caractéristiques du profilé HEM 400.

Le type et dimension du rail de roulement sont souvent fournis par le fabricant du pont roulant en fonction des conditions d'utilisation (charge, vitesse, portée...) et aussi en fonction du type de galet. Pour notre projet et pour des puissances inférieures ou égal à **10tonnes**, on emploie des barreaux (fer carré) soudés sur le chemin de roulement. On adopte des rails carrée en acier **A55**.

$A(\text{cm}^3)$	$P (\text{kg/ml})$	$I_y (\text{cm}^4)$	$W_y (\text{cm}^3)$	$I_z (\text{cm}^4)$	$W_z (\text{cm}^3)$	$K (\text{mm})$	$H_r (\text{mm})$
40,7	32,0	182	46,9	339	44,96	55	65

Tableau IV-8 caractéristiques du Rail A55.

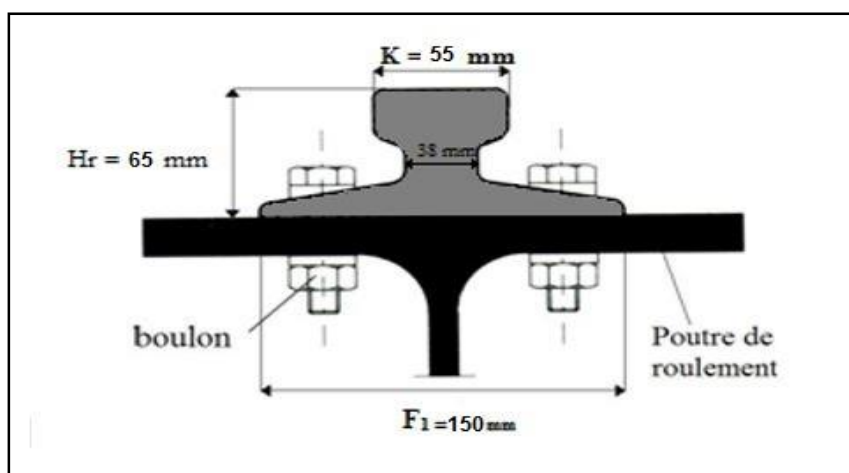


Figure IV-6: charges de galets sur le rail.

IV-3-4 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.

a- Vérification de la flèche verticale :

Poids propre de la PDR : $P_P = 2,56 \text{ KN/m}$.

Poids propre du rail : $P_r = 0,32 \text{ KN/m}$.

$q = P_P + P_r = 2,56 + 0,32 = 2,88 \text{ KN/m}$.

$$q = 2,88 \text{ KN/m}$$

$$q = q \times l$$

$$q = 2,88 \times 7 = 20,16 \text{ KN}$$

$$q = 20,16 \text{ KN}$$

- Charge repartie :

$$f_{1\text{Max}} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{1\text{Max}} = \frac{5 \times 20,16 \times 700^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1,04 \times 10^5} = 0,289 \text{ cm}$$

$$f_{1\text{Max}} = 0,289 \text{ cm}$$

$$f_{2\text{Max}} = \frac{R_{V\text{Max}}(l-e)(3l^2-(l-e)^2)}{48 \times E \times I_y}$$

$$f_{2\text{Max}} = \frac{99,22 (700 - 236) (3 \times 700^2 - (700 - 236)^2)}{48 \times 2,1 \times 10^6 \times 1,04 \times 10^5} = 5,510 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{2\text{Max}} = 0,551 \text{ cm}$$

Condition à vérifier :

$$f_{\text{Max}} = f_{1\text{Max}} + f_{2\text{Max}} = 0,289 + 0,551 = 0,84 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 0,93 \text{ cm}$$

$$f_{\text{Max}} \leq f_{\text{adm}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification de la flèche horizontale :

$$f_{\text{Max}} = \frac{R_{H1\text{Max}}(l-e)(3l^2-(l-e)^2)}{48 \times E \times I_{se}}$$

$$I_{se} = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{4 \times 30,7^3}{12} = 9\,644,81 \text{ cm}^4$$

$$f_{\text{Max}} = \frac{14,22 (700 - 236) (3 \times 700^2 - (700 - 236)^2)}{48 \times 2,1 \times 10^6 \times 9\,644,81} = 8,52 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{\text{Max}} = 0,852 \text{ cm}$$

$$f_{\text{Max}} = 0,852 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 0,93 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV-3-4 Détermination des efforts :

Calcul des sollicitations internes :

Les poutres de roulement dans notre projet sont conçues en tronçons de **6m** et de **7 m** de longueur supportées par deux appuis (isostatique).

a- 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 :

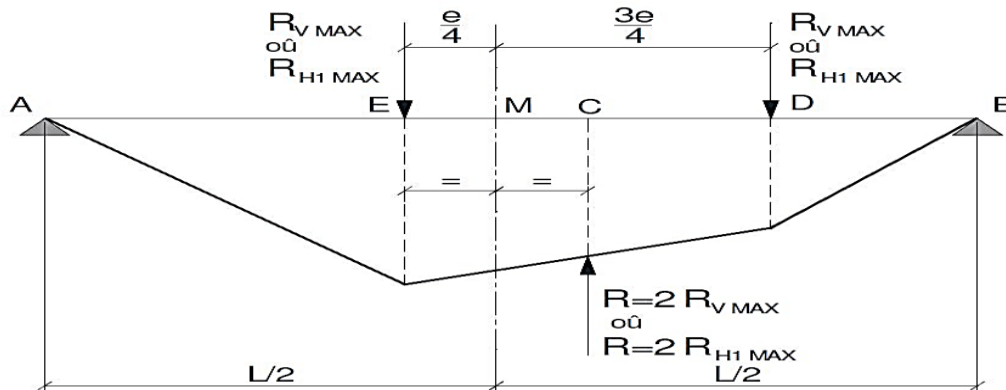


Figure IV-7 : moment fléchissant dû aux charges mobiles.

$$M_{y\text{Max}} = R_{v\text{Max}} \cdot \frac{\left(1 - \frac{e}{2}\right)^2}{2l} = 99,22 \times \frac{\left(700 - \frac{236}{2}\right)^2}{2 \times 700} = 240,06 \text{ KN.m.}$$

$$\mathbf{M_{y\text{Max}} = 240,06 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{z\text{Max}} = R_{H1\text{Max}} \cdot \frac{\left(1 - \frac{e}{2}\right)^2}{2l} = 14,22 \times \frac{\left(700 - \frac{236}{2}\right)^2}{2 \times 700} = 34,40 \text{ KN.m.}$$

$$\mathbf{M_{z\text{Max}} = 34,40 \text{ KN.m.}}$$

➤ **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.

Poids propre de la PDR : $P_P = 2,56 \text{ KN/m.}$

Poids propre du rail : $P_r = 0,32 \text{ KN/m.}$

$q = P_P + P_r = 2,56 + 0,32 = 2,77 \text{ KN/m.}$

$$\mathbf{q = 2,88 \text{ KN/m}}$$

$$M_{q\text{Max}} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{2,88 \times 7^2}{8} = 17,64 \text{ KN.m.}$$

$$\mathbf{M_{q\text{Max}} = 17,64 \text{ KN.m.}}$$

➤ **Moments combines pondérés :**

$$M_{y,\text{sd}} = 1,35 M_{q\text{Max}} + 1,5 M_{y\text{Max}} = (1,35 \times 17,64) + (1,5 \times 240,06) = 383,73 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{y,\text{sd}} = 383,73 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{z,\text{sd}} = 1,5 M_{z\text{Max}} = 1,5 \times 34,40 = 51,6 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{z,\text{sd}} = 51,6 \text{ KN.m.}}$$

b- 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.

$$V_{y,Max} = \frac{R_{H1Max} \times e}{l} = \frac{14,22 \times 2,36}{7} = 4,79 \text{ KN.}$$

$$V_{y,Max} = \frac{R_{H1Max} \times (l - e)}{l} = \frac{14,22 \times (7 - 2,36)}{7} = 9,43 \text{ KN.}$$

$$V_{z,Max} = \frac{R_{VMax} \times e}{l} = \frac{99,22 \times 2,36}{7} = 33,45 \text{ KN.}$$

$$V_{z,Max} = \frac{R_{VMax} \times (l - e)}{l} = \frac{99,22 \times (7 - 2,36)}{7} = 65,77 \text{ KN.}$$

$V_{y,Max} = 9,43 \text{ KN.}$
 $V_{z,Max} = 65,77 \text{ KN.}$

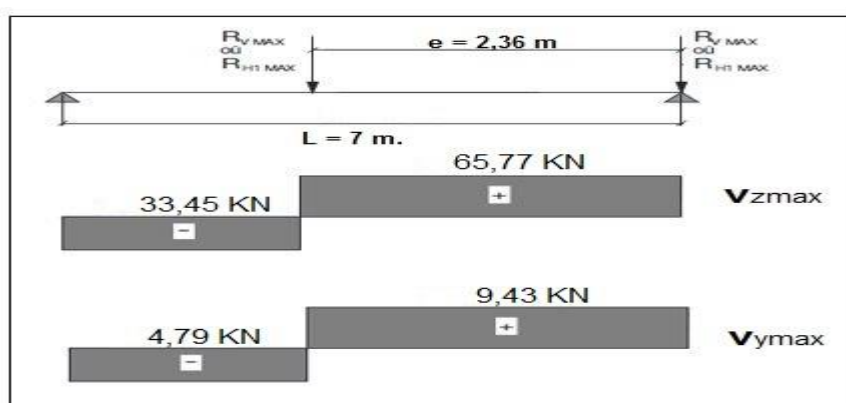


Figure IV-8 Effort tranchant dû aux charges mobiles

➤ Effort tranchant dû au poids propre du chemin déroulement :

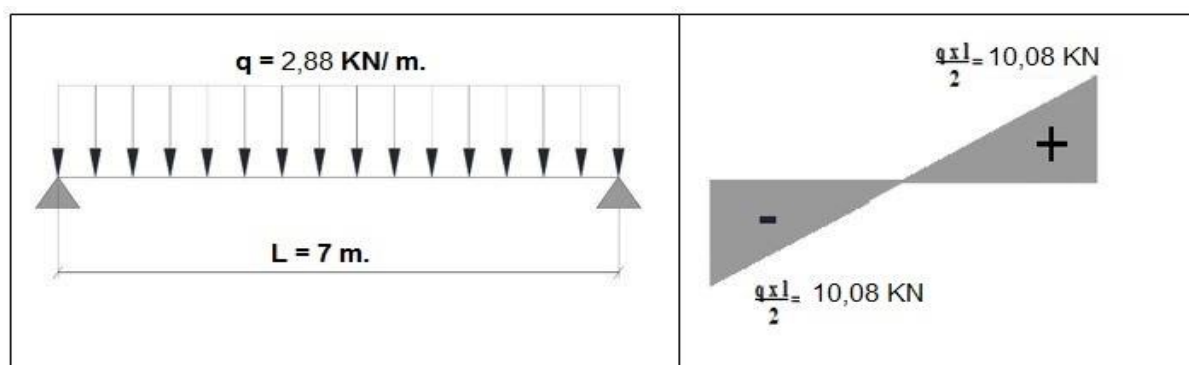


Figure IV-9. Charge et effort tranchant dues au chemin de roulement.

➤ Efforts tranchants combinés pondérés :

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

$$V_{z.sd} = (1,35 \times 10,08) + (1,5 \times 65,77) = 112,26 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{V_{z.sd} = 112,26 \text{ KN.}}$$

$$V_{y.sd} = 1.5 V_{yMax} = 1,5 \times 9,43 = 14,15 \text{ KN}$$

$$\mathbf{V_{y.sd} = 14,15 \text{ KN.}}$$

c- Calcul de l'Effort normal maximum :

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

$$N_{sd} = 1,5 \times 2 \times R_{LMax}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times 2 \times 17,26 = 51,78 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{N_{sd} = 51,78 \text{ KN.}}$$

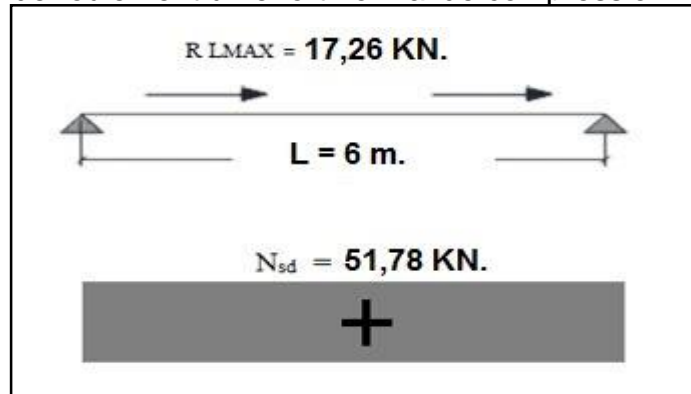


Figure IV-10 effort normal.

IV-3-5 Vérification de la section à la résistance :

a- 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 :

$$\mathbf{V_{zsd} < 0.5 V_{plz.rd}}$$

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

Calcul de classe de HEM 400 :

Classe de la semelle : comprimée.

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b-t_w-2r}{2}}{t_f} \leq 9\epsilon \quad \text{avec} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{30,7-2,1-2 \times 2,7}{2}}{4} = 2,9 \leq 9\epsilon = 8,28 \dots\dots \text{semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme : fléchie.

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{29,8}{2,1} = 14,19 \leq 72\epsilon = 66,24 \dots\dots\dots \text{âme classe 1.}$$

On conclut que la section globale de classe 1.

a-1 : Incidence de l'effort tranchant:

$$V_{z,sd} \leq 0.5 V_{pl,z,rd}$$

$$V_{pl,z,rd} = A_{vz} \times \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec : } V_{z,sd} = 112,26 \text{ KN.}$$

$$A_{vz} = 110,2 \text{ cm.}$$

$$V_{pl,z,rd} = \frac{110,2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} 10^{-1} = 1\,590,60 \text{ KN.}$$

$$0.5 V_{pl,z,rd} = 0.5 \times 1\,590,60 = 795,30 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 112,26 \text{ KN} \leq 0.5 V_{pl,z,rd} = 795,30 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition verifier.}$$

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

a-2 : Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq 0.25 N_{pl,z,rd}$$

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

Avec: $N_{sd} = 51,78 \text{ KN.}$

$$N_{pl,z,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{325,8 \times 275}{1.1} 10^{-1} = 8\,145 \text{ KN.}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 325,8 - (2 \times 30,7 \times 4) = 80,2 \text{ cm}^2$$

$$0.25 N_{pl,z,rd} = 0.25 \times 8\,145 = 2\,036,25 \text{ KN.}$$

$$0.25 N_{pl,z,rd} = 2\,036,25 \text{ KN.}$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times \frac{80,2 \times 275}{1.1} 10^1 = 1\,002,5$$

$$N_{sd} = 51,78 \text{ KN} \leq 0.25 N_{pl,z,rd} = 2\,036,25 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 51,78 \text{ KN} \leq 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 1\,002,5 \text{ KN}$$

Les deux conditions sont vérifiées alors il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort normal.

b- Vérification de l'élément aux instabilités :

Flambement par rapport à y-y :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{700}{17,88} = 39,15 \quad i_y = 17,88 \text{ cm (tableau des profilés)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{39,15}{93,9\varepsilon} = \frac{39,15}{93,9 \times 0,92} = 0,45. \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{43,2}{30,7} = 1,41 \geq 1.2$$

$$t_f = 40 \leq 40 \text{ mm} \quad \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe (a)} \rightarrow \alpha_y = 0,21.$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.21 (0.45 - 0.2) + 0.45^2] = 0.63.$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^2} \quad \text{« Formule 5.46 - Page 5.70 - EC3 »}$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.63 + [0.63^2 - 0.45^2]^{0.5}} = 0.93.$$

Flambement par rapport à z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{700}{7.70} = 90.91. \quad i_z = 7.70 \text{ cm (tableau des profilés)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{90.91}{93.9} = \frac{90.91}{93.9 \times 0.92} = 1.05.$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{43.2}{30.7} = 1.41 \geq 1.2$$

tf = 40 ≤ 40 mm axe de flambement z-z → **courbe (b)** → **α_z = 0,34**

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.34 (1.05 - 0.2) + 1.05^2] = 1.2.$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^2}$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.2 + [1.2^2 - 1.05^2]^{0.5}} = 0.56.$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.93; 0.56) = 0.56. \quad \chi_{\min} = 0.56.$$

Coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

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

$$C_1 = 1.046 \quad [\text{tableau F.1.1 page F-3 EC 3}]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{700}{7.70}}{1.046^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{700}{7.70}}{\frac{43.2}{4}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 60.89.$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{60.89}{93.9 \times 0.92} = 0.70.$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad \text{avec:} \quad \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.70 - 0.2) + 0.70^2] = 0.80.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.80 + [0.80^2 - 0.70^2]^{0.5}} = 0.84.$$

$$\chi_{LT} = 0.84 \leq 1.0$$

➤ **Calcul des coefficients d'interaction k_{ij} :**

Coefficient d'interaction k_y :

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

$$\beta_{My} = 1,4 \quad ; \quad W_{ply} = W_{ypl} = 5\,571 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{ely} = W_{y1} = 4\,820 \text{ cm}^3 \quad ; \quad \bar{\lambda}_y = 0,45$$

$$\mu_y = 0,45 (2 \times 1,4 - 4) + \frac{5\,571 - 4\,820}{4\,820} = -0,38 < 0.9$$

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

$$\text{Avec: } N_{sd} = 51,78 \text{ KN} \quad ; \quad A = 325,8 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \chi_y = 0.93 \quad ; \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,38 \times 51,78}{0,93 \times 325,8 \times 275} = 1.00 \leq 1.5$$

Coefficient d'interaction k_z :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \leq 0.9$$

$$\beta_{My} = 1,4 \quad ; \quad W_{plz} = W_{zpl} = 1\,934 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{elz} = W_{z1} = 1\,260 \text{ cm}^3 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = 1,05.$$

$$\mu_z = 1,05 (2 \times 1,4 - 4) + \frac{1\,934 - 1\,260}{1\,260} = -0.73 < 0.9$$

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

$$\text{Avec: } N_{sd} = 51,78 \text{ KN} \quad ; \quad A = 325,8 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \chi_z = 0,56 \quad ; \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$k_z = 1 - \frac{-0,73 \times 51,78}{0,56 \times 325,8 \times 275} = 1.00 \leq 1.5$$

Coefficient d'interaction k_{LT} :

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{mLT} - 0.15$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1,05 \times 1,4 - 0.15 = 0.071.$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.071 \times 51,78}{0,56 \times 325,8 \times 275} = 0.99 = 1.00.$$

b-1 : Vérification de la flexion composée avec risque de flambement :

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

$$\frac{51,78}{0,56 \times 325,8 \times \frac{275}{1,1}} \times 10 + 1 \times \frac{383}{5\,571 \times \frac{275}{1,1}} \times 10^3 + 1 \times \frac{51,6}{1\,934 \times \frac{275}{1,1}} \times 10^3 = 0,39$$

0.39 < 1.0condition vérifiée.

b-2 : Vérification de la flexion composée avec risque de déversement :

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

$$\frac{51,78}{0,56 \times 325,8 \times \frac{275}{1,1}} \times 10 + 1 \times \frac{383}{0,84 \times 5\,571 \times \frac{275}{1,1}} \times 10^3 + 1 \times \frac{51,6}{1\,934 \times \frac{275}{1,1}} \times 10^3 = 0,45$$

0,45 < 1.0condition vérifiée.

c- Vérification du cisaillement :

C-1 : Cisaillement sous l'effet de la charge verticale :

$$V_{z, sd} \leq V_{pl, z, Rd} \quad \text{avec : } V_{z, sd} = 111,75 \text{ KN}$$

$$V_{pl, z, Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{110,2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} \cdot 10^{-1} = 1\,590,60 \text{ KN}$$

$$V_{z, sd} = 111,75 \text{ KN} \leq V_{pl, z, Rd} = 1\,590,60 \text{ KN} \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

C-2 : Cisaillement sous l'effet de la charge horizontale :

$$V_{y, sd} \leq 0.5 V_{pl, y, Rd} \quad \text{avec : } V_{y, sd} = 14,15 \text{ KN}$$

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 325,8 - 110,2 = 215,60 \text{ KN}$$

$$V_{pl, y, sd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{215,60 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1,1} \cdot 10^{-1} = 3\,111,92 \text{ KN}$$

$$V_{y, sd} = 14,15 \text{ KN} \leq V_{pl, y, Rd} = 3\,111,92 \text{ KN}$$

$$V_{y, sd} = 14,15 \text{ KN} \leq 0.5 \times V_{pl, y, Rd} = 0.5 \times 3\,111,92 = 1\,555,96 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

IV-3-6 Calcul du support du chemin de roulement :

a- Pré dimensionnement du support :

Le chemin de roulement est supporté par des consoles soudées sur le poteau de l'ossature principale du hangar que nous étudions. 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 **HEM 400**.

HE400M			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 43.2 cm		Axe y	Axe z
b = 30.7 cm		$I_y = 1.04E+5 \text{ cm}^4$	$I_z = 1.93E+4 \text{ cm}^4$
$t_f = 4 \text{ cm}$		$W_{y1} = 4820 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 1260 \text{ cm}^3$
$t_w = 2.1 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 5571 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 1934 \text{ cm}^3$
$r_1 = 2.7 \text{ cm}$		$i_y = 17.88 \text{ cm}$	$i_z = 7.700 \text{ cm}$
$y_s = 15.35 \text{ cm}$		$S_y = 2790 \text{ cm}^3$	$S_z = 967.0 \text{ cm}^3$
d = 29.8 cm		Torsion et flambement	
$A = 325.8 \text{ cm}^2$		$I_w = 7.41E+6 \text{ cm}^6$	$I_t = 1515 \text{ cm}^4$
$A_L = 2 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$	$G = 256 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$	$i_w = 7.748 \text{ cm}$	$i_{pc} = 19.46 \text{ cm}$

Tableau IV-9 : Caractéristiques du profilé HEM 400.

b- Evaluation des charges :

Poids propre de la console :

P_c : Poids propre de HEM 400 .

$P_c = 2,56 \text{ KN/ml}$

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 :

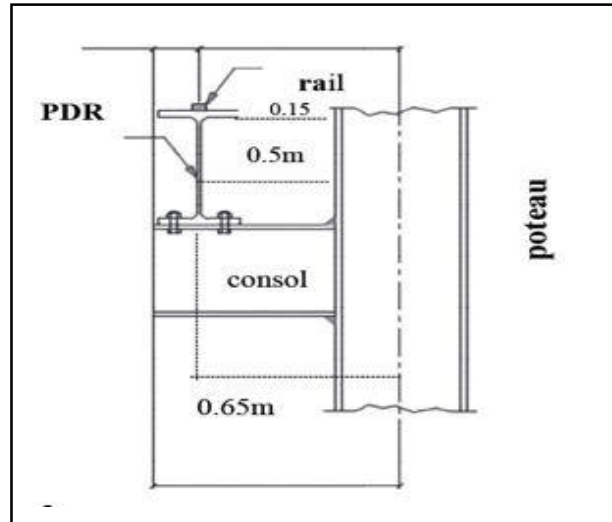
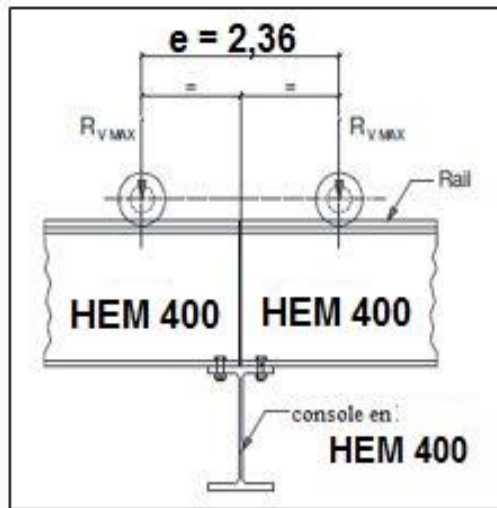
$$P_{cr} = q \times \frac{L}{2}$$

q : le poids propre de la poutre + rail de roulement ($q = 2,88 \text{ KN/m}$)

L : la longueur de la travée du chemin de roulement ($L = 7\text{m}$)

$$P_{cr} = 2,88 \times \frac{7}{2} = 10,08 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_{cr} = 10,08 \text{ KN}}$$



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.

$$P_{Vmax} = 2 \times R_{Vmax} \times \left(\frac{1 - \frac{e}{2}}{1} \right)$$

$$P_{Vmax} = 2 \times 99,22 \times \left(\frac{7 - \frac{2,36}{2}}{6} \right) = 192,49 \text{ kN}$$

$$P_{Vmax} = 192,49 \text{ kN}$$

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.

$$P_{Hmax} = 2 \times R_{Vmax} = 2 \times 99,22 = 198,44 \text{ kN}$$

$$P_{Hmax} = 198,44 \text{ kN}$$

C- Calcul des sollicitations internes :

- Sous charges verticales:

$$M_{y1} = P_{cr} \times l + \frac{P_c \times l^2}{2} = (10,08 \times 0,65) + \left(\frac{2,88 \times 0,65^2}{2} \right)$$

$$M_{y1} = 7,16 \text{ kN.m.}$$

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

$$V_{z1} = 10,08 + (2,88 \times 0,65) = 18,87 \text{ kN.}$$

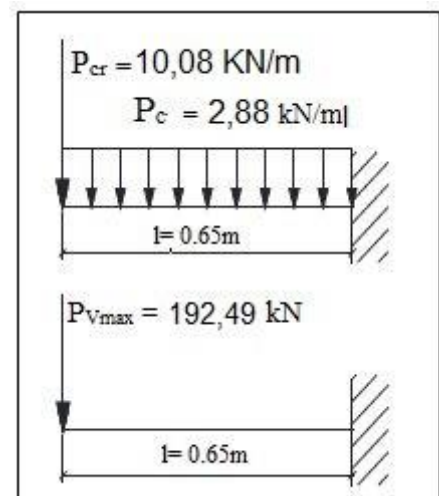
$$V_{z1} = 18,87 \text{ kN.}$$

$$M_{y2} = P_{Vmax} \times l = 192,49 \times 0,65 = 125,12 \text{ kN.m.}$$

$$M_{y2} = 125,12 \text{ kN.m.}$$

$$V_{z2} = P_{Vmax} = 192,49 \text{ kN}$$

$$V_{z2} = 192,49 \text{ kN}$$



Efforts combinés pondérés:

$$M_{y,sd} = 1.35 M_{y1} + 1.5 M_{y2} = (1.35 \times 7,16) + (1.5 \times 125,12) = 197,35 \text{ kN.m.}$$

$$M_{y,sd} = 197,35 \text{ kN.m.}$$

$$V_{z,sd} = 1.35 V_{z1} + 1.5 V_{z2} = (1.35 \times 18,87) + (1.5 \times 192,49) = 314,21 \text{ kN.}$$

$$V_{z,sd} = 314,21 \text{ kN.}$$

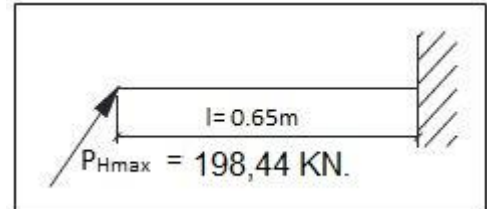
Sous charges horizontales:

$$M_{z2} = P_{Hmax} \times l = 198,44 \times 0.65 = 129 \text{ kN.m}$$

$$M_{z2} = 129 \text{ kN.m}$$

$$V_{y2} = P_{Hmax} = 198,44 \text{ kN.}$$

$$V_{y2} = 198,44 \text{ kN.}$$



Efforts combinés pondérés :

$$M_{z,sd} = 1.5 M_{z2} = 1.5 \times 129 = 193,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = 193,5 \text{ kN.m.}$$

$$V_{y,sd} = 1.5 V_{y2} = 1.5 \times 198,44 = 297,66 \text{ kN.}$$

$$V_{y,sd} = 297,66 \text{ kN.}$$

d- Vérification de la flexion (déviée) :

Calcul de classe de HEM 400 :

Classe de la semelle : comprimée.

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{30,7-2,1-2 \times 2,7}{2}}{4} = 2,9 \leq 9\varepsilon = 8,28 \dots\dots \text{semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme : fléchie.

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{29,8}{2,1} = 14,19 \leq 72\varepsilon = 66,24 \dots\dots\dots \text{âme classe 1.}$$

On conclut que la section globale de classe 1.

Condition à vérifier :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1.0 \quad \text{« Formule 5.35 – Page 5.63 – EC3 »}$$

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 1 ; \quad M_{z,sd} = 193,5 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_{y,sd} = 197,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,y,sd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5\,571 \times 275}{1.1} 10^{-3} = 1\,392,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,y,sd} = 1\,392,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,z,sd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1\,934 \times 275}{1.1} 10^{-3} = 483,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,z,sd} = 483,5 \text{ kN.m}$$

$$\left[\frac{197,35}{1\,392,75} \right]^2 + \left[\frac{193,5}{483,5} \right]^1 = 0,42 \leq 1.0 \dots \text{condition vérifiée.}$$

e- Vérification au cisaillement :

$$V_{z.sd} \leq V_{pl.z.Rd} \quad ; \quad V_{y.sd} \leq V_{pl.y.Rd} \quad \text{« Formule 5.20 – Page 5.58 – EC3 »}$$

$$V_{z.sd} = 314,21 \text{ KN} ; \quad V_{y.sd} = 297,66 \text{ KN} ; \quad A_{vz} = 110,2 \text{ cm}^2 ; \quad A_{vy} = 215,60 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.z.sd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{110,2 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1.1} 10^{-1} = 1\,590,60 \text{ KN}$$

$$V_{pl.z.sd} = 1\,590,60 \text{ KN.}$$

$$V_{pl.y.sd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{215,60 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1.1} = 3\,111,92 \text{ KN}$$

$$V_{pl.y.sd} = 3\,111,92 \text{ KN.}$$

$$V_{z.sd} = 314,12 \text{ KN} \leq V_{pl.z.Rd} = 1\,590,60 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 297,66 \text{ KN} \leq V_{pl.y.Rd} = 3\,111,92 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée}$$

f- Vérification au déversement :

Condition à vérifier :

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{z.sd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 1)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad \text{« Formule F.21 - Page F.9 - Annexe F - EC3 »}$$

$$C_1 = 1,879$$

« Tableau F.1.1 - Annexe f - EC3 »

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{65}{7,7}}{1,879^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{65}{7,7}}{\frac{43,2}{4}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 6,11.$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0.5} = \frac{6,11}{93,9 \times 0,92} = 0,071.$$

$$\text{On a: } h/b = 1,4 \leq 2 \rightarrow \text{courbe (a)} \rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$$

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

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (0,071 - 0,2) + 0,071^2] = 0,49.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1.0 \quad \text{« Formule 5.49 - Page 5.78 – EC3 »}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.49 + [0.49^2 - 0.071^2]^{0.5}} = 1,026.$$

$$\frac{197,35}{1.026 \times 1 \times 5\,571 \times 275 / 1.1} 10^3 + \frac{193,5}{1\,934 \times 275 / 1.1} 10^3 = 0,54 \leq 1.0 \dots \text{condition vérifiées}$$

g- Vérification de la flèche :
Sous charges horizontales :

$$\frac{P_{Hmax} \times l^3}{3 \times E \times I_z} < \frac{l}{750}$$

avec : $P_{Hmax} = 198,44 \text{ KN}$; $I_z = 1,93 \times 10^4 \text{ cm}^4$

$$\frac{198,44 \times 65^3}{3 \times 2.1 \times 1,93 \times 10^4} \times 10^{-4} = 0,045 \text{ cm} < \frac{l}{750} = \frac{65}{750} = 0,087 \text{ cm}$$

0,045 cm < 0.087 cmcondition vérifiée.

Sous charges verticales :

$$\frac{5}{384} \frac{P_c \times l^3}{E \times I_y} + (P_{Vmax} + P_{cr}) \times \frac{l^3}{3 \times E \times I_y} < \frac{l}{750}$$

$$\frac{l}{750} = \frac{65}{750} = 0,087 \text{ cm}$$

$$\frac{5}{384} \frac{2,88 \times 65^3}{2.1 \times 1,04 \times 10^5} + (192,49 + 10,08) \times \frac{65^3}{3 \times 2.1 \times 1,04 \times 10^5} \cdot 10^{-4} = 0,48 \text{ cm.}$$

0,048 < 0,087 cm
La flèche est vérifiée.

Conclusion :

Poutre de roulement en HEM 400.

Rail A55.

Support de chemin de roulement en HEM400.

CHAPITRE V

ETUDE DE

PLANCHER MIXTE

V-1 Introduction :

L'étude du plancher mixte (acier-béton) qui est constitué d'un plan horizontal rigide a pour but de Supporter les charges verticales qui sont produit par le poids propre des différents composants ainsi que la charge d'exploitation et de les transmettre aux poteaux et aux palées de stabilité

➤ **Description d'un plancher collaborant :**

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solive) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble est illustré dans la figure 4-1 ci-dessous :

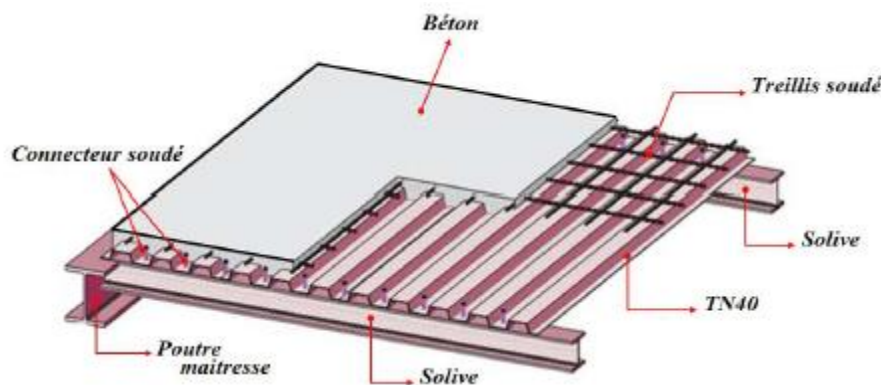


Figure V-1 : Eléments constructifs d'un planché mixte.

➤ **Avantages des dalles mixtes :**

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher au moyen des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

Pour le dallage du premier niveau (partie bureaux), nous avons opté pour un plancher collaborant constitué d'une dalle en béton armé coulée sur un pontage métallique de type HIBON55 qui servira de coffrage perdu lors de la phase d'exécution ainsi que de poutres métalliques.

L'interaction (poutre métallique-dalle en béton armé) sera assurée par des goujons de type NELSON qui vont lier les poutres à la dalle en béton armé.

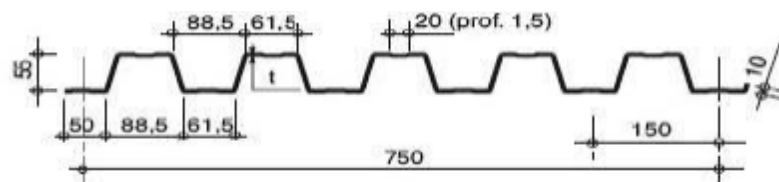


Figure V-2 : Présentation de la tôle HIBON 55.

Avec : Epaisseur de la dalle : $h=120\text{mm}$

Tôle Hibon 55..... $h_p = 55\text{mm}$

$h_c = h - h_p = 120 - 55 = 65\text{ mm}$

Module de Young..... $E_a = 21. 10^4\text{ MPA}$ $E_{cim} = 30500\text{Mpa}$

Le module d'élasticité longitudinal :

$$\frac{E_{cim}}{2} = \frac{30500}{2} = 15250\text{ MPA}$$

Coefficient d'équivalence (acier. Béton) : $n = \frac{E_a}{\frac{E_{cim}}{2}} = 13.77$

V-2 Disposition des solives (poutrelles) :

Dans notre cas les dimensions les plus défavorables pour le dimensionnement des éléments de plancher sont montré sur la figure ci-après :

- Distance entre les solives est $d=1,0\text{m}$.
- La longueur de solives est $l=6,00\text{m}$.

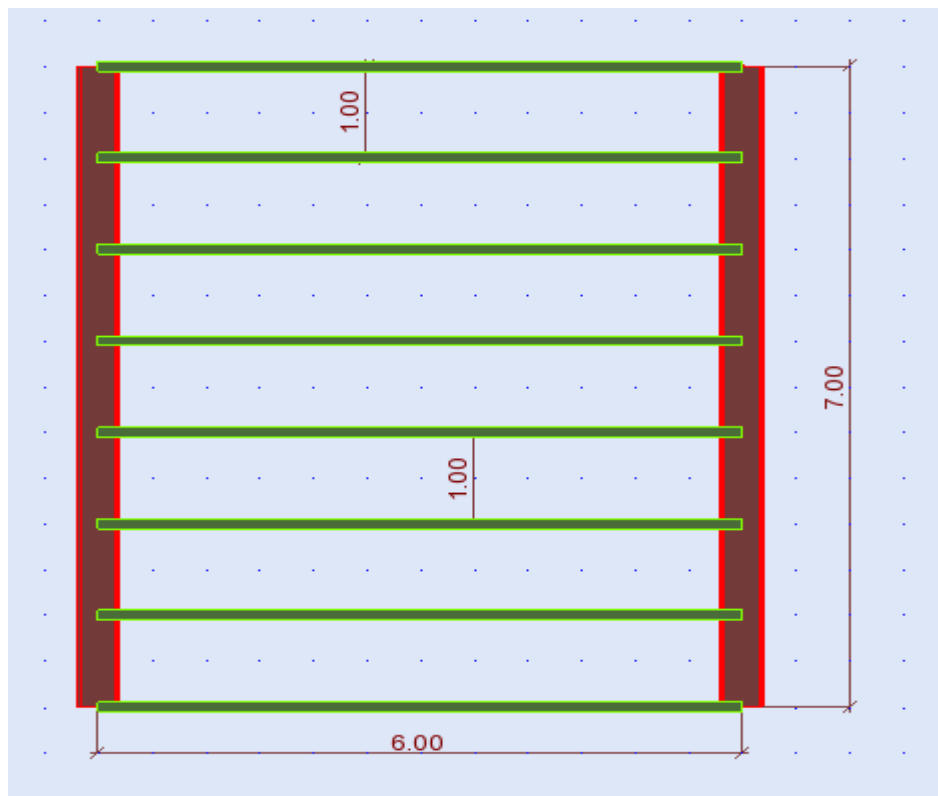


Figure V-3 : Schéma de la trame supportant les planchers.

V-3 Vérification au stade de montage :**V-3-1 Evaluation des charge et surcharge :****➤ Les charges permanentes :**

- Poids de la dalle en béton (épaisseur 10 cm) :
 $G1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0.1$ $G1 = 250 \text{ daN/m}^2$
- Poids de la tôle (TN40) + accessoire $G2 = 15 \text{ daN/m}^2$
- Poids du treillis soudé $G3 = 1 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d = (250 + 15 + 1) \times 1 = 266 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{G = 266 \text{ daN/m}}$$

➤ Les charges variables :**➤ Charge des ouvriers :**avec : $P = 100 \text{ daN/m}^2$

$$Q = P \times d = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{Q = 100 \text{ daN/m}}$$

V-3-2 Combinaison de charge :**➤ A l'ELU :**

$$q = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q = 1.35 \times 266 + 1.5 \times 100 = 509.1 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{q = 509.1 \text{ daN/m}}$$

➤ A l'ELS :

$$q = G + Q$$

$$q = 266 + 100 = 366 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{q = 366 \text{ daN/ml}}$$

V-3-3 Condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées :

$$f_z = \frac{5 \times q \times L^4}{348 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \quad I_y \geq \frac{5 \times q \times L^4}{348 \times E \times \frac{l}{250}}$$

Avec : $l = 600 \text{ m}$: longueur de la solive

$$q = 366 \text{ daN/ml.}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 366 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 250}{348 \times 2.1 \times 10^6} = 1225,44 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant une valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

On opte pour un IPE 200

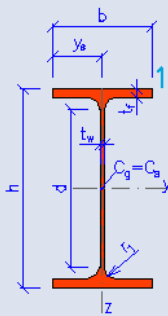
IPE200			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 20 cm		Axe y	Axe z
b = 10 cm		$I_y = 1940 \text{ cm}^4$	$I_z = 142.0 \text{ cm}^4$
$t_f = 0.85 \text{ cm}$		$W_{y1} = 194.0 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 28.50 \text{ cm}^3$
$t_w = 0.56 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 220.0 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 44.61 \text{ cm}^3$
$r_1 = 1.2 \text{ cm}$		$i_y = 8.260 \text{ cm}$	$i_z = 2.240 \text{ cm}$
$y_s = 5 \text{ cm}$		$S_y = 110.0 \text{ cm}^3$	$S_z = 22.30 \text{ cm}^3$
d = 15.9 cm		Torsion et flambement	
A = 28.5 cm ²		$I_w = 1.30 \times 10^4 \text{ cm}^6$	$I_t = 6.980 \text{ cm}^4$
$A_L = 0.77 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$	$G = 22.4 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$	$i_w = 2.500 \text{ cm}$	$i_{pc} = 8.560 \text{ cm}$

Tableau V-1 : Dimension et caractéristique de IPE 200.

Donc on ajoute le poids propre de l'IPE 200 a la charge permanente :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + G_p = (250 + 15 + 1) \times 1 + 22,4 = 288,4 \text{ daN/m}$$

➤ A l'ELU :

$$q = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q = 1.35 \times 294.5 + 1.5 \times 100 = 547.57 \text{ daN/ml}$$

$$q = 547.57 \text{ daN/ml}$$

➤ A l'ELS :

$$q = G + Q$$

$$q = 294.5 + 100 = 394.5 \text{ daN/ml}$$

$$q = 394.5 \text{ daN/ml}$$

V-3-4 Vérification a l'ELU :

V-3-4-1 Vérification du moment fléchissant (résistant) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{PL,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{547.57 \times 6^2}{8} = 2464,06 \text{ daN/ ml.}$$

$$M_{sd} = 2464,06 \text{ daN/ ml.}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{221 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 4721,36 \text{ daN/ m.}$$

$$M_{pl,rd} = 4721,36 \text{ daN/ m}$$

$$M_{sd} = 2464,06 \text{ daN} < M_{PL,Rd} = 4721,36 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V-3-4-2 Vérification de la section à l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{547,57 \times 6}{2} = 1642,71 \text{ daN/ ml.}$$

$$V_{sd} = 1642,71 \text{ daN/ ml.}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{898,4 \times 23,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 11081,13 \text{ daN/ m.}$$

$$V_{pl,rd} = 11081,13 \text{ daN/ m.}$$

Avec :

- $\gamma_{mo} = 1,1$
- $A_v = A - 2.b \times t_f + (t_w + 2.r) \times t_f$
 $A_v = 2850 - 2 \times 100 \times 8,5 + (5,6 + 2 \times 12) \times 8,5 = 898,4 \text{ mm}^2$

$V_{sd} = 1642,71 \text{ daN} < V_{PL,Rd} = 11081,13 \text{ daN}$Condition vérifiée.

V-3-4-5 Vérification a l'ELS :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{348 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 3,945 \times 600^4}{348 \times 2,1 \times 10^6 \times 1943} = 1,63 \text{ cm}$$

$f_{max} = 1,62 \text{ cm} < \bar{f} = 2,24 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

L'IPE 200 est vérifié au stade de montage

V-4 Vérification au stade finale :

V-4-1 Evaluation des charge et surcharge :

➤ **Les charges permanentes :**

- Poids de la dalle en béton (épaisseur 10 cm) : $G1 = 250 \text{ daN/m}^2$
- Poids de la tôle (TN40) + accessoire $G2 = 15 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment (2cm) $G3 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Couche de sable (3cm) $G4 = 51 \text{ daN/m}^2$
- Poids de cloisons (panneau sandwich LL35) $G5 = 10,9 \text{ daN/m}^2$
- Poids du revêtement de carrelage $G6 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Poids de faux plafond $G7 = 10 \text{ daN/m}^2$
- Poids de solive IPE200 $P_{ipe200} = 22,4 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G1 + G2 + G3 + G4 + G5 + G6 + G7) \times d + P_{ipe200}$$

$$\mathbf{G = 438 \text{ daN/m.}}$$

➤ **Les charges permanentes :**

- Charge d'exploitation : $P = 250 \text{ daN/m}^2$

(Nature du locale : Bureaux proprement dits) (DTR tableau 7.2.4)

$$Q = P \times d = 250 \times 1$$

$$Q = 250 \text{ daN/m}$$

➤ **A l'ELS :**

$$q = G + Q$$

$$q = 439,3 + 250 = 689,3 \text{ daN/m}$$

$$q = 689,3 \text{ daN/m}$$

➤ **A l'ELU :**

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 \times 439,3 + 1.5 \times 250 = 968.05 \text{ daN/m}$$

$$q = 968.05 \text{ daN/m}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle IB participe avec l'inertie des solives IA, ce qui donne une inertie équivalente I_{Δ} .

V-4-2 Caractéristique de la dalle mixte :

V-4-2-1 Calcul de la largeur efficace du béton :

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I , de la section mixte notée par B_{eff} est donnée par :

$$B_{eff} = \min\left(\frac{2l_0}{8}; b\right)$$

Avec : $l_0 = 6\text{m}$

$b = 1\text{m}$

V-4-2-2 Calcul de la section équivalente :

La formule de calcul de la section équivalente acier-béton est :

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec : A : section d'acier.

B : section de la dalle en béton

$$n : \text{facteur d'équivalence } (n = \frac{E_a}{\frac{E_{cim}}{2}} = \frac{21 \times 10^4}{\frac{15250}{2}} = 13.77)$$

Donc : $A = 28.5 \text{ cm}^2$ et $B = b \times t = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$

$$S = 106.02 \text{ cm}^2$$

V-4-2-3 Position de l'axe neutre :

➤ Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{28.5 \times 2350}{1.1} = 60886.36 \text{ daN}$$

➤ Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0,85 \times hc \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

Avec : $hc = h - hp = 120 - 55 = 65 \text{ mm}$

$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

$$F_b = \frac{0,85 \times 6,5 \times 100 \times 250}{1,5} = 92\,083,33 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$ donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton ; d'où :

$$Z_e = \frac{F_a}{\frac{0,85 \times B_{eff} \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{60886,36}{\frac{0,85 \times 100 \times 250}{1,5}} = 4,3 \text{ cm} \quad Z_e = 43 \text{ mm}$$

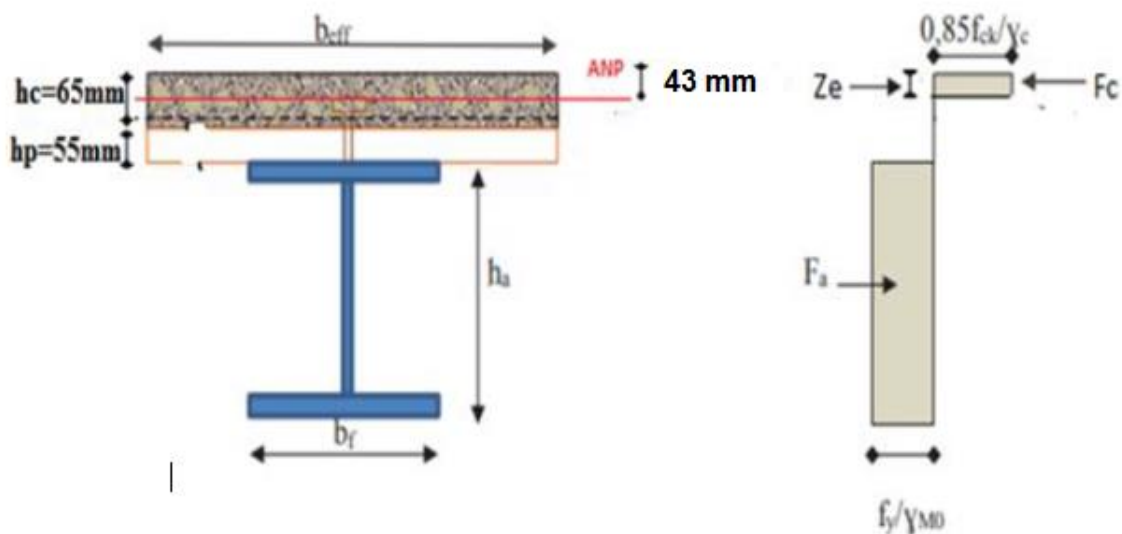


Figure V-4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

V-4-3 Vérification à L'ELU :

V-4-3-1 Vérification du moment de résistance plastique :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{968,05 \times 6^2}{8} = 4\,356,24 \text{ daN.m} \quad M_{sd} = 4\,356,24 \text{ daN.m}$$

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + hc + hp - \frac{Z}{2} \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + hc + hp - \frac{Z}{2} \right)$$

$$\text{Avec : } Z = \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right) / \left(\frac{0,85 \times B_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \right)$$

$$Z = \frac{\frac{28.5 \times 2350}{1.1}}{\frac{0.85 \times 100 \times 250}{1.5}} = 4.3 \text{ cm}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{28.5 \times 235 \times 10^2}{1.1} \left(\frac{200}{2} + 66 + 55 - \frac{43}{2} \right) = 12\,246,82 \text{ daN} \quad M_{ply,Rd} = 12\,246,82 \text{ daN}$$

$M_{sd} = 4\,356,24 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 12\,246,82 \text{ daN.m}$ condition vérifiée.

V-4-3-2 Vérification de l'effort tranchant :

On doit bien vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{968,05 \times 6}{2} = 2\,904,15 \text{ daN/ ml.} \quad V_{sd} = 2904,15 \text{ daN/ ml.}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{898,4 \times 23.5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 11\,081.13 \text{ daN/ m.} \quad V_{pl,rd} = 11\,081.13 \text{ daN/ m}$$

Avec : $A_v = 2850 - 2 \times 100 \times 8.5 + (5.6 + 2 \times 12) \times 8.5 = 898,4 \text{ mm}^2$

$V_{sd} = 2904.15 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 11081.13 \text{ daN}$Condition vérifié.

V-4-4 Vérification à L'ELS :

Vérification de la flèche :

On doit vérifier la condition suivante : $f_{max} < f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{348 \times E \times I_h}$$

Avec :

L : la portée de la solive.

I_h : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique.

E : module d'élasticité de l'acier.

I_A : inertie propre de l'IPE200 $I_A = 1943 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$A_A : 28.5 \times 10^2 \text{ mm}^2$

$H_A : 200 \text{ mm}$

hc : hauteur de la dalle seul $hc = 65 \text{ mm}$

$B_{eff} = 1000 \text{ mm}$

I_B : inertie de la section en béton

➤ L'aire de la section homogénéisée :

$$A_h = A_a + \frac{B_{eff} \times hc}{n} = 2850 + \left(\frac{1000 \times 65}{13.77} \right) = 7\,570.40 \text{ mm}^2$$

$$A_h \left(\frac{h_a}{2} + hp \right) = 7570.40 (110 + 55) = 1\,249\,117 \text{ mm}^2$$

$$\frac{b_{eff} \times hc^2}{2n} = \frac{1000 \times 65^2}{2 \times 13.77} = 153\,413.21 \text{ mm}^2$$

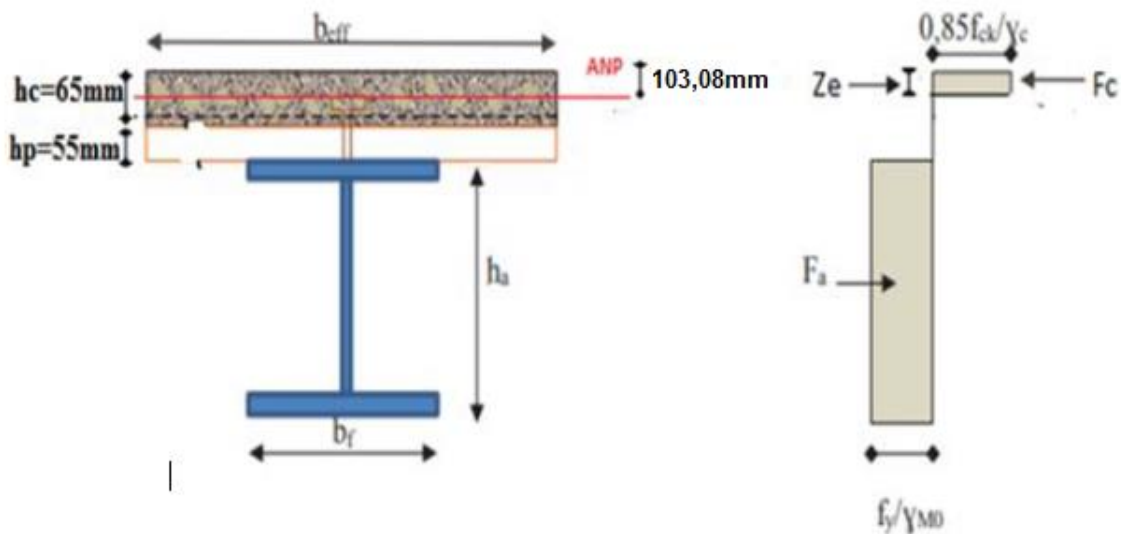
$$A_h \left(\frac{ha}{2} + hp \right) > \frac{beff \times hc^2}{2n}$$

Donc, l'axe neutre élastique se situe dans le profilé métallique à une distance Ze de la face supérieure de la dalle.

$$Ze = \frac{Aa}{Ah} \left(\frac{ha}{2} + hp + hc \right) + \frac{1}{Ah} \times \frac{beff \times hc^2}{2n}$$

$$Ze = \frac{2850}{7570.40} \left(\frac{200}{2} + 55 + 65 \right) + \frac{1}{7570.40} \times \frac{1000 \times 65^2}{2 \times 13.77}$$

$$Ze = 103.08 \text{ mm}$$



➤ Calcul du moment d'inertie I :

$$I_h = \left[I_A + Aa \left(\frac{ha}{2} + hp + hc - Ze \right)^2 \right] + \left[\frac{beff \times hc}{n} \left(\frac{hc^2}{12} + \left(Ze - \frac{hc}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_h = \left[1943 \times 10^4 + 2850 \left(\frac{200}{2} + 55 + 65 - 103.08 \right)^2 \right] + \left[\frac{1000 \times 65}{13.77} \left(\frac{65^2}{12} + \left(103.08 - \frac{65}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_h = [58390316,24] + [25176854,22]$$

$$I_h = 8356.71 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On a:

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times L^4}{348 \times E \times I_h} = \frac{5 \times 6,893 \times 600^4}{348 \times 2.1 \times 10^6 \times 8356.71} = 0.73 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0.73 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 2.8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

V-5 Calcul des connexions acier-béton :

Les connecteurs répartis le long de l'interface acier-béton d'une poutre ont pour rôle principale de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal (glissement) venant de l'interaction entre la dalle en béton, le pontage métallique et la poutre en acier.

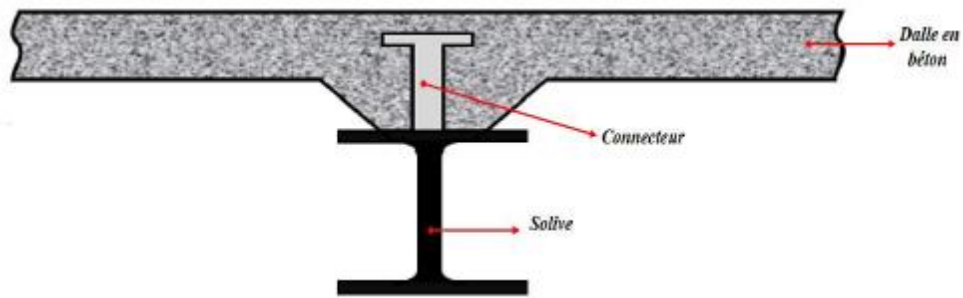


Figure V-5 : La position d'un connecteur.

V-5-1 Choix des dimensions des connecteurs suivant l'EUC4 :

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre (D) d'au moins $1,5d$ et d'une hauteur (h_t) d'au moins $0,4d$ et de hauteur totale ($H \geq 4d$), où d : est le diamètre du fut du goujon ($d \geq 16\text{mm}$).

On utilise des goujons en acier de diamètre $d = 22\text{ mm}$. Et de hauteur totale " $H = 90\text{ mm}$ ". Dont l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de $f_u = 360\text{ MPa}$

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

- $D = 1,5 \times d = 33\text{ mm}$
- $d = 22\text{mm}$
- $H > 4d \Rightarrow H > 4 \times 22 = 88\text{mm}$ soit $H = 90\text{mm}$
- $H_t = 9,0\text{ mm}$

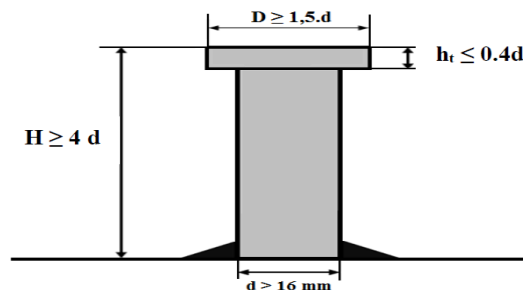


Figure V-6 : Caractéristiques des connecteurs.

V-5-2 Calcul de nombre de connecteur (goujon) :

Le nombre de connecteur doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (Section 6.2 EC 4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} (section 6.3 ou 6.5 EC 4) :

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

Avec :

- N_l : l'effort de cisaillement longitudinal
- P_{Rd} : La résistance au cisaillement d'un connecteur.

a- Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

$$V_l = F_{cf} \dots\dots\dots (EC4 Formule 6.6).$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \frac{\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}}{\frac{0.85 \times A_c \times f_{ck}}{\gamma_b} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s}} \right\}$$

- A_a : aire de l'élément structural IPE200 (28,5 cm²)
- A_c : section efficace de béton : beff x t = 1000 cm².
- f_y : 235 MPa (S235)
- γ_a : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5
- γ_s : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit 1.15
- $A_{se} = 0$ L'aire de toute armature longitudinale comprimée

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} F_a = \frac{28.5 \times 2350}{1.1} = 60\,886.36 \text{ daN} \\ F_b = \frac{0.85 \times 6.5 \times 100 \times 250}{1.5} = 92\,083.33 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc : **$V_l = F_{cf} = 60\,886.36 \text{ daN}$**

b- Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur Prd :
(EC4 Formule 6.13 et 6.14).

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.85 \times f_u \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \\ 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

- f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)
- f_u : la contrainte résistante ultime de l'acier du goujon (360 MPa)
- γ_v : le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime soit 1.25
- E_{cm} : module de Young instantané du béton $E_{cm} = 31476 \text{ MPa}$ (selon EC4 [06])

$$\alpha = \begin{cases} \alpha = 1 \text{ pour } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

On a : $\frac{h}{d} = \frac{90}{22} = 4.09 > 4$

Donc $\alpha = 1$

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.85 \times 360 \frac{\pi \times 22^2}{4} \times \frac{1}{1.25} = 8753.82 \text{ daN} \\ 0.29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{25 \times 31476} \times \frac{1}{1.25} = 9960.77 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc : **$p_{rd} = 8\,753.82 \text{ daN}$**

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N = \frac{V_l}{P_{rd}} = \frac{60886.36}{8753.82} = 6.95$$

Donc on prend un nombre de goujon N = 7 goujon

V-5-3 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3) :

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr}. Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques. Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives :

Donc : $L_{cr} = \frac{L}{2}$ Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N} = \frac{600}{2 \times 7} = 42.85 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre les goujons est de **42.85 cm**

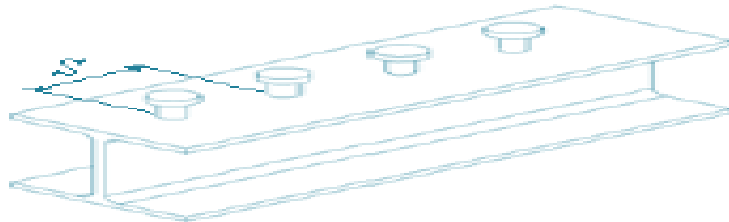


Figure V-7: Distance entre goujon.

Conclusion :

A travers cette étude nous avons calculé le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 10 cm posée sur des solives **IPE200**.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre **22mm**, espacées de **42.85 cm** entre eux.

CHAPITRE VI
PRÉ
DIMENSIONNEMENT
DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX

VI-1 Introduction :

Les éléments principaux qui constituent notre structure sont les poutres principales, les poutres secondaires et les poteaux et le but de ce chapitre est de pré dimensionner ces éléments d'une manière à assurer la stabilité de notre ouvrage et cela se fait à partir des conditions suivantes :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- Vérification faite selon la condition de résistance.

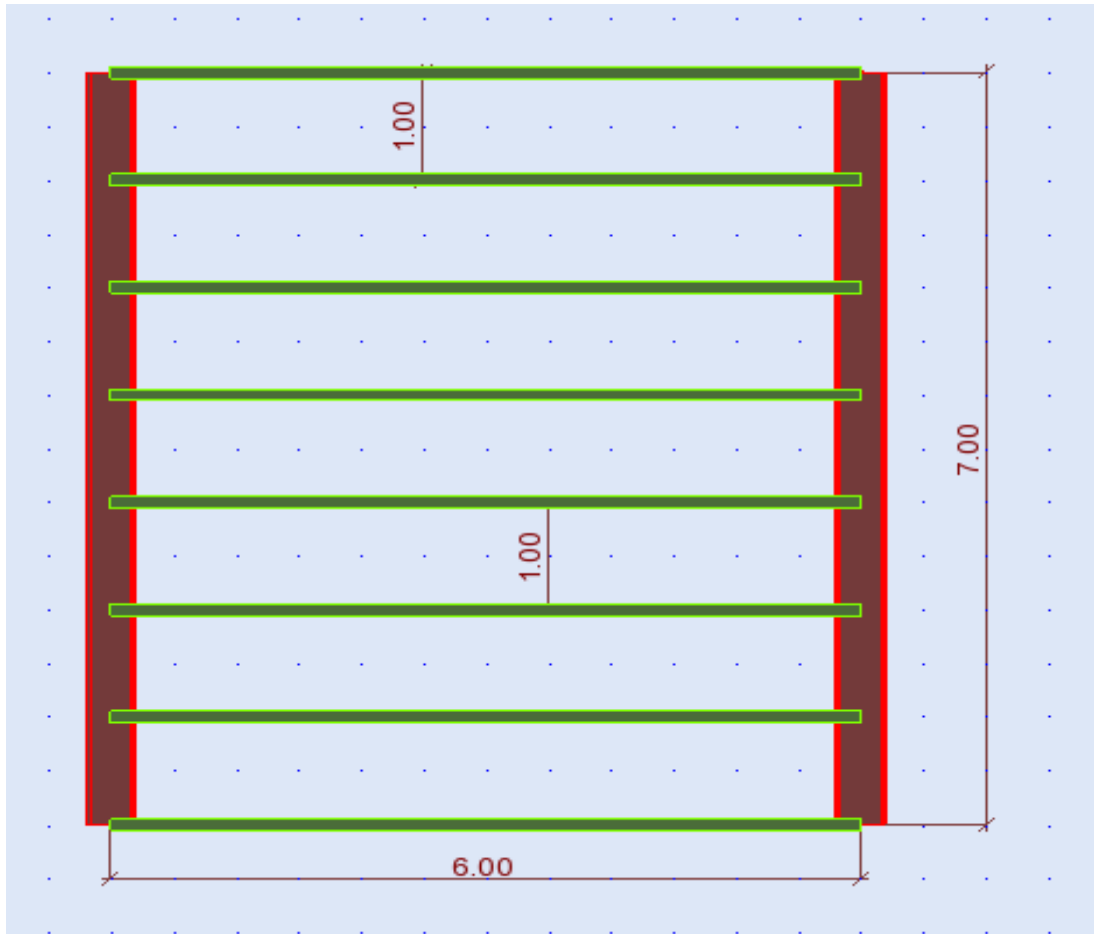


Figure VI-1 : Disposition des solives et poutre principale.

VI-2 Pré dimensionnement des poutres principales du plancher intermédiaire :

VI-2-1 Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes :

- Poids propre du plancher : $G_p = 416.9 \times 6 = 2501,4$ daN/ml
- Poids propre de la solive : $G_s = 28,5$ daN/ml

Charges variables :

- Surcharge d'exploitation : $P = 250$ daN/m² (DTR B.C.2.2 tableau 7.2.4)
- $Q = p \times d = 250 \times 6 = 1500$ daN/ml.

VI-2-2 Combinaisons de charges :

ELS :

$$q = G_t + Q = (2501,4 + 28,5) + 1500 = 4029,9 \text{ daN/m.}$$

$$\mathbf{q = 4029,9 \text{ daN/m.}}$$

ELU :

$$q = 1,35.G_t + 1,5.Q = 1,35 \times (2501,4 + 28,5) + 1,5 \times 1500 = 5665,36 \text{ daN/m.}$$

$$\mathbf{q=5665,36 \text{ daN/m.}}$$

VI-2-3 Condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : (ELS)

$$\mathbf{q = 4029,9 \text{ daN/m.}}$$

$$F_y = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} \quad \text{avec:} \quad f_{adm} = \frac{700}{200} = 3,5 \text{ cm.}$$

Avec : l = 700cm (longueur de la poutre principale).

$$I_y \geq \frac{5 \times 4029,9 \times 10^{-2} \times 700^3 \times 200}{348 \times 2,1 \times 10^6} = 18914,28 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant une valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

➤ On opte pour un IPE 450

IPE450			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 45 cm		Axe y	Axe z
b = 19 cm		$I_y = 3.37 \text{E}+4 \text{ cm}^4$	$I_z = 1680 \text{ cm}^4$
$t_f = 1.46 \text{ cm}$		$W_{y1} = 1500 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 176.0 \text{ cm}^3$
$t_w = 0.94 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 1700 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 276.4 \text{ cm}^3$
$r_1 = 2.1 \text{ cm}$		$i_y = 18.50 \text{ cm}$	$i_z = 4.120 \text{ cm}$
$y_s = 9.5 \text{ cm}$		$S_y = 851.0 \text{ cm}^3$	$S_z = 138.0 \text{ cm}^3$
d = 37.88 cm		Torsion et flambement	
A = 98.8 cm ²		$I_w = 7.91 \text{E}+5 \text{ cm}^6$	$I_t = 67.10 \text{ cm}^4$
$A_L = 1.61 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$	G = 77.6 kg.m ⁻¹	$i_w = 4.730 \text{ cm}$	$i_{pc} = 18.90 \text{ cm}$

Tableau VI-1 : Dimension et caractéristique de IPE450.

VI-2-4 Vérification à l'ELU :

Classification de la section :

➤ **Semelle comprimée :**

$$C = \left(\frac{b}{2} \right) - \left(r + \frac{t_w}{2} \right) = 69,3 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{69,3}{14,6} = 4,38 \text{ mm}$$

4,74 < 9ε=9 donc la semelle est de classe 1.

➤ **Ame flechis :**

$$d / t_w = 378,8 / 9,4 = 40,3 < 72\varepsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

Vérification de la section à la résistance :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{5665,36 \times 7^2}{8} = 34700,33 \text{ daN.m.}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 23,5}{1,1} = 36360,9 \text{ daN/ m.}$$

$$M_{sd} = 34700,33 \text{ daN} < M_{PL,Rd} = 36360,9 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Vérification de la section à l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{5665,36 \times 7}{2} = 19828,76 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{8494,76 \times 23,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 104776,92 \text{ daN}$$

Avec :

$$\gamma_{mo} = 1,1$$

$$A_v = A - 2.b \times t_f + (t_w + 2.r) \times t_f$$

$$A_v = 9800 - 2 \times 19 \times 14,6 + (9,4 + 2 \times 21) \times 14,6 = 8494,76 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 19828,76 \text{ daN} < V_{PL,Rd} = 104776,92 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

VI-2-5 Vérification a l'ELS :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{700}{200} = 3,5 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 40,29 \times 700^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 33740} = 1,77 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1,77 \text{ cm} < \bar{f} = 3,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

On conclut que l'**IPE 450** convient comme **poutre principale** pour le plancher à étage courant.

V-3 Pré dimensionnement des poutres secondaire

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section soit un **IPE200**.

V-4 Pré dimensionnement des poteaux du RDC :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

Pour le pré dimensionnement, on choisit celui du milieu parce que c'est le plus sollicité

et on suppose un **HEA 400**

VI-4-1 Les charges reprises par le poteau central.

- Poids propre de la poutre principale $G_{p.p} = 106 \times 7\text{m} = 742 \text{ kg}$
- Poids propre de la poutre secondaire $G_{p.s} = 22,4 \times 6\text{m} = 134,4 \text{ kg}$
- Poids propre du poteau : $G_{pot} = 125 \times 5,10\text{m} = 637,5 \text{ kg}$
- Poids propre du plancher

Calcul des surface S1, S2, S3 et S4 :

$$S1 = S2 = S3 = S4 = 6/2 \times 7/2 = 10.5\text{m}^2$$

$$\text{Donc } S = 4 \times 10,5 = 42 \text{ m}^2$$

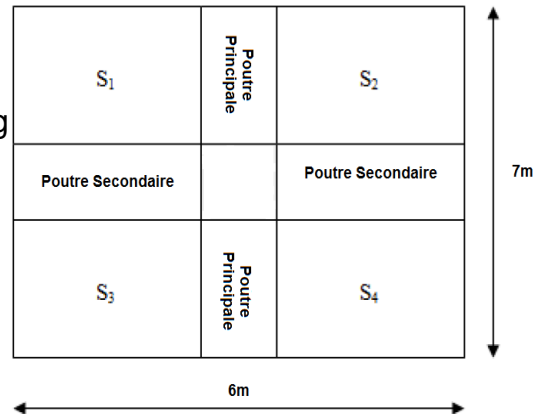
$$\text{➤ } G_{\text{plancher}} = 42 \text{ m}^2 \times 416,9 \text{ kg/m}^2 = 17509,8 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } G_{\text{total}} = 742 + 134,4 + 637,5 + 17509,8$$

$$\text{➤ } G_{\text{total}} = 19023,7 \text{ kg}$$

➤ Surcharge d'exploitation du plancher

$$Q_{\text{plancher}} = 42 \text{ m}^2 \times 250 \text{ kg/m}^2 = 10500 \text{ kg}$$



VI-4-2 Calcul de l'effort normal sollicitant :

$$N_{\text{sdy}} = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{\text{sdy}} = 1.35 \times 19023,7 + 1.5 \times 10500$$

$$N_{\text{sdy}} = 41432 \text{ daN} = 414,32 \text{ KN}$$

Figure VI-2 : Disposition des solives et poutre principale.

VI-4-3 Condition de résistance :

$$N_{\text{sdy}} \leq N_{\text{b,rd}}$$

Avec : $N_{\text{b,rd}} = \chi_{\text{min}} \cdot \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{\text{M1}}$ avec $\beta_A = 1$ pour classe 1, 2 et 3

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,5 \times 510}{16,84} = 15,14 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,5 \times 510}{7,34} = 34,74 \text{ cm}$$

Calcul de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{15,14}{93,9} = 0,16$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{34,74}{93,9} = 0,37$$

$$\bar{\lambda}_{\text{max}} = \bar{\lambda}_z = 0,37 > 0,2 \text{ (il y a le risque de flambement).}$$

Vérification du risque de flambement :

$$N_{\text{b,rd}} = \chi_{\text{min}} \cdot \beta \times A \times f_y / \gamma_{\text{M1}}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2 \dots \dots \dots (1)$$

$$t_f = 19\text{mm} \leq 40\text{mm} \dots \dots \dots (2)$$

De 1 et 2 on trouve : (Du tableau 5.5.3 de l'Eurocode3)

Courbe de flambement a pour l'axe y-y ce qui nous donne : $\chi_y = 1.0000$

Courbe de flambement b pour l'axe z-z ce qui nous donne : $\chi_z = 0.9605$

$$N_{\text{b,rd}} = \chi_{\text{min}} \cdot \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{\text{M1}} = 0.9605 \times 1 \times \frac{159 \times 10^{-2} \times 235}{1,1} = 3262,6 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_{\text{sdy}} = 571,82 \text{ KN} < N_{\text{b,rd}} = 3262,6 \text{ KN (le poteau est vérifié au flambement)}$$

On conclut que le profilé **HEA 400** convient pour les **poteaux du RDC**

VI-5 Pré dimensionnement des portiques :

VI-5-1 Pré dimensionnement des traverses :

VI-5-1-1 Introduction :

Les traverses sont des poutres maitresses d'une toiture à deux versants, elles sont constituées généralement en profilés IPE ou HEA. Les traverses de la toiture servent à supporter les éléments de la couverture et à en encaisser les charges et surcharges.

VI-5-1-2 Evaluation des charges et surcharges :

a) Charge permanentes G :

- Couverture en panneaux sandwichs TL75 G = 14,2 daN/m²
- Accessoires de poses G = 5 daN/m²
- Poids propre de la panne (UPN 240) G = 33,2 daN/ml
- Poids propre de la traverse estimé (IPE 360) G = 57,1 daN/ml

L'entre axe des portiques est : e = 7m.

$$G = (14,2 + 5 + \frac{33,2}{1,4}) \times 7 + 57,1 = 356,5 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{G = 357,5 \text{ daN/ml}}$$

b) Les charges revenant à la poutre principale du plancher intermédiaire :

➤ Charges permanentes

- Poids propre du plancher : $G_p = 416,9 \times 6 = 2501,4 \text{ daN/ml}$
- Poids propre de la solive : **Gs = 22,4 daN/ml**

➤ Charges variables

- Surcharge d'exploitation : P = 250 daN/m² (DTR B.C.2.2 tableau 7.2.4)
 $Q = p \times d = 250 \times 6 = 1500 \text{ daN/ml}$

c) Effet de la neige :

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture.

N = 0,0 daN/m² (chapitre II-3 charge de neige sur la toiture)

d) Effet du vent :

Les résultats sont obtenus d'après le chapitre (II) :

- Pour la face pignon le portique intermédiaire se trouve dans la zone B pour la paroi verticale et la zone H pour le versant de toiture.

Et d'après les résultats de l'étude au vent on constate que le vent qui frappe la face long pan est le plus défavorable.

Zone	Qh (daN/ m2)	cpe	Cpi	Cpe-cpi	Ph (daN/ m2)
A	92,23	-1,0	0,35	-1,35	-124,51
B	92,23	-0,8	0,35	-1,15	-106,06
C	92,23	-0,5	0,35	-0,85	-79,4
D	92,23	+0,8	0,2	+0,6	+55,33
E	92,23	-0,3	0,35	-0,65	-59,95
F sup	97,06	-2,192	0,35	-2,542	-245,95
F inf	97,06	-2,07	0,35	-2,42	-224,2
G	97,06	-1,840	0,35	-2,19	-212,56
H	97,06	-0,614	0,35	-0,964	-93,56
I	97,06	-0,514	0,35	-0,864	-83,85

Tableau VI-2 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour les deux cas avec et sans ouverture (Sens pignon).

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

- ✓ (+) pression ; action du vent vers la paroi
- ✓ (-) dépression ; action du vent hors de la paroi

On a :

$$Ph[daN/ml] = Ph[daN/m^2] \times \text{entraxe}$$

Avec l'entraxe = 6 m

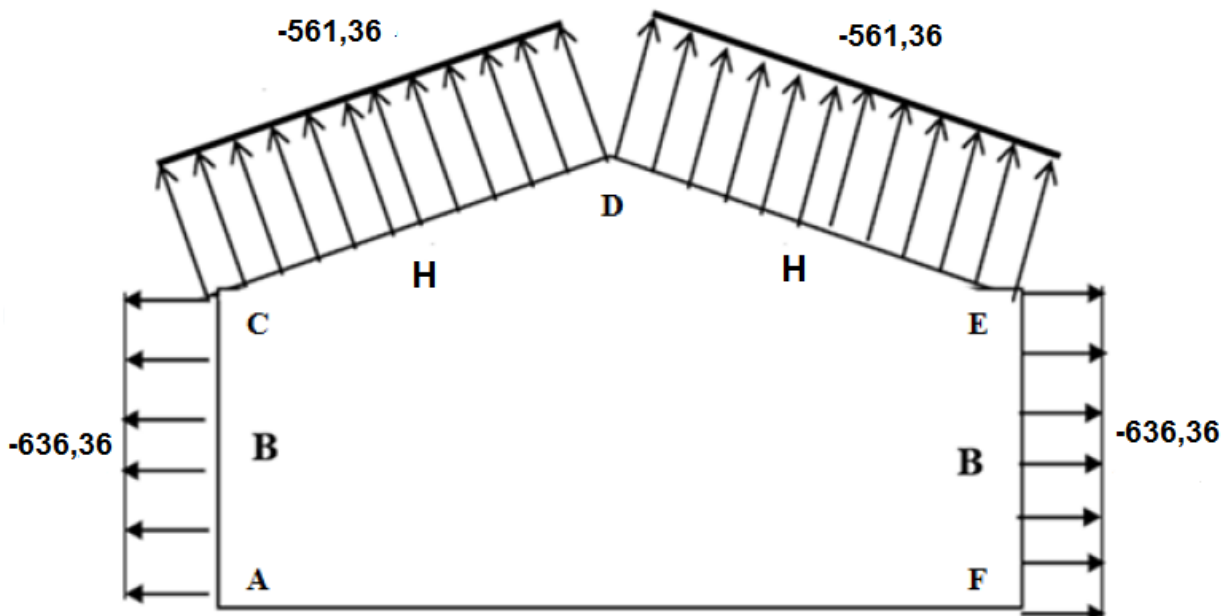


Figure VI-2 : La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml (dépression).

Remarque :

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants sont identiques, on retiendra directement la charge agissant sur la zone H comme charge équivalente sur les deux versants de toiture.

Charge équivalente du vent : **W = -561,36 daN/ml**

e) Surcharge d'entretien :

Dans le cas des toitures inaccessible ont considéré uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée des portés. (D'après le DTR BC 2.2 article 7.3.1).

$Q = 100 \text{ daN/m}^2$

$Q = 100 \times 6 = 600 \text{ daN/ml}$

VI-5-1-3 Combinaison des charges à l'ELU :

- 1.35GP + 1.5QP
- 1.35G + 1.35N + 1.35Vparoi + 1.35Vtoiture
- G + 1.5Vparoi + 1.5Vtoiture
- G + 1.5VparoiD + 1.5Vtoiture
- Pont
- 1.35GT+1.5QT
- 1.35GT+1.35QT+1.35VT
- G+1.5VT

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
16 (C)	1.35GT+1.5QT	naïson linéaire	ELU		$3 \times 1.35 + 2 \times 1.50$
17 (C)	1.35GT+1.35QT+1.35VT	naïson linéaire	ELU		$(3+7+2) \times 1.35$
18 (C)	GT+1.5VT	naïson linéaire	ELU		$3 \times 1.00 + 7 \times 1.50$
19 (C)	1.35G	naïson linéaire	ELU		$(3+13) \times 1.35$
20 (C)	1.35G+1.35VP+1.35VT	naïson linéaire	ELU		$(3+13+5+7) \times 1.35$
21 (C)	G+1.5VP+1.5VT	naïson linéaire	ELU		$(3+13) \times 1.35 + (5+7) \times 1.50$
22 (C)	1.35GP+1.5QP	naïson linéaire	ELU		$13 \times 1.35 + 14 \times 1.50$
23 (C)	1.35GP+1.5QP	naïson linéaire	ELU		$3 \times 1.35 + 14 \times 1.50$

Tableau VI-3 : Les Combinaisons Utilisées.

VI-6 Etude numérique de portique avec le logiciel ROBOT :

VI-6-1 Introduction :

Pour faire l'étude d'un système il y a plusieurs méthodes manuelles classiques, mais vu la disponibilité d'un logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis Professional), alors notre tâche consiste à introduire les données suivantes :

- Les données pour définir la géométrie de la structure.
- Les informations concernant les propriétés des matériaux.
- Les sollicitations auxquelles la structure est soumise.

Nous avons choisi le calcul par ordinateur ; pour la rapidité, et l'exactitude des résultats.

- **Logiciel de calcul et d'optimisation des structures :**

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est un logiciel de calcul et l'optimisation des structures.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, portique, structures mixtes

VI-6-2-Description du logiciel ROBOT :

Après le lancement de l'application ROBOT, la fenêtre représentée ci-après s'affiche, elle permet de définir le type de structure à étudier, d'ouvrir un dimensionnement de la structure.

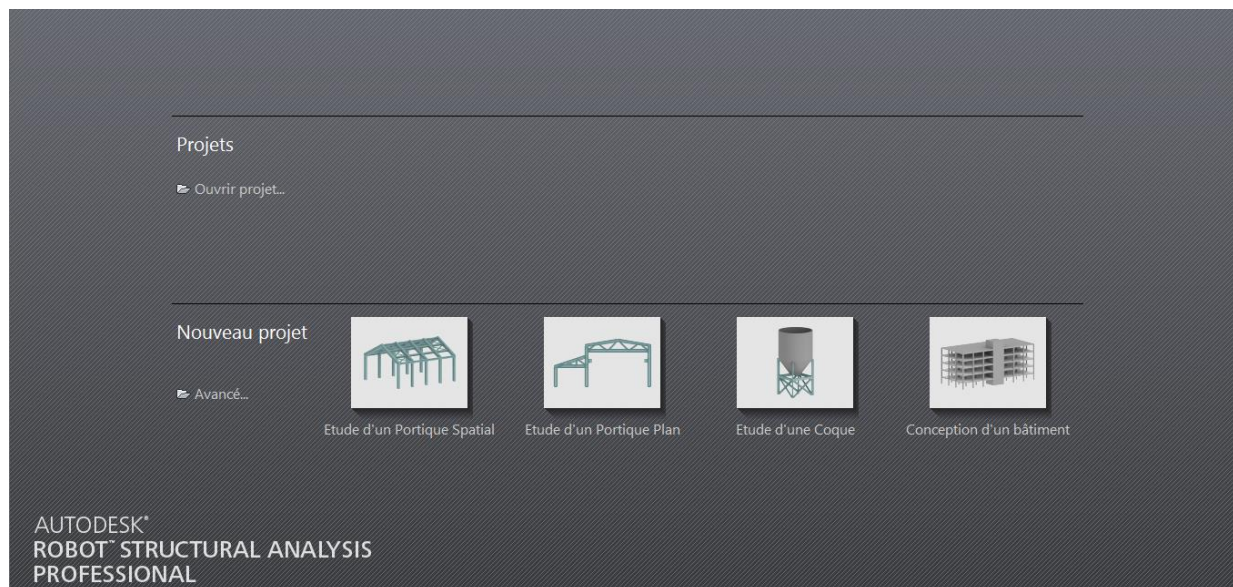


Figure VI-3 : Interface du logiciel Robot Structural Analysis Professional.

VI-6-3 Etape à suivre dans le logiciel :

- **La première étape :**

- **La modélisation :**

La définition d'une structure commence par la définition des nœuds et des éléments barres. Dans ROBOT, seule la définition des éléments barres est nécessaire puisque les nœuds sont alors automatiquement créés aux extrémités de ces dernières. L'outil de calcul propose de nombreuses fonctionnalités qui permettent une modélisation avancée.

- **La deuxième étape :**

Application des charges (neige, vent, séisme, charge d'exploitation, et des combinaisons d'action ...etc.) à la structure.

- **Type de chargements :**

Toutes les charges prédéfinies dans le logiciel (ROBOT) sont groupées en cas de charge, chaque cas possède un numéro et un nom. Dans le même cas de charge, vous pouvez définir un nombre quelconque de charge, les cas de charge peuvent être ensuite composés en combinaisons. Pour le cas de charges à définir dans ROBOT,

vous pouvez par exemple, définir les natures suivantes : neige, vent, permanentes et d'exploitations.

➤ **Combinaisons de charges :**

La génération des pondérations se fait de manière automatique par le logiciel ROBOT ce qui permet de créer une combinaison de cas de charge. Les combinaisons seront du type ELU, ELS ou accidentelle. Cette fonctionnalité de base permet à l'utilisateur de déclarer ses propres combinaisons et enveloppes de cas de charges.

• **La troisième étape :**

➤ **Vérification et analyse**

Après la modélisation et l'application des charges on lance l'analyse et l'optimisation des familles. On obtient trois profils :

- Le premier représente la plus basse limite et qu'il ne faut pas franchir.
- Le deuxième c'est le profil optimal.
- Le troisième représente le profil surdimensionné.

➤ **Affichage des résultats :**

Tableau des résultats :

Les tableaux présentent les différents résultats des calculs de la structure (déplacements, contraintes, réactions aux appuis, efforts, etc.).

➤ **Analyse graphique pour les éléments barres :**

Par l'option d'analyse graphique, il est possible d'afficher les déformées de la structure ainsi que les différents diagrammes d'efforts et de contraintes.

VI-6-4 Résultats obtenus du logiciel de calcul :

VI-6-4-1 Vérification des éléments structuraux :

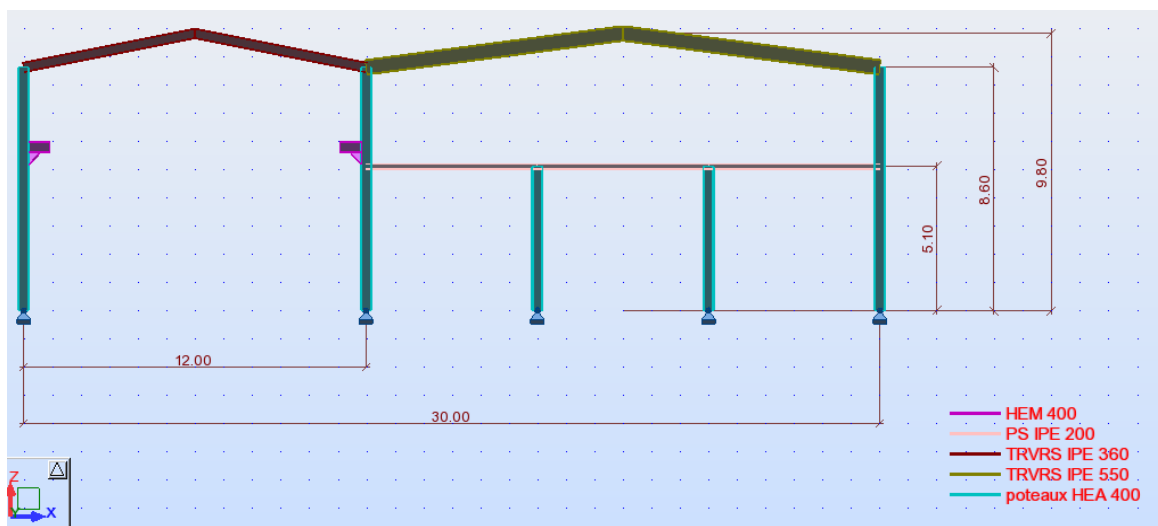


Figure VI-4 : Vue de face du portique.

Poteaux :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Poteaux HEA400

POINT:

COORDONNEE: $x = 1.00 \text{ L} = 8.60 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 G+1.5VT+1.5VD (7+6)*1.50+3*1.00

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: poteaux HEA 400

$h=39.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=126.20 \text{ cm}^2$	$A_z=57.33 \text{ cm}^2$	$A_x=158.98 \text{ cm}^2$
$t_w=1.1 \text{ cm}$	$I_y=45069.40 \text{ cm}^4$	$I_z=8563.83 \text{ cm}^4$	$I_x=189.76 \text{ cm}^4$
$t_f=1.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=2561.80 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=872.86 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -37.37 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 92.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$N_{t,Rd} = 3736.03 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
	$M_{y,c,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 10.74 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 777.84 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	



Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 59214.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$XLT = 1.00$
$L_{cr,upp}=1.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.10$	$f_{i,LT} = 0.47$	$XLT,mod = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:	en z:		
$L_y = 1.00 \text{ m}$	$Lam_y = 0.07$	$L_z = 1.00 \text{ m}$	$Lam_z = 0.16$
$L_{cr,y} = 1.00 \text{ m}$	$X_y = 1.00$	$L_{cr,z} = 1.00 \text{ m}$	$X_z = 1.00$
$Lam_y = 5.94$	$k_{yy} = 0.79$	$Lam_z = 13.63$	$k_{zy} =$

0.41-----PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$v_x = 2.8 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 5.7 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 5 VG

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 5.7 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 2 Q

Profil correct !!!

Traverse (18m) :

CALCUL DES STRUCTURES ACIERNORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Traverse (18m)

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.35N+1.35VT+1.35VLG (1+3+4)*1.35

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: Traverses (18 m) IPE360**

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm ²	Az=35.14 cm ²	Ax=72.73 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm ⁴	Iz=1043.45 cm ⁴	Ix=37.49 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1019.15 cm ³	Wplz=191.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 100.63 kN	My,Ed = -324.98 kN*m	
Nc,Rd = 1709.16 kN	My,Ed,max = -324.98 kN*m	
Nb,Rd = 229.75 kN	My,c,Rd = 239.50 kN*m	Vz,Ed = 104.99 kN
	MN,y,Rd = 239.50 kN*m	Vz,c,Rd = 476.74 kN
		Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 9.08 m	Lam_y = 0.52
Lcr,y = 7.26 m	Xy = 0.92
Lamy = 48.57	ky = 0.75



en z:

Lz = 9.08 m	Lam_z = 2.55
Lcr,z = 9.08 m	Xz = 0.13
Lamz = 239.71	kzy = 0.30

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

N,Ed/Nc,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My,Ed/My,c,Rd = 1.36 > 1.00 (6.2.5.(1))
 Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.22 < 1.00 (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 48.57 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 239.71 > Lambda,max = 210.00
 INSTABLE

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 1.08 > 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))

Profil instable !!!

Remarque :

Le profilé choisis IPE 360 n'est pas vérifié, le logiciel robot nous propose d'autres profilés qui peuvent vérifier la condition de stabilité et pour des raisons économiques on a choisi la plus petite section permettant de vérifier les conditions de résistance (IPE 400)

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 6 Traverse (18m)

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 1.35GT+1.5QT 3*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400 (18 m)

$h=40.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=18.0$ cm	$A_y=55.99$ cm ²	$A_z=42.69$ cm ²	$A_x=84.46$ cm ²
$t_w=0.9$ cm	$I_y=23128.40$ cm ⁴	$I_z=1317.82$ cm ⁴	$I_x=51.33$ cm ⁴
$t_f=1.4$ cm	$W_{ply}=1307.15$ cm ³	$W_{plz}=229.00$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 120.83$ kN	$M_{y,Ed} = -311.96$ kN*m	
$N_{c,Rd} = 2322.65$ kN	$M_{y,Ed,max} = -311.96$ kN*m	
$N_{b,Rd} = 2322.65$ kN	$M_{y,c,Rd} = 359.47$ kN*m	$V_{z,Ed} = 106.67$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 359.47$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 677.81$ kN
	$M_{b,Rd} = 359.47$ kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 12018.66$ kN*m	Courbe,LT -	$X_{LT} = 1.00$
$L_{cr,low} = 1.00$ m	$\lambda_{m,LT} = 0.17$	$\phi_{i,LT} = 0.50$	$X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zy} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.87 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Traverse (12m) :**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 5 Traverse (12m)
6.12 m**POINT:** 7**COORDONNEE:** x = 1.00 L =**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 16 1.35GT+1.5QT 3*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: TRVS 330 (12m)**

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm ²	Az=30.81 cm ²	Ax=62.61 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm ⁴	Iz=788.14 cm ⁴	Ix=28.28 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=804.33 cm ³	Wplz=153.68 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 32.12 kN	My _{Ed} = -148.02 kN*m	
Nc _{Rd} = 1721.78 kN	My _{Ed,max} = -148.02 kN*m	
Nb _{Rd} = 1721.78 kN	My _{c,Rd} = 221.19 kN*m	Vz _{Ed} = -76.75 kN
	MN _{y,Rd} = 221.19 kN*m	Vz _{c,Rd} = 489.21 kN
	Mb _{Rd} = 221.19 kN*m	

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 6414.88 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 1.00
Lcr,low=1.00 m	Lam_LT = 0.19	fi,LT = 0.50	XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

kyy = 1.00



en z:

kzy = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))My_{Ed}/My_{c,Rd} = 0.67 < 1.00 (6.2.5.(1))Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.16 < 1.00 (6.2.6.(1))**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 0.67 < 1.00 (6.3.2.1.(1))N_{Ed}/(Xy*N_{Rk}/gM1) + kyy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) = 0.69 < 1.00 (6.3.3.(4))N_{Ed}/(Xz*N_{Rk}/gM1) + kzy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) = 0.69 < 1.00 (6.3.3.(4))**Profil correct !!!**

Poutre secondaire :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Poutre Secondaire

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 6.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 1.35GP+1.5QP

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



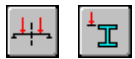
PARAMETRES DE LA SECTION: PS IPE 200

$h=20.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=10.0$ cm	$A_y=19.58$ cm ²	$A_z=14.00$ cm ²	$A_x=28.48$ cm ²
$t_w=0.6$ cm	$I_y=1943.17$ cm ⁴	$I_z=142.37$ cm ⁴	$I_x=7.02$ cm ⁴
$t_f=0.9$ cm	$W_{ply}=220.64$ cm ³	$W_{plz}=44.61$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -20.19$ kN	$M_{y,Ed} = -13.05$ kN*m	
$N_{t,Rd} = 669.28$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 51.85$ kN*m	
	$M_{y,c,Rd} = 51.85$ kN*m	$V_{z,Ed} = -12.63$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 51.85$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 189.89$ kN
	$M_{b,Rd} = 50.30$ kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 326.28$ kN*m	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.94$
$L_{cr,low} = 1.00$ m	$\lambda_{m_LT} = 0.40$	$\phi_{i,LT} = 0.61$	$X_{LT,mod} = 0.97$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.25 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.26 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 0.0$ cm $< u_{y,max} = L/250.00 = 2.4$ cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 2 Q

$u_z = 0.3$ cm $< u_{z,max} = L/250.00 = 2.4$ cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 3 G



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

Support pont roulant :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Support Pont Roulant
0.26 m

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.35 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: PONT

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEM 400

$h=43.2 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=30.7 \text{ cm}$

$A_y=263.20 \text{ cm}^2$

$A_z=110.18 \text{ cm}^2$

$A_x=325.78 \text{ cm}^2$

$tw=2.1 \text{ cm}$

$I_y=104119.00 \text{ cm}^4$

$I_z=19335.50 \text{ cm}^4$

$I_x=1519.38 \text{ cm}^4$

$tf=4.0 \text{ cm}$

$W_{ply}=5570.62 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=1934.13 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -16.38 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = 11.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$N_{t,Rd} = 7655.83 \text{ kN}$

$M_{y,pl,Rd} = 1309.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{y,c,Rd} = 1309.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{N,y,Rd} = 1309.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,Ed} = -32.77 \text{ kN}$

$V_{z,c,Rd} = 1494.89 \text{ kN}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$

Profil correct !!!

VI-6-4-2 Diagrammes des moments fléchissant M_y :

➤ Selon les combinaisons les plus défavorables :
(ELU) $1.35G+1.35N+1.35VT+1.35VLD$:

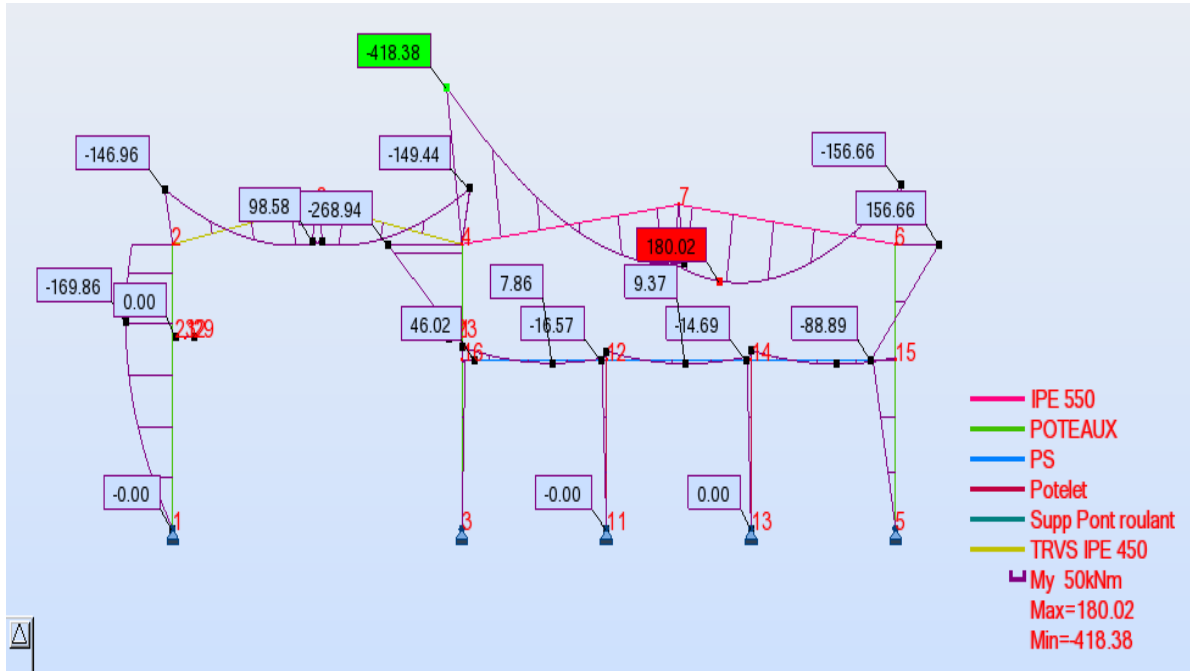


Figure VI-5 : Diagramme des moments fléchissant.

(ELU) $G+1.5VLD+1.5VT$:

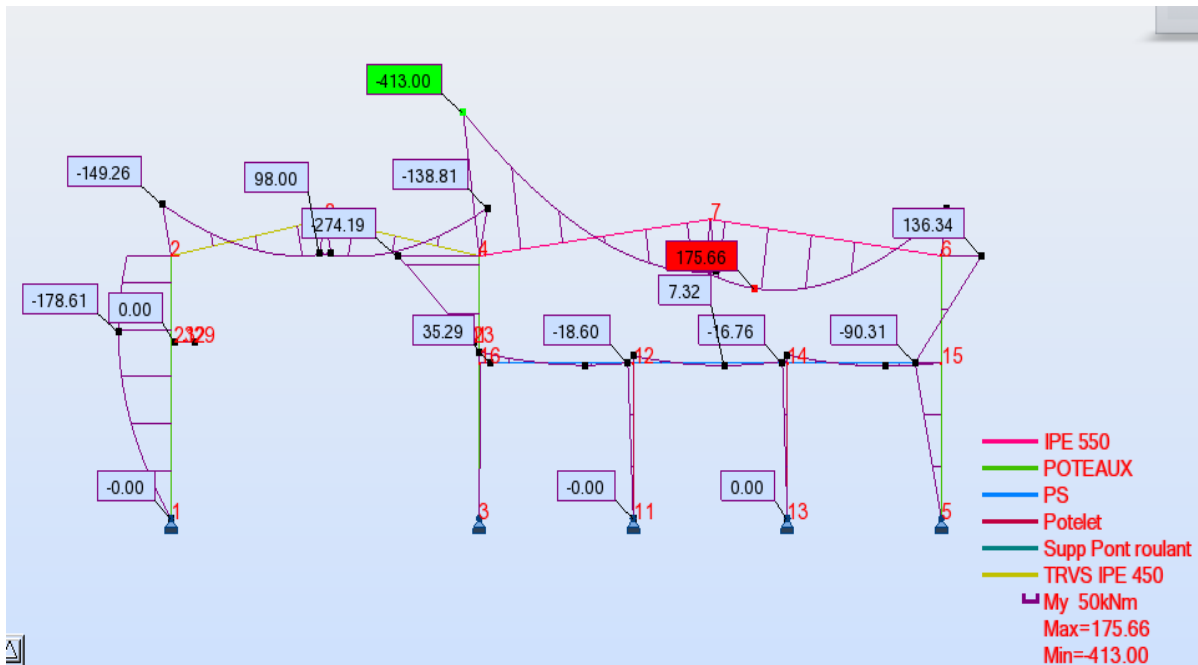


Figure VI-6 : Diagramme des moments fléchissant.

VI.6.4.3-Diagrammes des efforts normaux (Nsd) :

➤ Selon les combinaisons les plus défavorables

(ELU) $1.35G+1.35N+1.35VT+1.35VLD$:

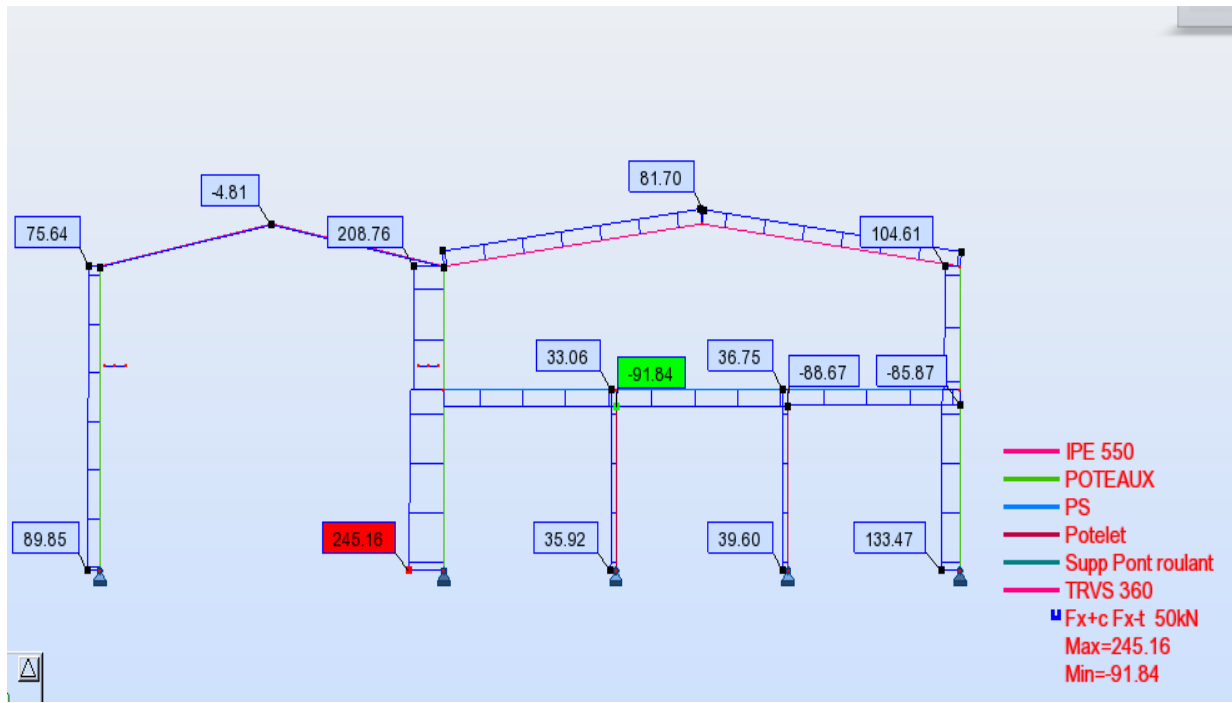


Figure VI-7 : Diagramme des efforts normaux.

(ELU) $G+1.5VLD+1.5VT$:

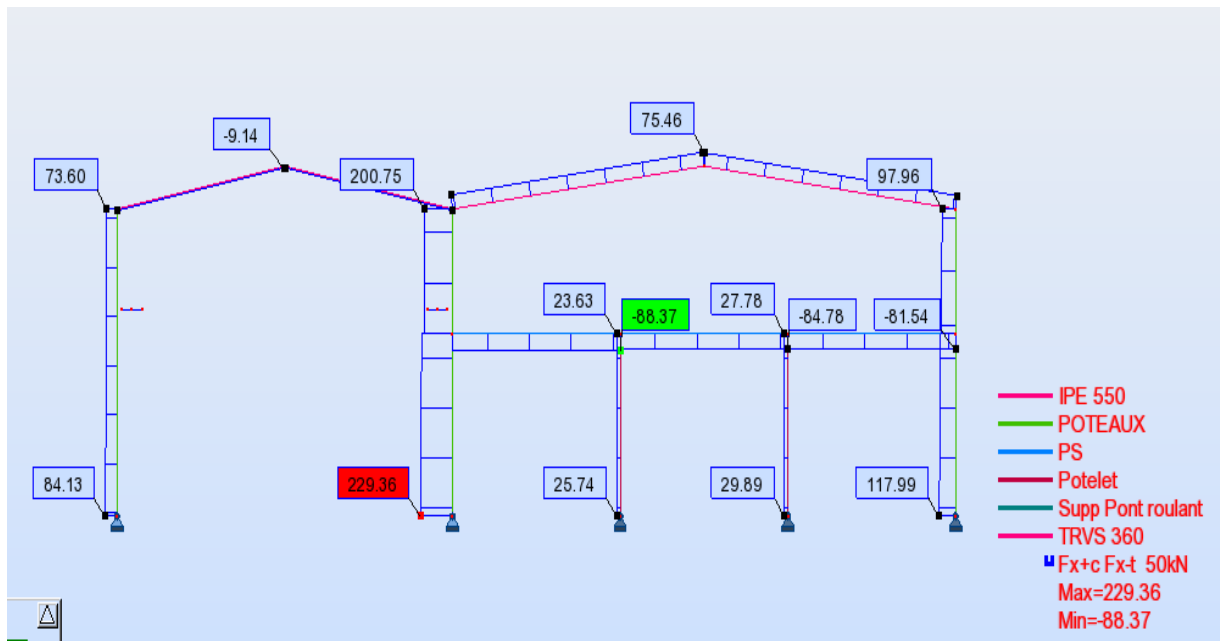


Figure VI-8 : Diagramme des efforts normaux.

VI.6.4.4-Diagrammes des efforts tranchants (Vsd) : Selon les combinaisons les plus défavorables :

(ELU) $1.35G+1.35N+1.35VT+1.35VLD$:

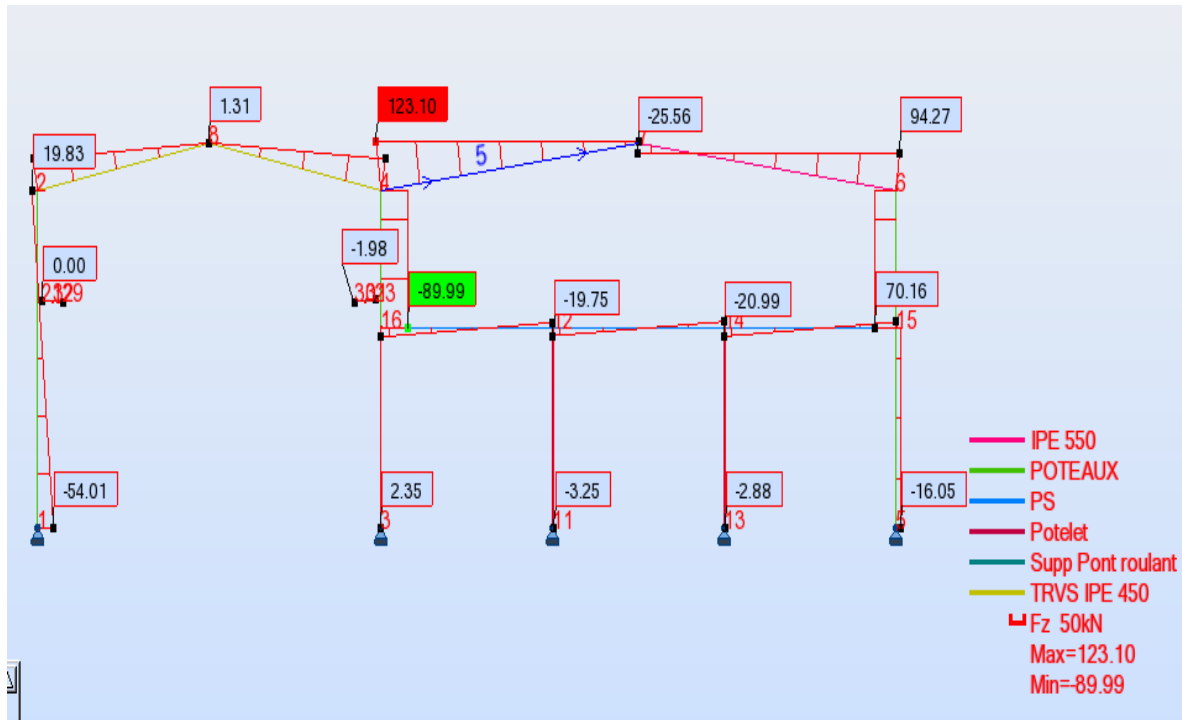


Figure VI-9 : Diagramme des efforts tranchants.

(ELU) $G+1.5VLG+1.5VT$

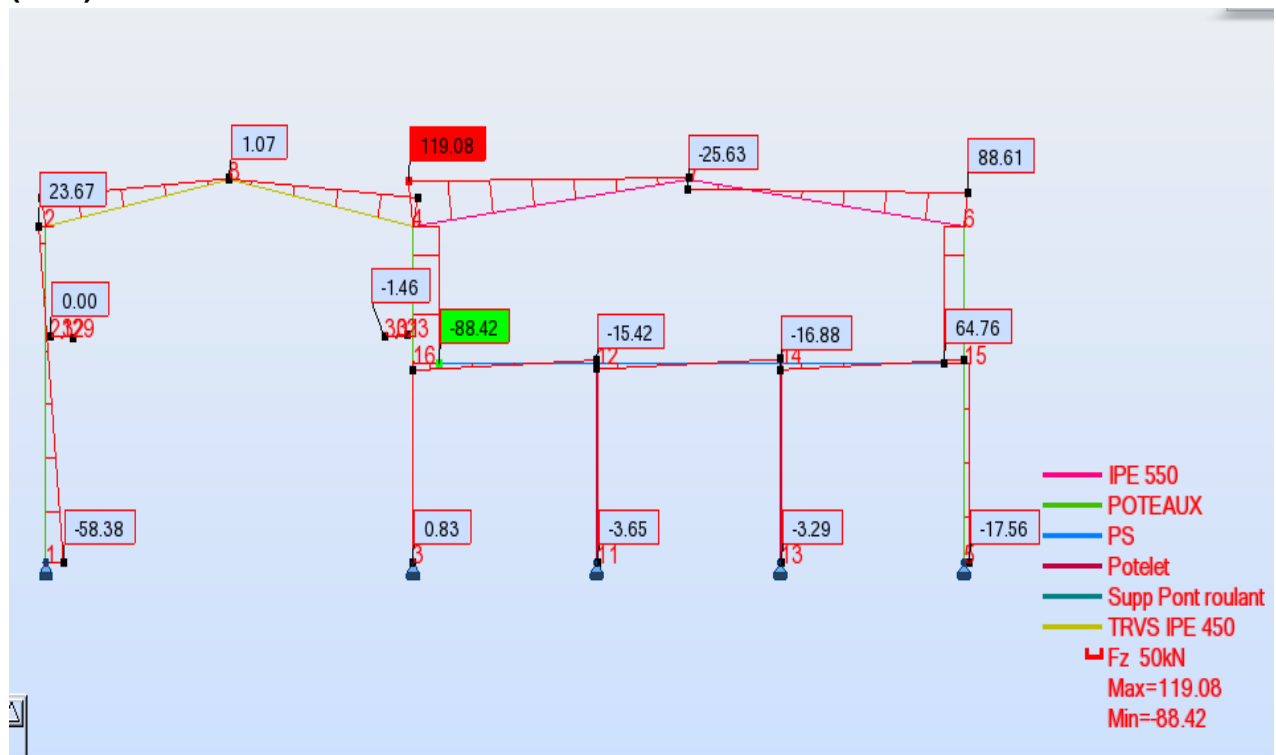


Figure VI-10 : Diagramme des efforts tranchants.

VI-7 Les vérifications manuelles des résultats :**VI-7-1 Vérification de la traverse (IPE 400) :**

La longueur de la poutre $L = 10.18$ m

Les efforts sont tirés à partir du Robot :

$$V_{sd} = 123,1 \text{ KN}$$

$$M_{ysd} = 418,38 \text{ kN.m}$$

Sous la combinaison : $1,35G + 1,5Q$

La section IPE 400 est de classe 01 en flexion déviée.

- **Vérification à la flexion bi axiale :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{pl,yrd}} \right]^\alpha \leq 1$$

$$M_{pl,yrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2787 \times 10^{-4} \times 2350}{1,1} = 595,4 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{pl,y}} \right]^\alpha = \left[\frac{418,38}{595,4} \right]^2 = 0,49 < 1$$

Donc la flexion bi axiale est vérifiée.

- **Vérification au cisaillement :**

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{Vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{1,1} = \frac{72,3 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1,1} = 891,76 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 123,1 \text{ KN} \leq V_{plRd} = 891,76 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc la résistance au cisaillement est vérifiée.

- **Vérification de la stabilité au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} < 1$$

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déverser, sous moment positif car elle est immobilisée latéralement (bloquée) par les pannes.

VI-7-2 Vérification des poteaux (HEA400) :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel Robot sont :

Combinaisons	h (m)	$N(kN)$	My (kN.m)	Vz (kN)
1.35G+1.35N +1.35VT+1.35VLD	9.8	245.16	418.38	123.1

Tableau VI-4 : Sollicitations sur le poteau HEA400.

• **Vérification à la résistance :**

Classe de la section : La section est de classe 1.

Vérification de la section a la résistance :

$$N_{sd} \leq N_{plrd}$$

$$N_{sd} = 245,16 \text{ KN.}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{159 \times 23,5}{1,1} = 3396,8 \text{ KN}$$

Donc : $N_{sd} = 245,16 \text{ KN} \leq N_{plrd} = 3396,8 \text{ KN} \dots \dots \dots$ vérifiée.

• **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = 123.1 \text{ KN.}$$

Il faut vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl, Rd}$.

$$V_{plz.Rd} = \frac{AVZ \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{1,1} = \frac{57,33 \times \frac{23,5}{\sqrt{3}}}{1,1} = 707,12 \text{ KN .}$$

$$V_{sd} = 123,1 \text{ KN} < 0.5 V_{pl, Rd} = 353,56 \text{ KN}$$

\Rightarrow pas de réduction du moment plastique.

• **Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{sd} = 418,38 \text{ KN.m.}$$

$$M_{pl,y, Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2562 \times 23,5}{1,1} = 547,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 418,38 \text{ KN. m} < M_{ply, Rd} = 547,33 \text{ KN.m.} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

• **Vérification au flambement :**

Il faut vérifier que

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Charges permanents G :

➤ $G_{total} = 19023,7 \text{ kg}$ (Deja Calculé)

- $G = \frac{19023,7}{6} = 3170,61$
- $N = 0$
- VLD= Cas de vent suivant le long pan a la zone B VLD = 636,36 daN/ml
- VT = Cas de vent suivant la toiture a la zone H VT = 561,36 daN/ml

Selon la combinaison la plus défavorable a l'ELU $1.35G+1.35N+1.35VT+1.35VLD$:

$$Q_z = 1,35 (3170,61 + 0 + 561,36 + 636,36) = 5\,897,24 \text{ daN/ml}$$

Nsd = $Q_z \times$ (entre axe des portiques)

$$Nsd = 5\,897,24 \times 6 = 35\,383,47 \text{ daN} \quad \mathbf{Nsd = 35\,383,47 \text{ daN}}$$

$$M_{y,sd} = V \cdot l^2/8$$

$$M_{y,sd} = 636,36 \times 6^2/8 = 2\,863,62 \text{ daN.m} \quad \mathbf{M_{y,sd} = 2\,863,62 \text{ daN.m}}$$

$M_{z,sd} = 0$ (pas de moment au tour de l'axe Z-Z)

a) Calcul de l'élancement $\overline{\lambda}_y$; $\overline{\lambda}_z$:

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_{ty}} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^6}{2\,350} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta A]^{0,5} ; \beta A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{867,6}{16,48} = 52,64. \quad \text{Avec } l_y = 8.676m \dots \dots \dots \text{ (hauteur du poteau)}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{130}{7,34} = 17,71. \quad \text{Avec } l_z = 1.3m \dots \dots \dots \text{ (entre des lisses)}$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{52,64}{93,9} = 0.560$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{17,71}{93,9} = 0.188$$

b) Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{39}{30} = 1,3 \geq 1,2 \text{ et } t_f = 1,9 \text{ cm} = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm.}$$

Axe de flambement	Courbe	Facteur d'imperfection
Y-Y	a	0.21
Z-Z	b	0.34

Tableau VI-5 : Caractéristique de la courbe de flambement.

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + a_y (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2]$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + 0,21 (0,56 - 0,2) + 0,56^2] = 0,7 \text{ .}$$

$$X_y = \frac{1}{0,7 + [0,7^2 - 0,56^2]^{0,5}} = 0,8928$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda_z^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + a_z(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2]$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + 0,34(0,188 - 0,2) + 0,188^2] = 0,51.$$

$$X_z = \frac{1}{0,51 + [0,51^2 - 0,21^2]^{0,5}} = 1,025.$$

$$X_{\min} = \min(X_y ; X_z) = \min(0,8928 ; 1,025)$$

$$\mathbf{X_{\min} = 0,8928.}$$

On a :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A f_y} \leq 1,5$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{X_z \times A f_y} \leq 1,5$$

Avec :

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

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

Où :

$\beta_{My} = 1,8$ Moment dû à des charges transversales plus un moment d'extrémité

$$\mu_y = 0,56(2 \times 1,8 - 4) + \frac{2562 - 2311}{2311} = -0,166$$

$$\mu_z = 0,188(2 \times 1,8 - 4) + \frac{872,9 - 570,9}{570,9} = 0,454$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,166 \times 35383,47}{0,8928 \times 159 \times 2350} = 1,01 \leq 1,5$$

Donc :

$$\frac{35383,47}{0,8928 \times 339681,8} + \frac{1,01 \times 2863,62}{54733} = 0,16 \leq 1$$

Pas de risque au flambement pour **le poteau(HEA400)**

Conclusion :

Après avoir terminé le pré dimensionnement des éléments structuraux et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants

Poutres principales du plancher	IPE 450
Poutres secondaires du plancher	IPE 200
Poteaux	HEA 400
Traverses (18 m)	IPE 400
Traverses (12 m)	IPE 330
Poteaux RDC	HEA 400
Support Pont roulant	HEM 400

CHAPITRE VII

PRÉ

DIMENSIONNEMENT

DES

CONTREVENTEMENTS

VII-1 Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « **poutres au vent** », et en façade « **palées de stabilité** », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

VII-2 Pré dimensionnement de la poutre au vent en pignon selon l'EC3 :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumises à des réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement des efforts horizontaux.

VII-2-1 Evaluation des efforts :

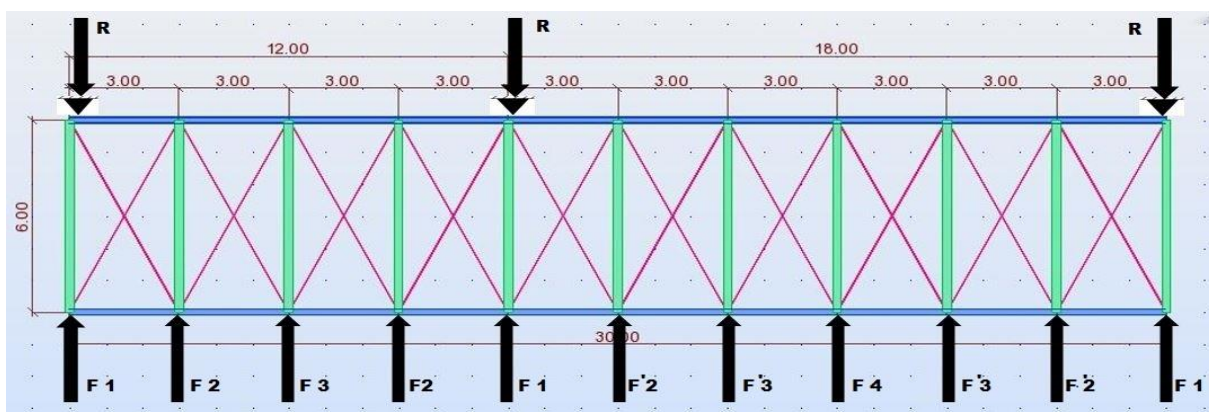


Figure VII-1: Schéma statique de la poutre au vent.

L'effort F en tête de potelet se décompose en :

- Un effort F de compression simple en tête du poteau.
- Un effort F_d de traction dans les diagonales.

Calcul des forces :

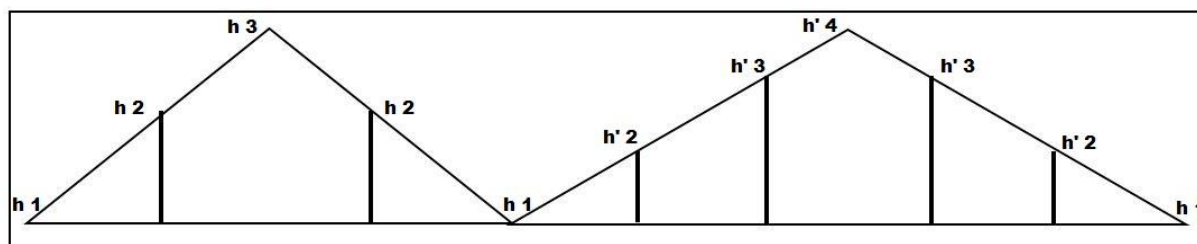
Effort F de compression simple en tête des potelets.

On a : le côté $b_1 = 12\text{m}$:

$h_1 = 8,65\text{ m.}$
 $h_2 = 9,21\text{ m.}$
 $h_3 = 9,77\text{ m.}$

; le côté $b_2 = 18\text{m}$:

$h_1 = 8,65\text{ m.}$
 $h'_2 = 9,00\text{ m.}$
 $h'_3 = 9,37\text{ m.}$
 $h'_4 = 9,73\text{ m.}$



Et la force de frottement du vent perpendiculaire au pignon $F_{fr} = 0$ (chapitre II étude climatique)

La pression du vent (**Zone H**) : $V = qh = 93,56 \text{ daN/m}^2$ (chapitre II).

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(93,56 \times \frac{8,65}{2} \times \frac{30}{8} \right) + 0 = 1\,517,43 \text{ daN}.$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(93,56 \times \frac{9,21}{2} \times \frac{30}{4} \right) + 0 = 3\,231,33 \text{ daN}.$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(93,56 \times \frac{9,77}{2} \times \frac{30}{4} \right) + 0 = 3\,427,80 \text{ daN}.$$

$$F'_2 = \left(V \times \frac{h'_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(93,56 \times \frac{9,00}{2} \times \frac{30}{4} \right) + 0 = 3\,157,65 \text{ daN}.$$

$$F'_3 = \left(V \times \frac{h'_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(93,56 \times \frac{9,37}{2} \times \frac{30}{4} \right) + 0 = 3\,287,46 \text{ daN}.$$

$$F_4 = \left(V \times \frac{h'_4}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(93,56 \times \frac{9,73}{2} \times \frac{30}{4} \right) + 0 = 3\,413,77 \text{ daN}.$$

Effort de traction dans les diagonales.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontal, par méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \times \cos \theta + F_1 = R$$

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{[2(F_1 + F_2) + F_3] + [2(F'_2 + F'_3) + F_1 + F_4]}{2}$$

$$R = \frac{[2(1\,517,43 + 3\,231,33) + 3\,427,80] + [2(3\,157,65 + 3\,287,46) + 1\,517,43 + 3\,413,77]}{2} = 15\,373,37 \text{ daN}.$$

$$R = 15\,373,37 \text{ daN}.$$

$$\tan^{-1}\left(\frac{3}{6}\right) = 26,57^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{15\,373,37 - 1\,517,43}{\cos 26,57} = 15\,492,08 \text{ daN}.$$

$$F_d = 15\,492,08 \text{ daN}.$$

Section de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 15\,492,08 = 23\,238,12 \text{ daN}.$$

$$N_{sd} = 232,38 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_0}{f_y} = \frac{232,38 \times 1,1}{23,5} = 10,88 \text{ cm}^2.$$

$$A = 10,88 \text{ cm}^2.$$

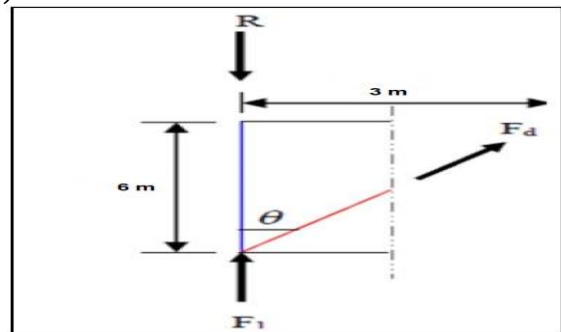


Figure VII-2: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

Donc on opte une barre de cornière égale : **L75x75x8** ($A = 11,4 \text{ cm}^2$) avec un boulon de **12 mm** et des trous de **13 mm**.

VII-2-2 Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{net} = A - (t \times d_0) = 11,4 - (0,5 \times 1,3) = 10,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{net} = 10,75 \text{ cm}^2$$

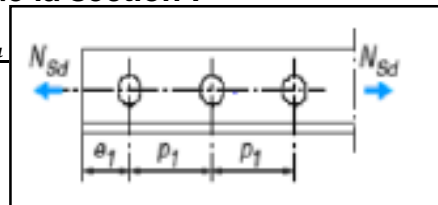


Tableau – coefficients minorateurs β_1 et β_2		
Entraxe p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
β_2 (boulons)	0.4	0.7
β_2 (3 boulons ou plus)	0.5	0.7

Tableau VII-1 : Coefficients minorateurs 1 et 2.

On prend : une attache de **2 boulon** avec $P_1 = 100 \text{ mm}$; $e_1 = 25 \text{ mm}$

$$\left. \begin{array}{l} p_1 = 100 \text{ mm} > 5,0 \times d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm.} \\ d_0 = 13 \text{ mm diamètre des trous.} \end{array} \right\} \beta = \beta_2 = 0.7$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 10,75 \times 3600}{1,25} = 21\,672 \text{ daN.}$$

$N_{sd} = 232,38 \text{ KN} > N_{u,Rd} = 216,72 \text{ KN}$Condition non vérifiée.

Donc dans ce cas on augmente la section de la cornière

Soit : une cornière égale : **L90x90x6** ($A = 12,26 \text{ cm}^2$) avec un boulon de **12 mm** et des trous de **13 mm**.

$$A_{net} = 12,26 - 0,5 \times 1,3 = 11,61 \text{ cm}^2.$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 11,61 \times 3600}{1,25} = 23\,405,76 \text{ daN.}$$

$N_{sd} = 232,38 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 234,06 \text{ KN}$Condition vérifiée.

On conclut que la cornière isolée de **L90x90x6** avec boulon de **12 mm** et des trous de **13 mm** convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VII-3 Pré dimensionnement de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignon transmis par le contreventement des versants (**poutre au vent**), on ne fait travailler que les diagonales tendues, Comme dans le cas de la poutre au vent.

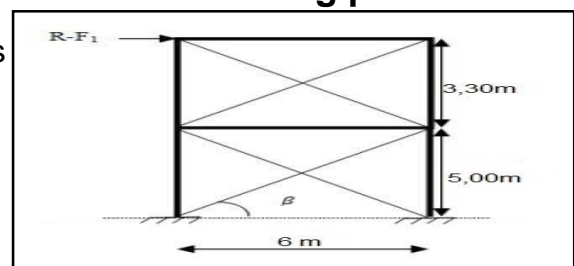


Figure VII-3: Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

VII-3-1 Evaluation des efforts :

Par méthode de coupure, on obtient :

$$R - F_1 = N \cos \beta \quad \Rightarrow \quad N = \frac{R - F_1}{\cos \beta}$$

$$\tan^{-1}\left(\frac{5}{6}\right) = 39,81^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{15\,373,37 - 1\,517,43}{\cos 39,81} = 18\,037,55 \text{ daN.}$$

$$N = 18\,037,55 \text{ daN}$$

Section de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times N = 1,5 \times 12\,025,09 = 18\,037,64 \text{ daN.}$$

$$N_{sd} = 270,56 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_0}{f_y} = \frac{270,56 \times 1,1}{23,5} = 12,66 \text{ cm}^2.$$

$$A = 12,66 \text{ cm}^2.$$

Donc on opte une barre de cornière égale : L75x75x10 (A = 13,52 cm²) avec un boulon de 12 mm et des trous de 13 mm.

VII-3-2 Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma M_2}$$

$$A_{net} = 13,52 - 0,5 \times 1,3 = 12,87 \text{ cm}^2.$$

$$A_{net} = 12,87 \text{ cm}^2$$

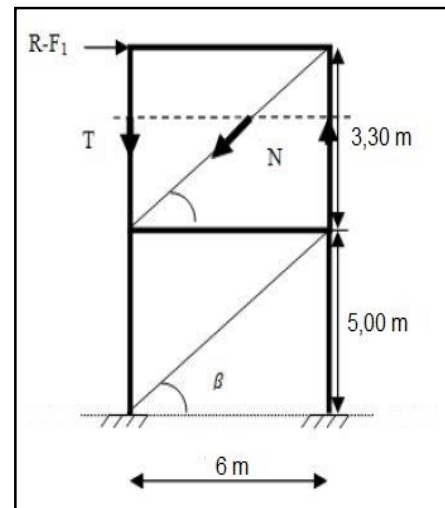


Figure VII-4 : Effort de traction dans la diagonale.

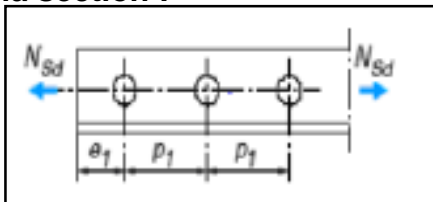


Tableau – coefficients minorateurs β_1 et β_2

Entraxe p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
β_2 (boulons)	0,4	0,7
β_2 (3 boulons ou plus)	0,5	0,7

Tableau VII-2 : Coefficients minorateurs 1 et 2.

On prend : une attache de 2 boulon avec $P_1 = 100 \text{ mm}$; $e_1 = 25 \text{ mm}$

$$\left. \begin{array}{l} p_1 = 100 \text{ mm} > 5,0 \times d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm.} \\ d_0 = 13 \text{ mm diamètre des trous.} \end{array} \right\} \quad \beta = \beta_2 = 0,7$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma M_2} = \frac{0,7 \times 12,87 \times 3\,600}{1,25} = 25\,945,92 \text{ daN.}$$

$$N_{sd} = 270,56 \text{ KN} > N_{u,Rd} = 259,46 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc dans ce cas en augmente la section de la cornière

Soit : une cornière égale : **L90×90×7** (**A = 14,13 cm²**) avec un boulon de **12 mm** et des trous de **13 mm**.

$$A_{net} = 14,13 - 0,5 \times 1,3 = 13,48 \text{ cm}^2.$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 13,48 \times 3\,600}{1,25} = 27\,175,68 \text{ daN}.$$

$$N_{sd} = 270,56 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 271,76 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On conclut que la cornière isolée de **L90×90×7** avec boulon de **12 mm** et trous de **13 mm** convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

CHAPITRE VIII

VÉRIFICATION DES

ÉLÉMENTS

VIII-1 Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres...), elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

VIII-2 Méthode de travail :

Après avoir pré dimensionné les éléments structuraux et secondaires de notre ouvrage, on passe à la vérification de ces éléments à l'aide de **logiciel ROBOT**.

On modélise notre structure sur **ROBOT** en utilisant les profilés déjà pré dimensionné puis on introduit les charge permanente, les surcharge d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifie les éléments.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail :

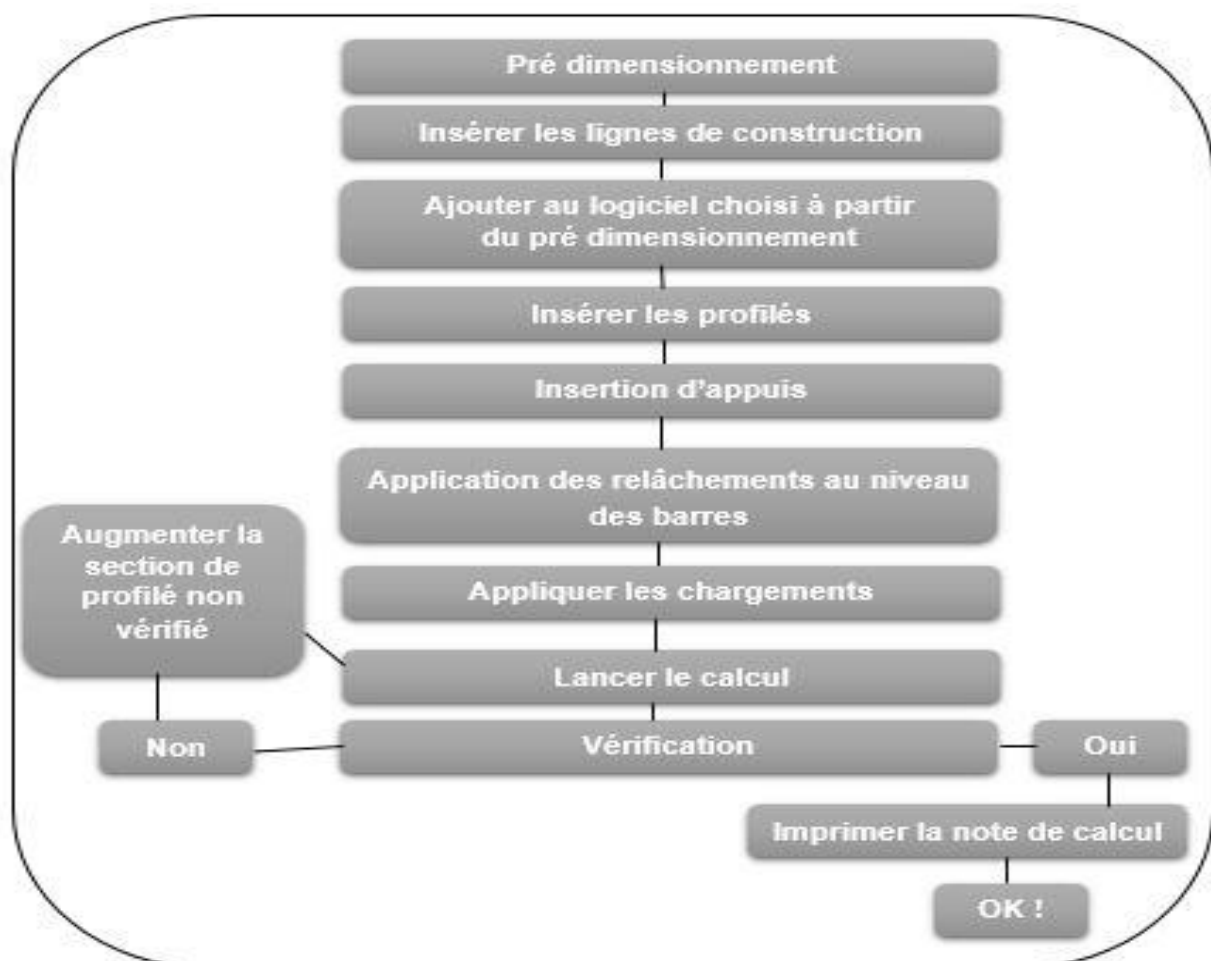


Figure VIII-1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT.

VIII-3 Etapes de modélisation :

VIII-3-1 : Matériaux utilisés :

a. Acier :

- La limite élastique de traction, $f_y = 235$ Mpa.
- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E = 210\,000$ Mpa.
- Module d'élasticité transversal $G = 81\,000$ Mpa.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7\,850$ Kg/m³
- Coefficient de poisson $\nu = 0,3$.

b. Béton :

- Résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance caractéristique à la traction f_{t28} : donné par la formule suivante :
 $f_{t28} = 0.6 \cdot 0.06 f_{c28}$ donc (BAEL 91 – modifié 99)[04].
 $f_{t28} = 0.6 \cdot 0.06 \cdot 25 = 2.1$ Mpa
- La masse volumique : $\rho = 2500$ Kg/m³.
- Le module d'élasticité longitudinale $E = 32164.2$ Mpa.
- Coefficient de poisson $\nu = 0$ à l'ELU
 $\nu = 0.2$ à l'ELS

VIII-3-2 Profilé :

Pannes	UPN 240
Lisses de bardages	UPN 100
Potelets	HEA 200
Solives	IPE 200
Poutres maitresses	IPE 450
Traverses partie mezzanine	IPE 360
Traverses partie pont	IPE 330
Poteaux	HEA 400
Poteaux RDC	HEA 400
Poutres au vent	CAE 90 × 6
Palées de stabilité	CAE 90 × 7
Poutres palières	IPN 240
Limons	UPN 320
Support pont roulant	HEM 400
Poutres de roulement	HEM 400

Tableau VIII-1 : Récapitulatif des éléments utilisés.

VIII-3-3 Modélisation géométrique : Vue en 3D :

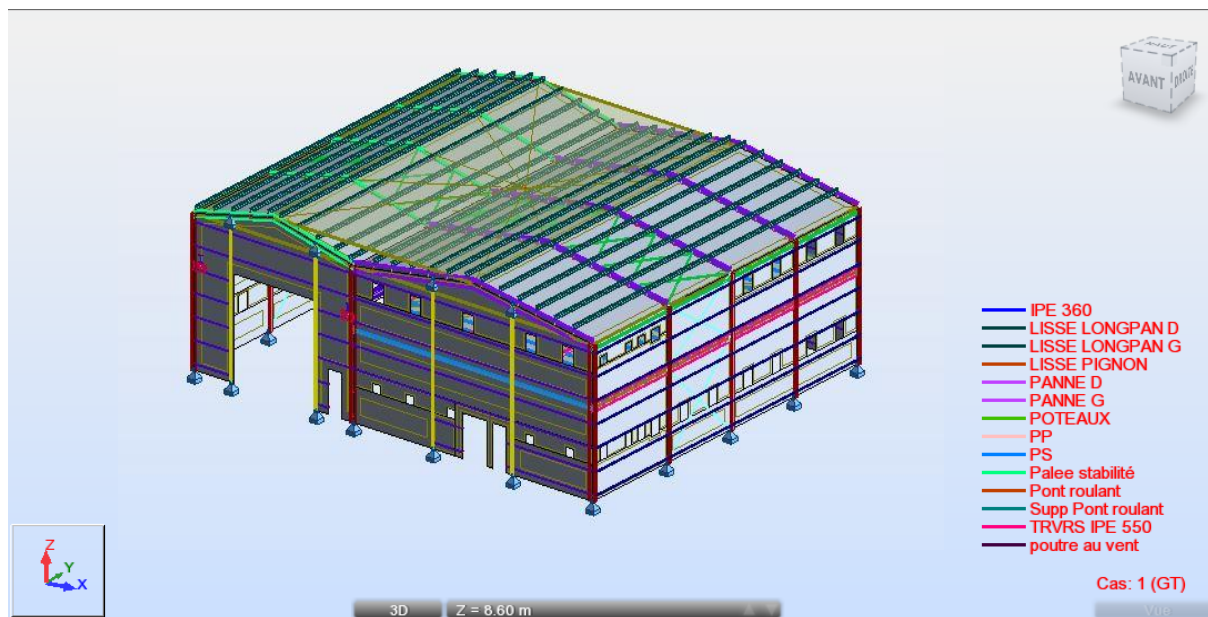


Figure VIII-2 : Vue en 3D de la structure.

Vue en plan du plancher :

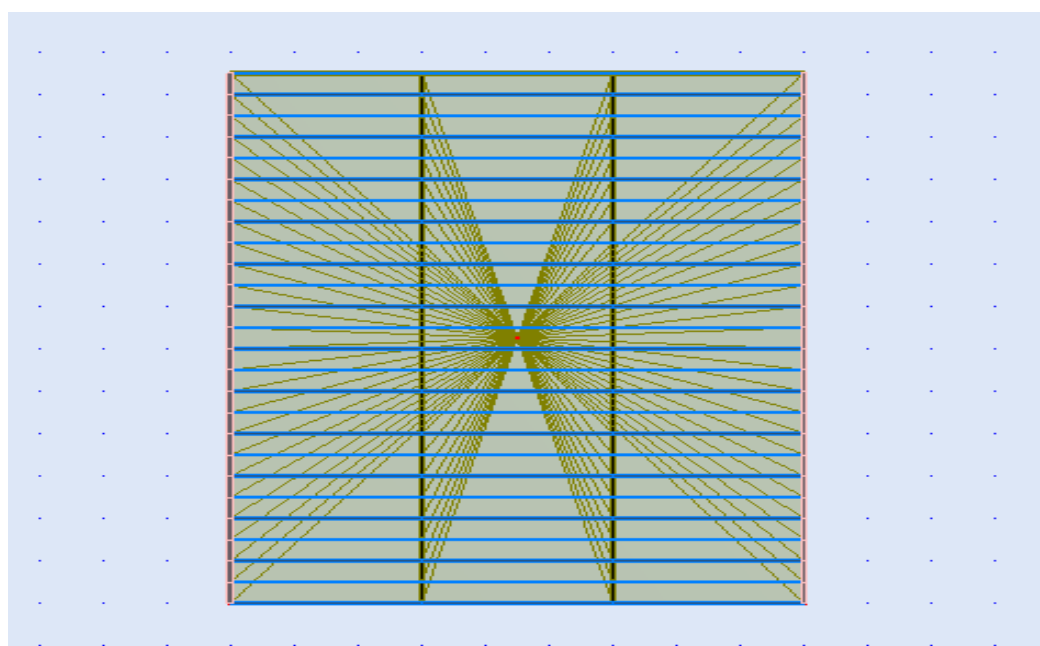


Figure VIII-3 : Vue en plan du plancher.

Vue en élévation de la face long pan :

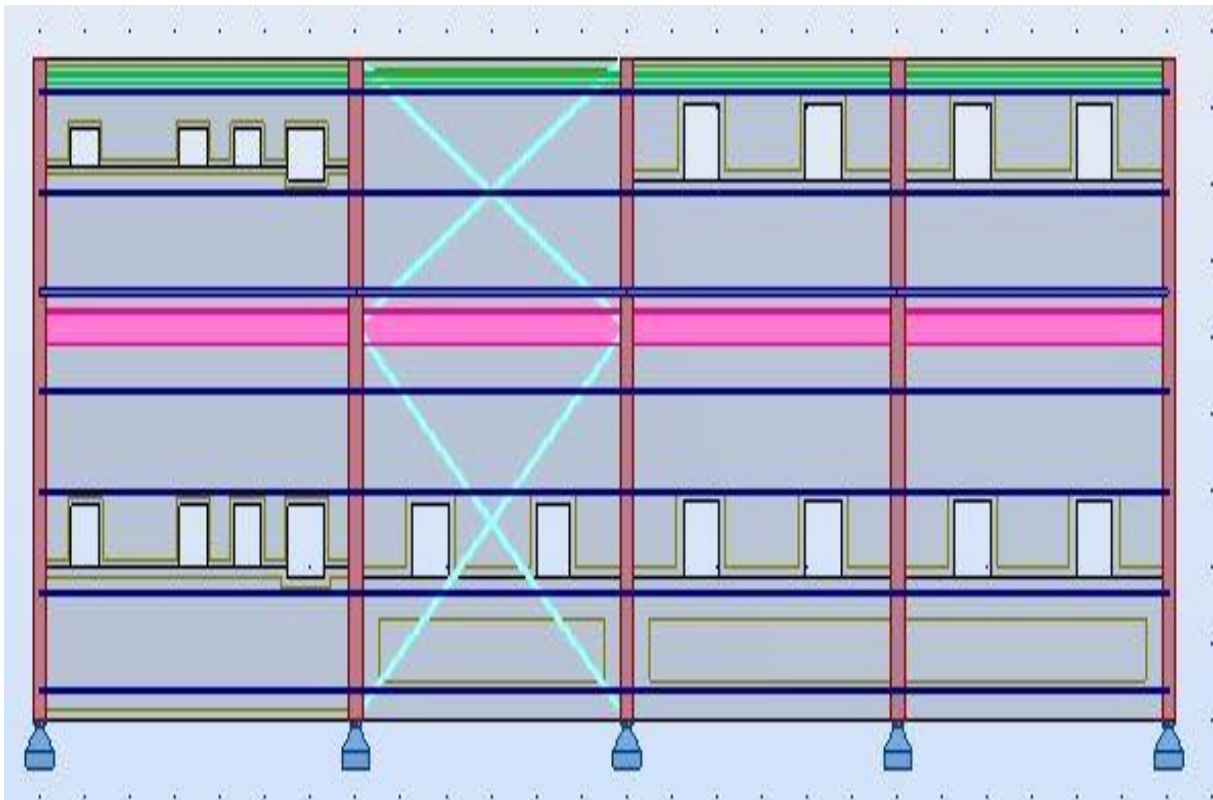


Figure VIII-4 : Vue en élévation de la face long pan.

Vue en élévation de la face pignon :

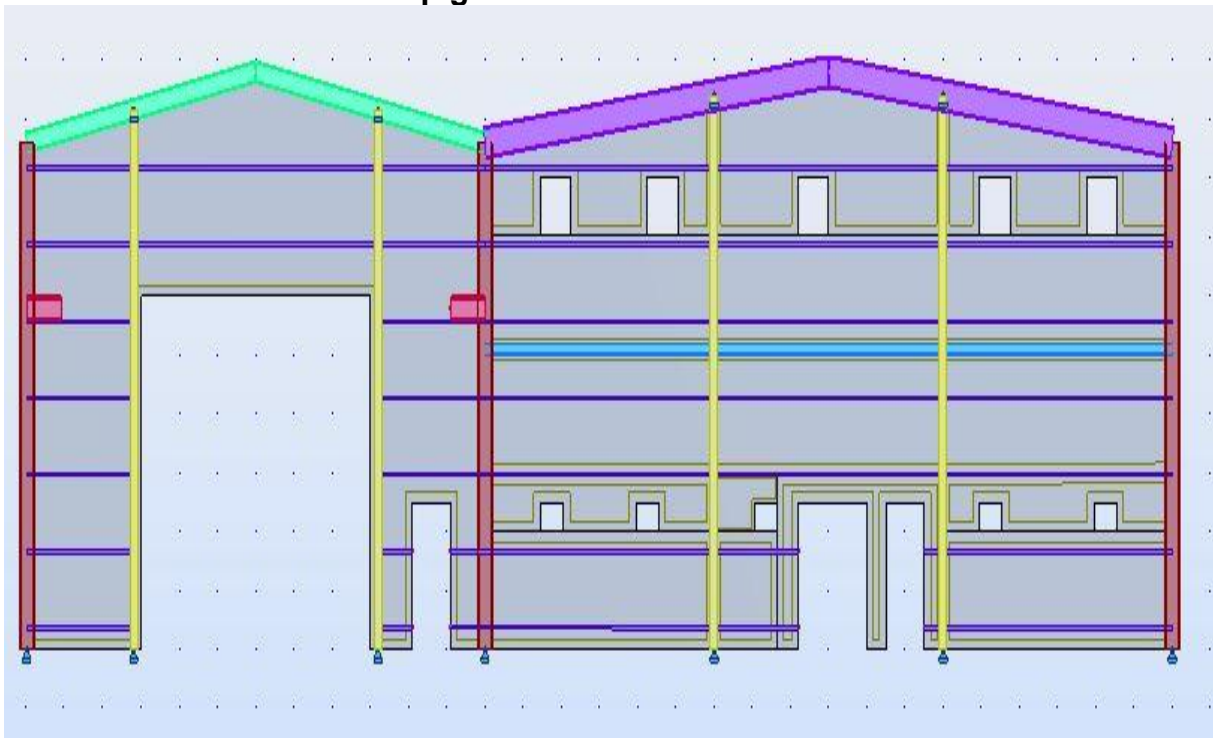


Figure VIII-5 : Vue en élévation de la face pignon.

VIII-3-4 Chargements :

Pour la toiture :

La surcharge d'entretien $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Pour le plancher :

La charge permanente dues aux revêtements $G = 4.17 \text{ KN/m}^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

VIII-3-5 Combinaison d'action :**a.A l'ELU :**

- $1.35GT+1.5QT$
- $1.35GP+ 1.5QP$
- $1.35G+1.35Q+1.35V1$
- $1.35G+1.35Q+1.35V2$
- $1.35G+1.35Q+1.35V3$
- $1.35G+1.35Q+1.35V4$
- $1.35GT+1.35QT+1.35VT$
- $1.35G+1.5V1$
- $1.35G+1.5V2$
- $1.35G+1.5V3$
- $1.35G+1.5V4$
- $1.35GT+1.5VT$

b.A l'ELS :

- $G+Q$
- $GT+QT$
- $GP+QP$
- $G+0.9Q+0.9V1$
- $G+0.9Q+0.9V2$
- $G+0.9Q+0.9V3$
- $G+0.9Q+0.9V4$
- $G+0.9Q+0.9VT$
- $GT+0.9QT$
- $G+0.9V1$
- $G+0.9V2$
- $G+0.9V3$
- $G+0.9V4$
- $GT+0.9VT$
- $G+0.9Q$

VIII-4 Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT :

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

VIII-4-1 Vérification des traverses :

A : Traverses partie pont

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Traverse IPE360
2.86 m

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.47 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 1.35GT+1.5VT 1*1.35+7*1.50

MATERIAU:

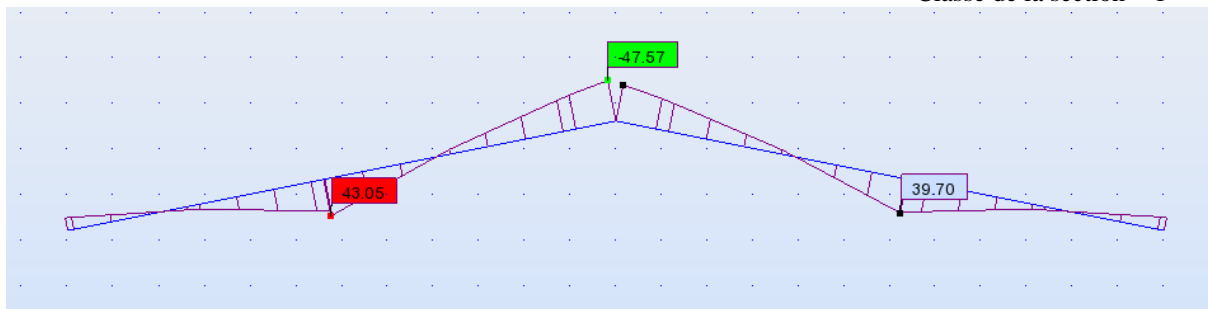
ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

$h=36.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=17.0$ cm	$A_y=48.84$ cm ²	$A_z=35.14$ cm ²	$A_x=72.73$ cm ²
$t_w=0.8$ cm	$I_y=16265.60$ cm ⁴	$I_z=1043.45$ cm ⁴	$I_x=36.20$ cm ⁴
$t_f=1.3$ cm	$W_{ply}=1019.22$ cm ³	$W_{plz}=191.10$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -316.07$ kN	$M_{y,Ed} = 43.85$ kN*m	$M_{z,Ed} = -5.46$ kN*m	$V_{y,Ed} = -38.41$ kN
$N_{t,Rd} = 2000.05$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 280.29$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 52.55$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 600.21$ kN
	$M_{y,c,Rd} = 280.29$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 52.55$ kN*m	$V_{z,Ed} = -48.36$ kN
	$MN_{y,Rd} = 280.29$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 52.55$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 482.31$ kN
	$M_{b,Rd} = 280.29$ kN*m		$T_{t,Ed} = -2.27$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 5649.77$ kN*m	Courbe,LT -	$X_{LT} = 1.00$
$L_{cr,upp}=1.00$ m	$\lambda_{m,LT} = 0.22$	$\phi_{i,LT} = 0.52$	$X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.50 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.32 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

B : Traverses partie pont :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Traverse IPE550

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 0.84 L = 7.59 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 1.35GT+1.5VT 1*1.35+7*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

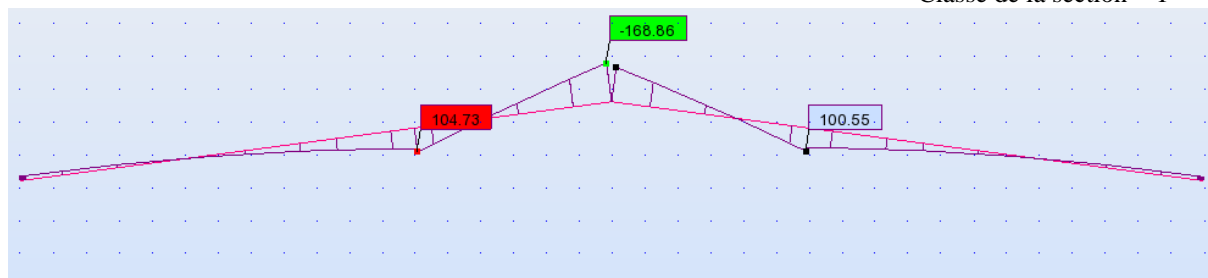


PARAMETRES DE LA SECTION: TRVRS IPE 550

$h=55.0 \text{ cm}$	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
$b=21.0 \text{ cm}$	$A_y=82.52 \text{ cm}^2$	$A_z=72.35 \text{ cm}^2$	$A_x=134.42 \text{ cm}^2$
$t_w=1.1 \text{ cm}$	$I_y=67116.50 \text{ cm}^4$	$I_z=2667.58 \text{ cm}^4$	$I_x=123.80 \text{ cm}^4$
$t_f=1.7 \text{ cm}$	$W_{ply}=2787.01 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=400.54 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{y,Ed} = 6.05 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -13.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -1.58 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.81 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 3696.55 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -165.52 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 16.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 1307.85 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 3696.55 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 766.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 110.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -10.99 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 766.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 110.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 1147.35 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 766.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 25189.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$X_{LT} = 1.00$
$L_{cr,low} = 1.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.17$	$f_{i,LT} = 0.50$	$X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

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

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**VIII-4-2 Vérification des poteaux :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** Poteau HEA400**POINT:** 7**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 8.60 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 15 1.35G+1.5V1 3*1.50+41*1.35

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: POTEAUX**

h=39.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=126.20 cm²Az=57.33 cm²Ax=158.98 cm²

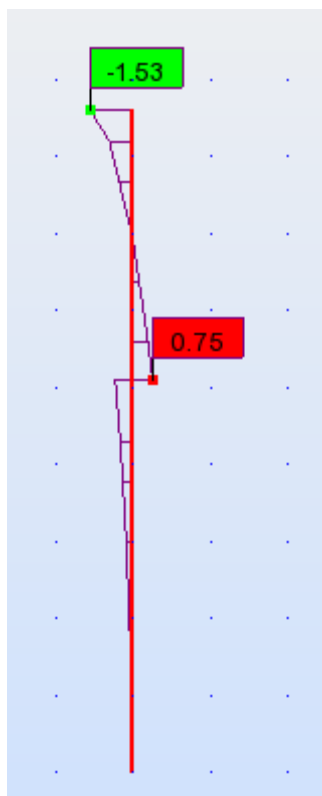
tw=1.1 cm

Iy=45069.40 cm⁴Iz=8563.83 cm⁴Ix=189.76 cm⁴

tf=1.9 cm

Wply=2561.80 cm³Wplz=872.86 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**N_{Ed} = -30.39 kNM_{y,Ed} = -2.82 kN*mM_{z,Ed} = -11.47 kN*mV_{y,Ed} = 12.01 kNN_{t,Rd} = 4371.95 kNM_{y,pl,Rd} = 704.50 kN*mM_{z,pl,Rd} = 240.04 kN*mV_{y,T,Rd} = 1531.55 kNM_{y,c,Rd} = 704.50 kN*mM_{z,c,Rd} = 240.04 kN*mV_{z,Ed} = -0.92 kNM_{N,y,Rd} = 704.50 kN*mM_{N,z,Rd} = 240.04 kN*mV_{z,T,Rd} = 793.16 kNM_{b,Rd} = 704.50 kN*mT_{t,Ed} = 8.24 kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:** $z = 0.00$ $M_{cr} = 59214.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Courbe,LT -

 $X_{LT} = 1.00$ $L_{cr,low} = 1.00 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 0.11$ $\eta_{LT} = 0.47$ $X_{LT,mod} = 1.00$ **PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:** $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$ $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$ $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$ $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$ $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.52 < 1.00 \quad (6.2.6)$ $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.6)$ **Contrôle de la stabilité globale de la barre:** $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$ **DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches** Non analysé**Déplacements** $v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 5.7 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 23 G+0.9Q+0.9V2 (4+42)*0.90+41*1.00 $v_y = 0.1 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 5.7 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 24 G+0.9Q+0.9V3 (5+42)*0.90+41*1.00**Profil correct !!!**

VIII-4-3 Vérification des Lisse de bardages :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: LISSE BARDAGE UPN100 POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 7.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 1.35G+1.5V1 6*1.50+41*1.35

MATERIAU:

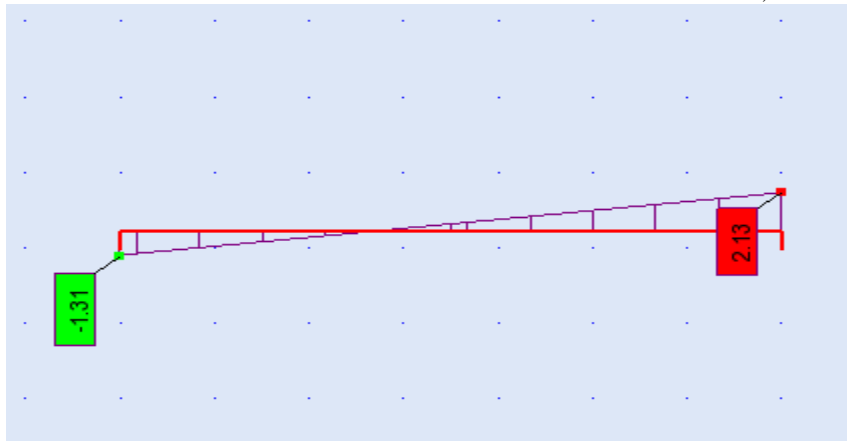
ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: LISSE LONGPAN

$h=10.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=5.0$ cm	$A_y=9.54$ cm ²	$A_z=6.23$ cm ²	$A_x=13.50$ cm ²
$tw=0.6$ cm	$I_y=206.00$ cm ⁴	$I_z=29.30$ cm ⁴	$I_x=2.81$ cm ⁴
$tf=0.9$ cm	$W_{ely}=41.20$ cm ³	$W_{elz}=8.49$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 23.81$ kN	$M_{y,Ed} = -8.37$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.01$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.01$ kN
$N_{c,Rd} = 371.25$ kN	$M_{y,el,Rd} = 11.33$ kN*m	$M_{z,el,Rd} = 2.34$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 151.37$ kN
$N_{b,Rd} = 371.25$ kN	$M_{y,c,Rd} = 11.33$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 2.34$ kN*m	$V_{z,Ed} = -6.58$ kN
			$V_{z,T,Rd} = 98.91$ kN
			$T_{t,Ed} = -0.00$ kN*m



Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.81 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{z,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.81 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_y = 0.2 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/400.00 = 1.8 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 25 \text{ G} + 0.9 \text{ Q} + 0.9 \text{ V}_4 \quad (6+42) \cdot 0.90 + 41 \cdot 1.00$$

$$u_z = 2.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 25 \text{ G} + 0.9 \text{ Q} + 0.9 \text{ V}_4 \quad (6+42) \cdot 0.90 + 41 \cdot 1.00$$



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

VIII-4-4 Vérification des Lisse de pignon :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Lisse Pignon UPN120

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 \text{ L} =$

0.00 m

CHARGEMENTS:

$$\text{Cas de charge décisif: } 18 \text{ 1.35G} + 1.5 \text{ V}_4 \quad 6 \cdot 1.50 + 41 \cdot 1.35$$

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$ 

PARAMETRES DE LA SECTION: LISSE PIGNON

$$h = 12.0 \text{ cm}$$

$$g_{M0} = 1.00$$

$$g_{M1} = 1.00$$

$$b = 5.5 \text{ cm}$$

$$A_y = 11.12 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 8.54 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 17.00 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 0.7 \text{ cm}$$

$$I_y = 368.00 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 43.20 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 4.15 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 0.9 \text{ cm}$$

$$W_{ely} = 61.33 \text{ cm}^3$$

$$W_{elz} = 11.11 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{Ed} = 0.91 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 1.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Ed} = -0.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{y,Ed} = -0.26 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 467.50 \text{ kN}$$

$$M_{y,el,Rd} = 16.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,el,Rd} = 3.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{y,T,Rd} = 176.38 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 467.50 \text{ kN}$$

$$M_{y,c,Rd} = 16.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,c,Rd} = 3.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{z,Ed} = -0.86 \text{ kN}$$

$$V_{z,T,Rd} = 135.49 \text{ kN}$$

$$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.32 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xz,Ed} + \tau_{zy,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 0.3 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/400.00 = 0.7 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 31 G+0.9V4 6*0.90+41*1.00

$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 1.4 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 25 G+0.9Q+0.9V4 (6+42)*0.90+41*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

VIII-4-5 Vérification des poutres secondaires (solive) :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Solive IPE200
6.00 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 49 1.35GP+1.5QP 37*1.35+38*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



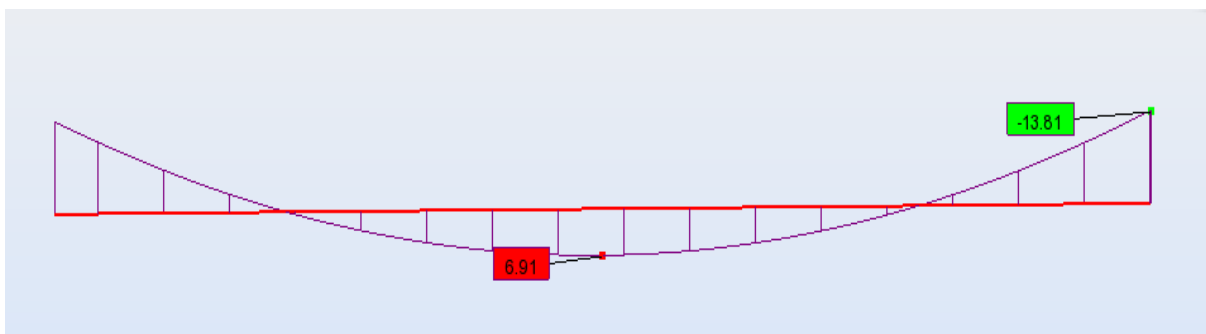
PARAMETRES DE LA SECTION: PS

$h=20.0 \text{ cm}$	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
$b=10.0 \text{ cm}$	$A_y=19.58 \text{ cm}^2$	$A_z=14.00 \text{ cm}^2$	$A_x=28.48 \text{ cm}^2$
$t_w=0.6 \text{ cm}$	$I_y=1943.17 \text{ cm}^4$	$I_z=142.37 \text{ cm}^4$	$I_x=7.02 \text{ cm}^4$
$t_f=0.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=220.64 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=44.61 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -0.02 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -28.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.00 \text{ kN}$
$N_{t,Rd} = 783.20 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 60.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 12.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,c,Rd} = 310.81 \text{ kN}$
	$M_{y,c,Rd} = 60.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 12.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -28.14 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 60.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 12.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 222.22 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 57.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00

Mcr = 317.18 kN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.92

Lcr,low=1.00 m

Lam_LT = 0.44

fi,LT = 0.63

XLT,mod = 0.96

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section: $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1)) $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.22 < 1.00$ (6.2.9.1.(6)) $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1)) $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.13 < 1.00$ (6.2.6.(1))*Contrôle de la stabilité globale de la barre:* $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.49 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES

*Flèches* $u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/250.00 = 2.4 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 39 GP+QP (37+38)*1.00 $u_z = 0.6 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.00 = 2.4 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 39 GP+QP (37+38)*1.00*Déplacements Non analysé***Profil correct !!!**

VIII-4-6 Vérification des poutres principale :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 9 poutre principale IPE450 POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 49 1.35GP+1.5QP 37*1.35+38*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.00 MPa

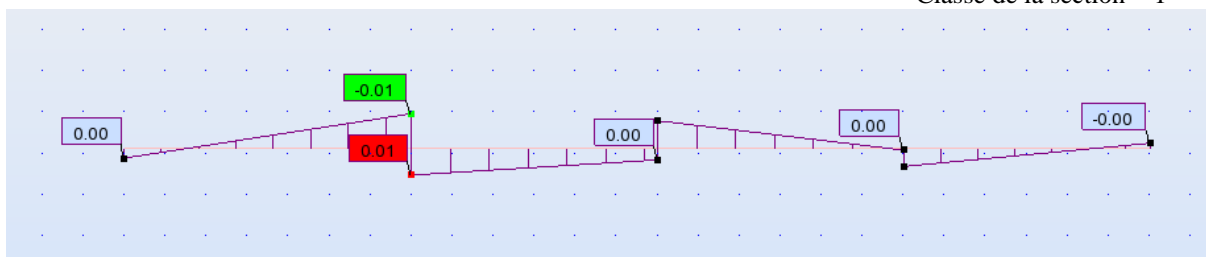


PARAMETRES DE LA SECTION: PP

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} = 0.02 kN	My _{Ed} = -0.25 kN*m	Mz _{Ed} = -0.08 kN*m	Vy _{Ed} = -0.12 kN
N _{c,Rd} = 2717.55 kN	My _{pl,Rd} = 467.99 kN*m	Mz _{pl,Rd} = 76.00 kN*m	Vy _{T,Rd} = 1003.64 kN
Nb _{Rd} = 2717.55 kN	My _{c,Rd} = 467.99 kN*m	Mz _{c,Rd} = 76.00 kN*m	Vz _{Ed} = 1.18 kN
	MN _{y,Rd} = 467.99 kN*m	MN _{z,Rd} = 76.00 kN*m	Vz _{T,Rd} = 807.26 kN
			Tt _{Ed} = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

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

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

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

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

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

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

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 0.5 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 39 GP+QP (37+38)*1.00

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 0.5 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 39 GP+QP (37+38)*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

VIII-4-7 Vérification des pannes :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 11 Panne UPN 240

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00 L = 7.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $8 \text{ 1.35GT} + 1.5\text{QT } 1*1.35 + 2*1.50$

MATERIAU:

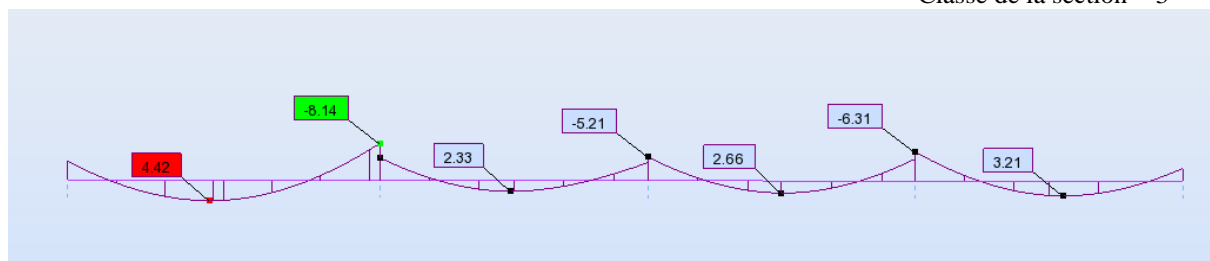
ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$ 

PARAMETRES DE LA SECTION: PANNE

$h=24.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=8.5 \text{ cm}$	$A_y=24.44 \text{ cm}^2$	$A_z=23.13 \text{ cm}^2$	$A_x=42.30 \text{ cm}^2$
$tw=0.9 \text{ cm}$	$I_y=3600.00 \text{ cm}^4$	$I_z=248.00 \text{ cm}^4$	$I_x=19.70 \text{ cm}^4$
$tf=1.3 \text{ cm}$	$W_{ely}=300.00 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=39.55 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 8.91 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -8.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.05 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1163.25 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -8.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 0.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 388.02 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 1163.25 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 82.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 10.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -6.26 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 367.15 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 75.45 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 847.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe, LT - d	$X_{LT} = 0.91$
$L_{cr,low} = 1.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.31$	$\phi_{i,LT} = 0.59$	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{y,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

 $u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/400.00 = 1.8 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 GT+0.9VT 1*1.00+7*0.90

 $u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 21 GT+QT (1+2)*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

VIII-4-8 Vérification des potelets :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Potelet HEA200

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.01 L =$

0.06 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 1.35GT+1.5QT 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: POTELET

$h=19.0 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=20.0 \text{ cm}$

$A_y=45.12 \text{ cm}^2$

$A_z=18.08 \text{ cm}^2$

$A_x=53.83 \text{ cm}^2$

$tw=0.7 \text{ cm}$

$I_y=3692.16 \text{ cm}^4$

$I_z=1335.51 \text{ cm}^4$

$I_x=21.09 \text{ cm}^4$

$tf=1.0 \text{ cm}$

$W_{ply}=429.48 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=203.82 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 20.49 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{y,Ed} = 0.05 \text{ kN}$

$N_{c,Rd} = 1480.33 \text{ kN}$

$M_{y,Ed,max} = -10.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,Ed,max} = -0.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{y,c,Rd} = 716.38 \text{ kN}$

$N_{b,Rd} = 251.31 \text{ kN}$

$M_{y,c,Rd} = 118.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,c,Rd} = 56.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,Ed} = 0.01 \text{ kN}$

$M_{N,y,Rd} = 118.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{N,z,Rd} = 56.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,c,Rd} = 287.06 \text{ kN}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 9.40 \text{ m}$

$\lambda_{m,y} = 1.31$

$L_{cr,y} = 9.40 \text{ m}$

$X_y = 0.42$

$\lambda_{m,y} = 113.50$

$k_{zy} = 0.51$



en z:

$L_z = 9.40 \text{ m}$

$\lambda_{m,z} = 2.17$

$L_{cr,z} = 9.40 \text{ m}$

$X_z = 0.17$

$\lambda_{m,z} = 188.72$

$k_{zz} = 1.02$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

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

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

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{b,y} = 113.50 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 188.72 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 6.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 1 GT

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 6.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 1 GT

Profil correct !!!

VIII-4-9 Vérification des poutres au vent :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Poutre au vent CAE 90X90X6

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.89 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 VT

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: poutre au vent

$$h = 9.0 \text{ cm}$$

$$gM0 = 1.00$$

$$gM1 = 1.00$$

$$b = 9.0 \text{ cm}$$

$$A_y = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 12.24 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 0.7 \text{ cm}$$

$$I_y = 92.55 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 92.55 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 1.98 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 0.7 \text{ cm}$$

$$W_{ely} = 14.13 \text{ cm}^3$$

$$W_{elz} = 14.13 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{Ed} = -5.24 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 6.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed} = 0.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{y,Ed} = -0.00 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = 336.59 \text{ kN}$$

$$M_{y,el,Rd} = 3.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,el,Rd} = 3.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{y,T,Rd} = 100.02 \text{ kN}$$

$$M_{y,c,Rd} = 3.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,c,Rd} = 3.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,Ed} = 4.85 \text{ kN}$$

$$V_{z,T,Rd} = 100.02 \text{ kN}$$

$$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 1.53 > 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Profil incorrect !!!**Remarque :**

Cette cornière aussi ne vérifie pas les conditions donc on continue à augmenter cette section et on opte une double cornière de 80x80x10.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Poutre au vent CAE 80X80X10

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 VT

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 80x10**

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=8.00 cm ²	Az=8.00 cm ²	Ax=15.11 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=87.50 cm ⁴	Iz=87.50 cm ⁴	Ix=5.00 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=28.47 cm ³	Wplz=28.47 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -2.60$ kN	$M_{y,Ed} = 7.22$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.30$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.12$ kN
$N_{t,Rd} = 415.52$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 7.83$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 7.83$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 126.78$ kN
	$M_{y,c,Rd} = 7.83$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 7.83$ kN*m	$V_{z,Ed} = -5.51$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 7.83$ kN*m	$M_{N,z,Rd} = 7.83$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 126.78$ kN
			$T_{t,Ed} = 0.00$ kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.96 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Profil correct !!!

VIII-4-10 Vérification des palées de stabilité :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Poutre au vent CAE 90X90X7

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 0.50 L = 3.31 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 3 V1

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: poutre au vent

$h=9.0 \text{ cm}$	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
$b=9.0 \text{ cm}$	$A_y=6.30 \text{ cm}^2$	$A_z=6.30 \text{ cm}^2$	$A_x=12.24 \text{ cm}^2$
$t_w=0.7 \text{ cm}$	$I_y=92.55 \text{ cm}^4$	$I_z=92.55 \text{ cm}^4$	$I_x=1.98 \text{ cm}^4$
$t_f=0.7 \text{ cm}$	$W_{ely}=14.13 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=14.13 \text{ cm}^3$	
	$W_{eff,y}=14.13 \text{ cm}^3$	$W_{eff,z}=14.13 \text{ cm}^3$	$A_{eff}=12.24 \text{ cm}^2$

Attention: Profilé de classe 4 ! Le logiciel ne fait pas l'analyse complète de la classe 4 pour ce type de profilé, mais il les analyse comme les sections de classe 3.

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 6.47 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 0.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.00 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 336.59 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 0.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = -0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 100.02 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 309.16 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 3.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 3.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 0.01 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 100.02 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 4



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 1.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 0.42$
$L_{cr,y} = 1.00 \text{ m}$	$X_y = 0.92$
$\lambda_{my} = 36.37$	$k_{yy} = 1.01$



en z:

$L_z = 1.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 0.42$
$L_{cr,z} = 1.00 \text{ m}$	$X_z = 0.92$
$\lambda_{mz} = 36.37$	$k_{zz} = 1.08$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

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

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

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

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{b,y} = 36.37 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 36.37 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!

VIII-4-11 Vérification du support du pont roulant :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: support pont roulant HEM400

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 0.35 L = 0.25 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 33 Pont 3D /8/ 33/8*1.00

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: Supp Pont roulant

$h=43.2 \text{ cm}$	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
$b=30.7 \text{ cm}$	$A_y=245.60 \text{ cm}^2$	$A_z=73.92 \text{ cm}^2$	$A_x=325.78 \text{ cm}^2$
$t_w=2.1 \text{ cm}$	$I_y=104119.00 \text{ cm}^4$	$I_z=19335.50 \text{ cm}^4$	$I_x=1519.38 \text{ cm}^4$
$t_f=4.0 \text{ cm}$	$W_{ply}=5464.26 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=1923.79 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$M_{y,Ed} = -3.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,pl,Rd} = 1502.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,c,Rd} = 1502.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,Ed} = 28.71 \text{ kN}$$

$$V_{z,T,Rd} = 1171.34 \text{ kN}$$

$$T_{t,Ed} = -0.52 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Profil correct !!!

VIII-4-12 Vérification de la poutre de chemin de roulement :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: Poutre chemin de roulement HEM400

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00$ $L = 0.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 33 Pont 3D /35/ 33/35*1.00

MATERIAU:

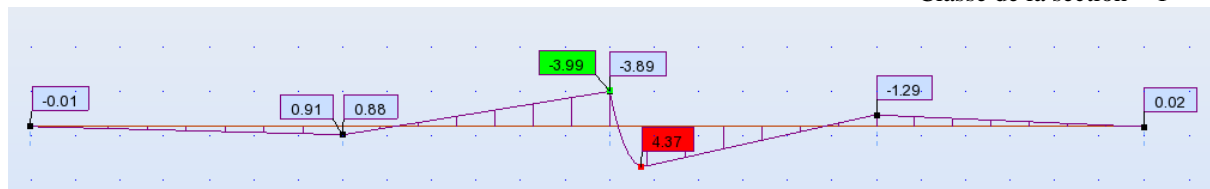
ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: Pont roulant

$h=43.2$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.7$ cm	$A_y=263.20$ cm ²	$A_z=110.18$ cm ²	$A_x=325.78$ cm ²
$t_w=2.1$ cm	$I_y=104119.00$ cm ⁴	$I_z=19335.50$ cm ⁴	$I_x=1519.38$ cm ⁴
$t_f=4.0$ cm	$W_{ply}=5570.62$ cm ³	$W_{plz}=1934.13$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -17.12$ kN	$M_{y,Ed} = -18.44$ kN*m	$M_{z,Ed} = -5.43$ kN*m	$V_{y,Ed} = 5.52$ kN
$N_{t,Rd} = 8958.95$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 1531.92$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 531.89$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 4178.79$ kN
	$M_{y,c,Rd} = 1531.92$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 531.89$ kN*m	$V_{z,Ed} = 96.30$ kN
	$MN_{y,Rd} = 1531.92$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 531.89$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 1749.33$ kN
			$T_{t,Ed} = -0.00$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

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

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

DEPLACEMENTS LIMITES

**Flèches**

$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 33 Pont 3D /1/ 33/1*1.00

$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 33 Pont 3D /41/ 33/41*1.00

**Déplacements Non analysé**

Profil correct !!!

Conclusion:

Après avoir terminer les différentes vérification permettant de satisfaire les différentes conditions de stabilité et de résistance, on représente ci-dessous un tableau récapitulatif des différentes éléments adopté :

Pannes	UPN 240
Lisses de bardages	UPN 100
Potelets	HEA 200
Solives	IPE 200
Poutres maitresses	IPE 450
Traverses partie mezzanine	IPE 360
Traverses partie pont	IPE 330
Poteaux	HEA 400
Poteaux RDC	HEA 400
Poutres au vent	CAE 80 × 10
Palées de stabilité	CAE 90 × 7
Poutres palières	IPN 240
Limons	UPN 320
Support pont roulant	HEM 400
Poutres de roulement	HEM 400

CHAPITRE IX

CALCUL DES

ASSEMBLAGES

IX-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 des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

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

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

Nous dans notre cas on utilise des assemblages par boulonnage

Le logiciel ROBOT nous permet de calculer automatiquement les différents assemblages et les résultats des calculs sont comme suit :

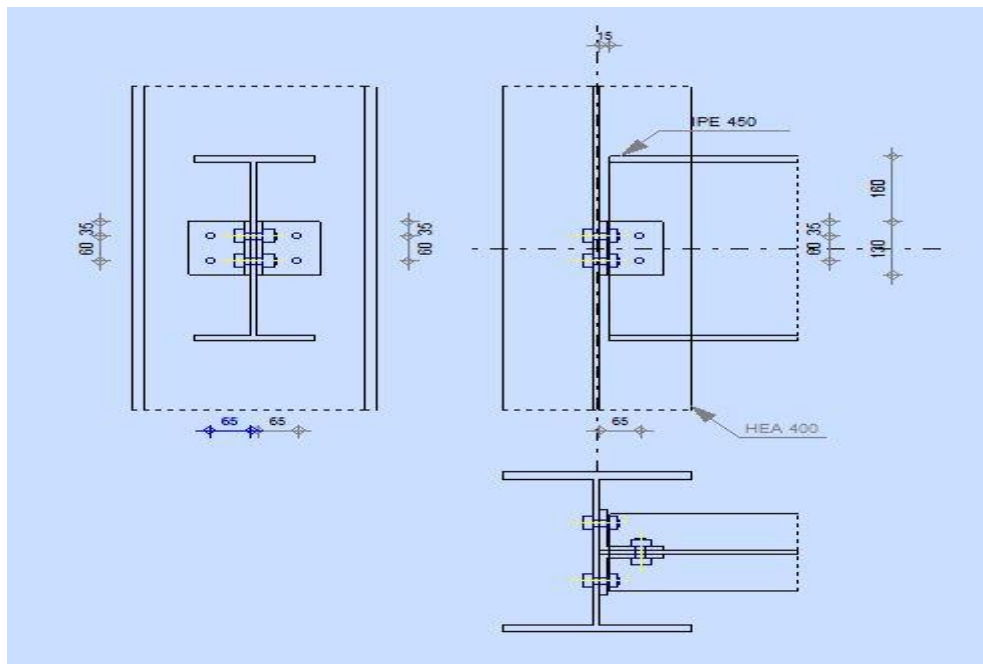
IX-2 Assemblage des poutres maitresse –poteau (âme) :

Figure IX-1 : Détail sur l'assemblage poteau poutre (âme).

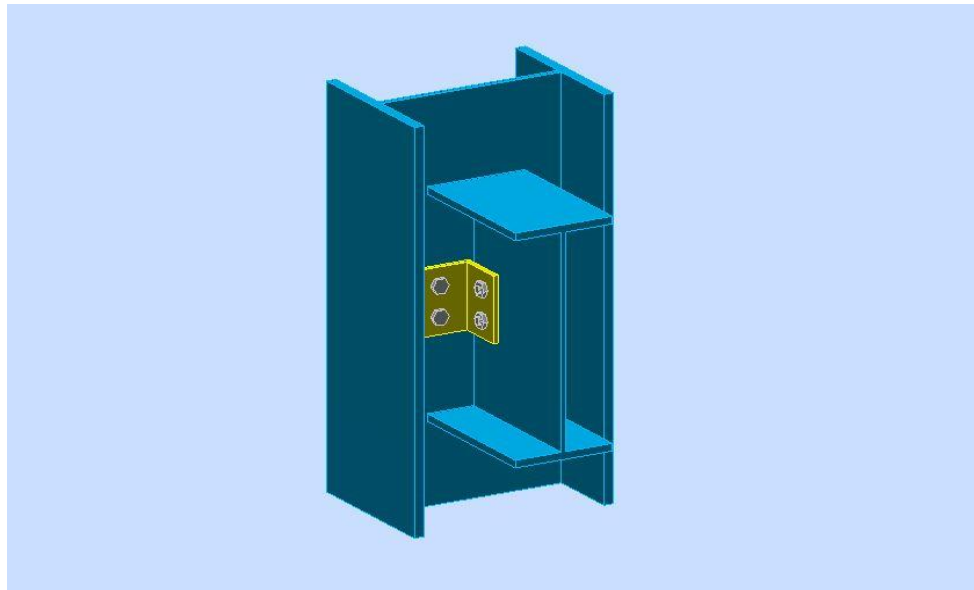


Figure IX-2 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre (âme).

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014</p> <p>Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	
		<p>Ratio 0.30</p>

GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Noeud de la structure: 21

Barres de la structure: 3, 201

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400

Barre N°: 3

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 275000.00$ [kPa] Résistance de calcul

POUTRE

Profilé: IPE 450

Barre N°: 201

Matériau: ACIER E28

$f_{db} = 275000.00$ [kPa] Résistance de calcul

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10

Matériau: ACIER E28

$f_{dk} = 275000.00$ [kPa] Résistance de calcul

BOULONS**BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**

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

Classe = 8.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

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

Classe = 8.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 16: $1.35G + 1.5V2$ $1 \cdot 1.35 + 5 \cdot 1.50$

$N_{b,Ed} = -58.67$ [kN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 1.21$ [kN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 0.20$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

$F_{x,Ed} =$	0.70	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{z,Ed} =$	0.30	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} =$	77.21	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} =$	77.21	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	0.70 < 77.21		vérifié	(0.01)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	0.30 < 77.21		vérifié	(0.00)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

$F_{x,Ed} =$	34.12	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{z,Ed} =$	0.60	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} =$	112.80	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} =$	104.90	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	34.12 < 112.80		vérifié	(0.30)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	0.60 < 104.90		vérifié	(0.01)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

CORNIERE

$V_{effRd} =$	150.08	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	0.60 < 150.08		vérifié	(0.00)

POUTRE

$V_{effRd} =$	402.71	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	1.21 < 402.71		vérifié	(0.00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0.30
--	-------	------

IX-3 Assemblage des poutres secondaires (solive) –poutre maitresse :

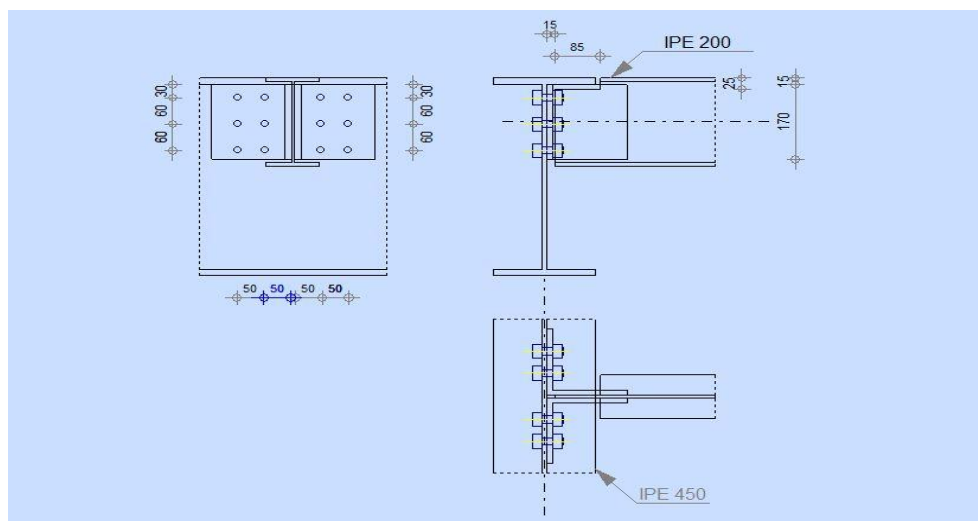


Figure IX-3 : Détail sur l'assemblage poutre maitresse poutre secondaire.

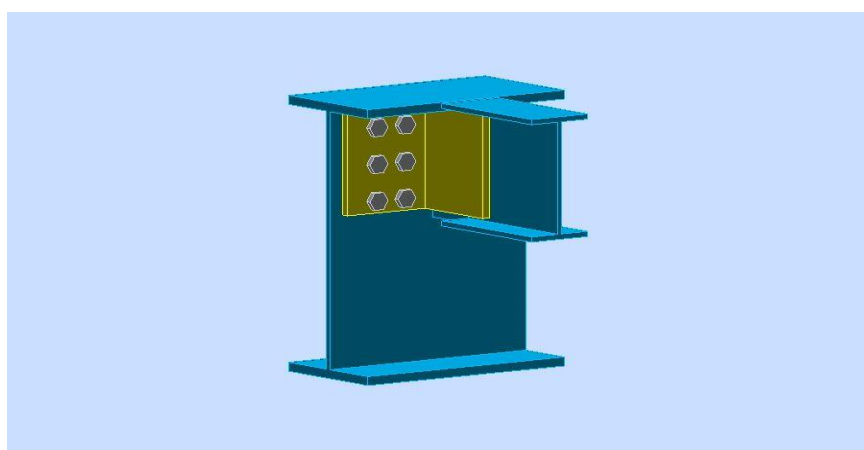



Figure IX-4 : Vue 3D de l'assemblage poutre maitresse poutre secondaire.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014</p> <p>Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 <p>Ratio 0.55</p>
---	--	---

GENERAL

Assemblage N°: 3

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

Noeud de la structure: 461

Barres de la structure: 201, 429

Assemblage N°: 3

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 450

Barre N°: 201

Matériau: ACIER E28

 $f_{yg} = 275000.00$ [kPa] Résistance de calcul**POUTRE**

Profilé: IPE 200

Barre N°: 429

Matériau: ACIER E28

 $f_{db} = 275000.00$ [kPa] Résistance de calcul**ENCOCHE DE LA POUTRE** $h_1 = 25$ [mm] Encoche supérieur $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure $l = 85$ [mm] Longueur de l'encoche**CORNIERE**

Profilé: CAE 150x12

Matériau: ACIER E28

 $f_{dk} = 275000.00$ [kPa] Résistance de calcul**BOULONS****BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

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

Classe = 8.8 Classe du boulon

 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon $k = 2$ Nombre de colonnes des boulons $w = 3$ Nombre de rangées des boulons**SOUDURES** $a_{ab} = 5$ [mm] Soudures assemblant la cornière à la poutre

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 39: $1.35GP+1.35QP+1.35VT$ $34*1.35+35*1.50+3*1.80$

$N_{b,Ed} =$	0.01	[kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	25.79	[kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	26.91	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

$F_{x,Ed} =$	3.32	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{z,Ed} =$	3.53	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} =$	59.33	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} =$	50.43	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$3.32 < 59.33$	vérifié	(0.06)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$3.53 < 50.43$	vérifié	(0.07)

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$49.51 < 90.43$	vérifié	(0.55)
--------------------------	-----------------	---------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} =$	4.84	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	0.45	<	1.00	vérifié (0.45)

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA CORNIERE ET LA POUTRE

$\tau =$	116098.52	[kPa]	Contrainte résultante
$\tau \leq f_{vw,d}$	$116098.52 < 220072.34$	vérifié	(0.53)

REMARQUES

Longueur de la cornière est supérieure à la hauteur de l'âme de la poutre	$170 \text{ [mm]} > 159 \text{ [mm]}$
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible	$7 \text{ [mm]} < 17 \text{ [mm]}$
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible	$7 \text{ [mm]} < 17 \text{ [mm]}$
Pince boulon-extrémité inférieure de la cornière sur la poutre principale trop faible	$20 \text{ [mm]} < 22 \text{ [mm]}$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0.55
--	--------------	-------------

IX-4 Assemblage des poutres secondaire –poteau :

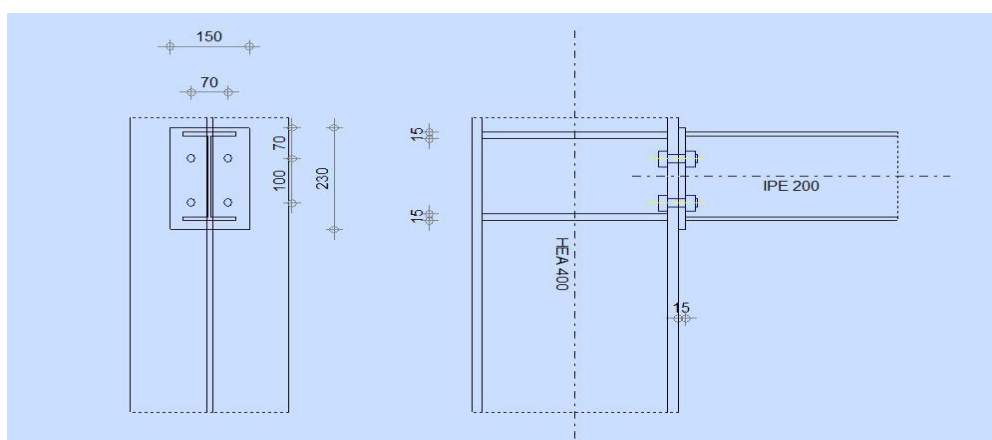


Figure IX-5 : Détail sur l'assemblage poteau poutre secondaire.

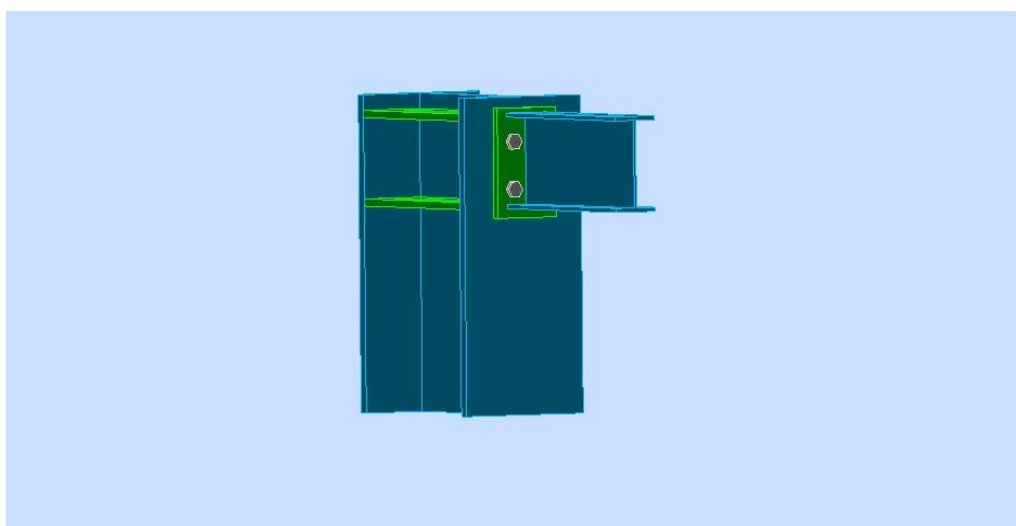




Figure IX-6 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre secondaire.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014</p> <p>Calcul de l'Encastrement poutres secondaire - Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<div style="text-align: center;">  Ratio 0.55 </div>
---	---	--

GENERAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Noeud de la structure: 21

Barres de la structure: 3, 18

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400

Barre N°: 3

$\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 275000.00$ [kPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 200

Barre N°: 18

$\alpha = -0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275000.00$ [kPa] Résistance

BOULONS

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

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 165.89$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 2$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 70$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon

Ecartement $e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 100$ [mm]

PLATINE

$h_p = 230$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 150$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 15$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{yp} = 275000.00$ [kPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 15$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 275000.00$ [kPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 15$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 275000.00$ [kPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 15$ [mm] Soudure âme

$a_r = 15$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 15$ [mm] Soudure du raidisseur

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]

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas:	10:	1.35G+1.35Q+1.35V2	(1+2+5) * 1.35
$M_{b1,Ed} =$	13.80	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	13.27	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-2.73	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{cb,Rd} = 783.31$	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd} = 222.28$	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0.06 < 1.00	vérifié	(0.06)
$M_{b,pl,Rd} = 60.68$	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} = 60.68$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} = 316.87$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

$V_{wp,Ed} = 103.69$	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd} = 949.85$	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0.11 < 1.00	vérifié	(0.11)
$F_{c,wc,Rd} = 1846.83$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp} = 1846.83$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = 783.31$	[kN]	Résistance de l'assemblage à la compression	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0.00 < 1.00	vérifié	(0.00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

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	136	147.36	331.78	149.27	283.84	147.36	331.78	494.69
2	36	147.36	331.78	149.27	284.46	147.36	331.78	494.69

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

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

$$M_{j,Rd} = 25.27 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.55 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.55)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd} = 128.45 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.10 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.10)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 47253.25 < 381176.47 \quad \text{vérifié} \quad (0.12)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 45406.52 < 381176.47 \quad \text{vérifié} \quad (0.12)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2} \quad 23626.62 < 291600.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.08)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$S_{j,ini} = 3107.95 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 3107.95 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 5440.88 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 340.05 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

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

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.55

IX-5 Assemblage poteau traverse (partie mezzanine IPE 360) :

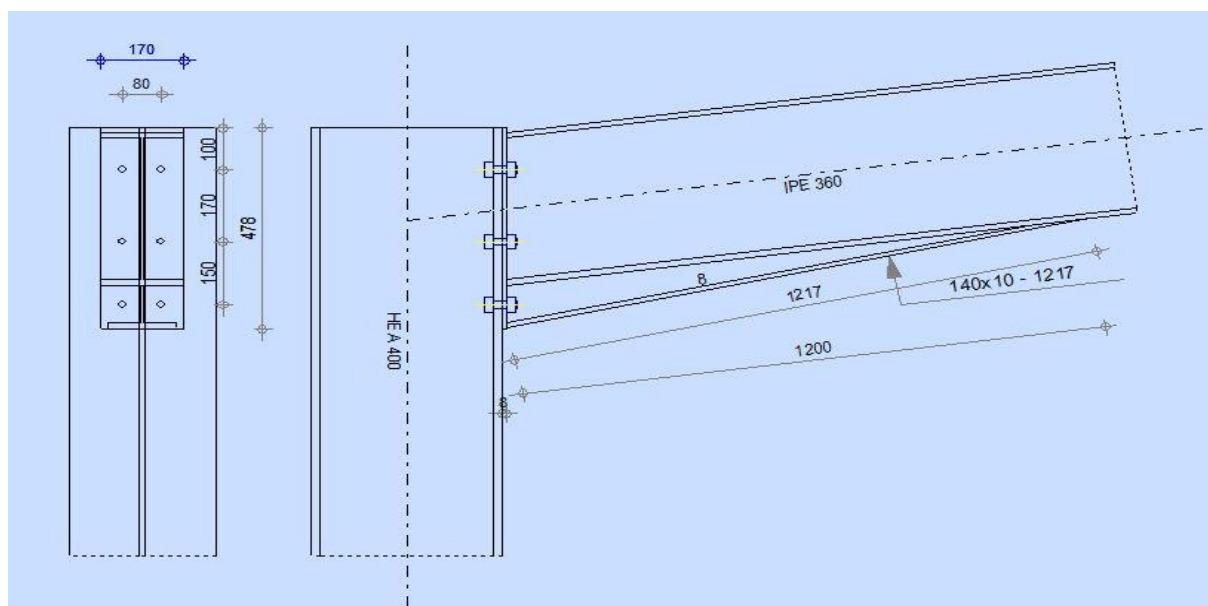


Figure IX-7 : Détail sur l'assemblage poteau traverse IPE360.

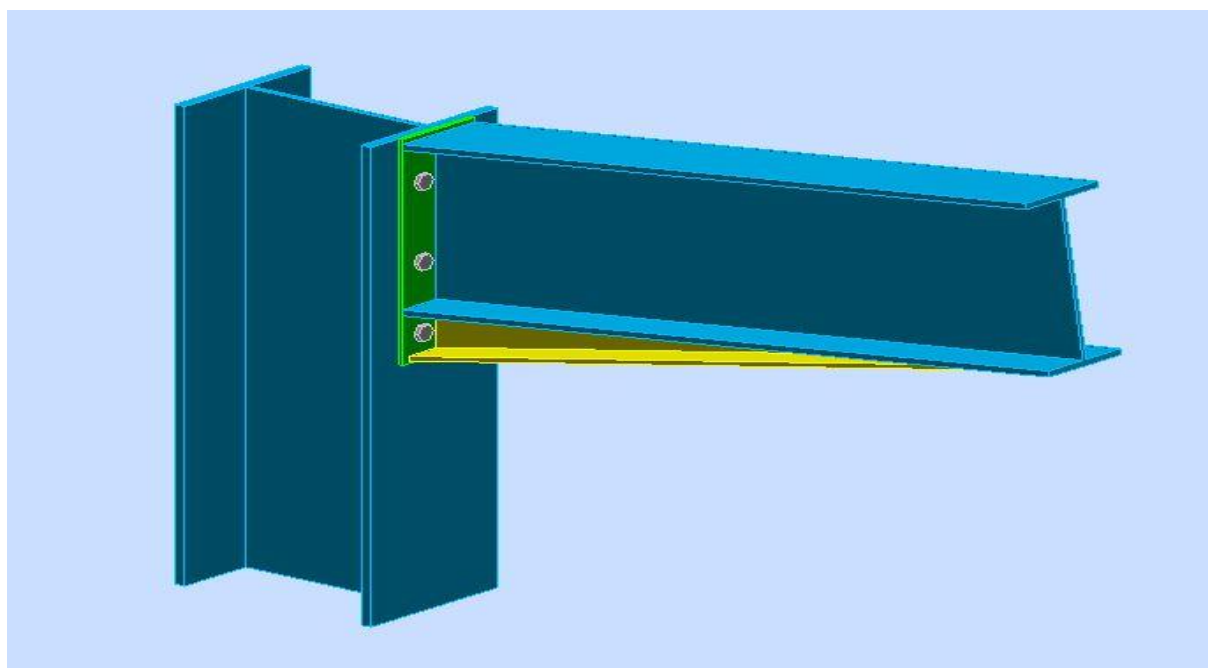




Figure IX-8 : Vue 3D de l'assemblage poteau traverse IPE 360.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 <p>Ratio 0.32</p>
---	---	--

GENERAL

Assemblage N°: 6
Nom de l'assemblage : Angle de portique
Noeud de la structure: 6
Barres de la structure: 3, 9

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
Barre N°: 3
 $\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275000.00$ [kPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 360
Barre N°: 9
 $\alpha = 7.6$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275000.00$ [kPa] Résistance

BOULONS

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

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 165.89$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 100$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 80$ [mm]
Entraxe $p_i = 170; 150$ [mm]

PLATINE

$h_p = 478$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 8$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yp} = 275000.00$ [kPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 140$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 100$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1200$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 12.3$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E28
 $f_{ybu} = 275000.00$ [kPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 8$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 13$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1.00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1.00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1.25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1.10$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 38: $1.35GT+1.35QT+1.35VT$ $(32+33) * 1.35 + 3 * 1.80$
 $M_{b1,Ed} = 21.11$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 41.66$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = 9.16$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{b1,Ed} = 21.11$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{tb,Rd} = 2000.05$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

$V_{cb,Rd} = 684.90$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0.06 < 1.00$ **vérifié** (0.06)

$M_{b,pl,Rd} = \frac{280.2}{9}$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = \frac{326.1}{5}$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = \frac{722.1}{1}$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = \frac{584.3}{8}$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

$V_{wp,Ed} = 70.05$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 819.18$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0.09 < 1.00$ **vérifié** (0.09)

$F_{c,wc,Rd} = 641.80$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 165.89$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 131.92$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \min(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd} = 791.50$ [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0.01 < 1.00$ **vérifié** (0.01)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

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	368	108.11	331.78	241.42	108.11	364.17	331.78	263.83
2	198	106.44	331.78	241.42	107.14	360.90	331.78	263.83
3	48	100.61	331.78	241.42	107.14	360.90	331.78	263.83

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

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

$$M_{j,Rd} = 65.71 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.32 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.32)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd} = 210.87 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.20 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.20)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 24672.00 < 381176.47 \quad \text{vérifié} \quad (0.06)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 26241.68 < 381176.47 \quad \text{vérifié} \quad (0.07)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2} \quad 12336.00 < 291600.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$S_{j,ini} = 22882.56 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 22882.56 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 30096.11 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 1881.01 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

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

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 100 [mm] > 72 [mm]

Entraxe des boulons trop grand. 170 [mm] > 112 [mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 10 [mm] < 13 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.32

IX-6 Assemblage poteau traverse (partie mezzanine IPE 330) :

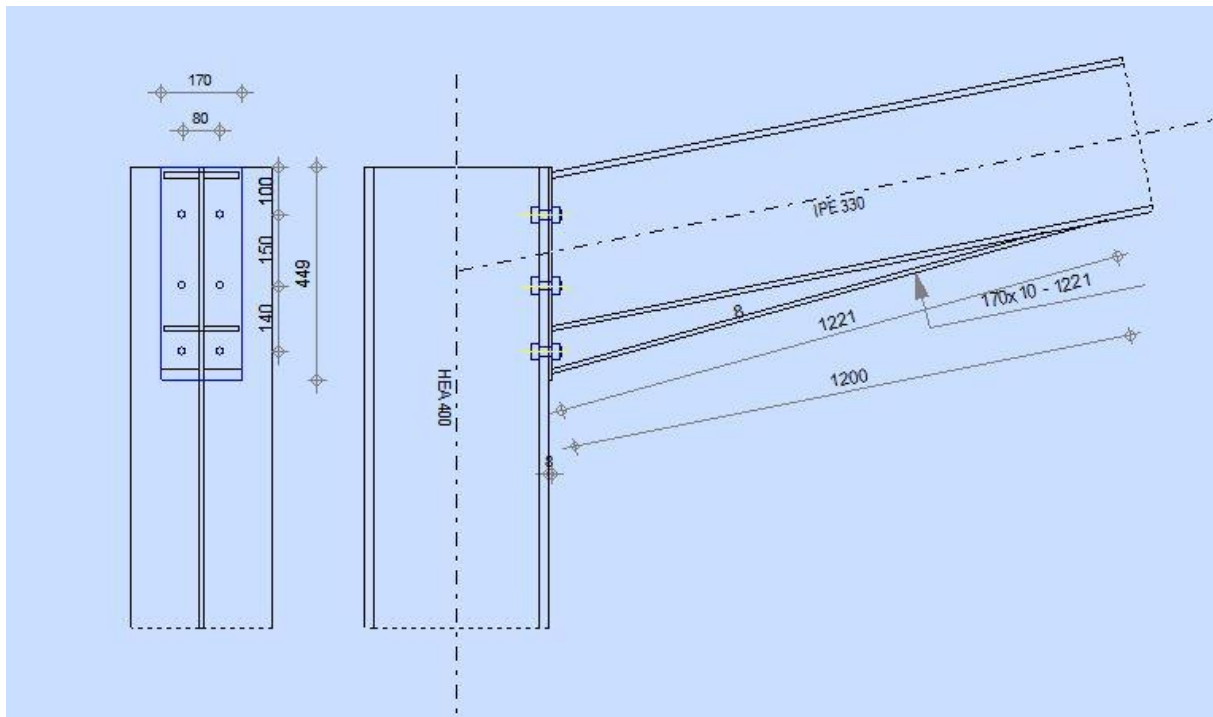


Figure IX-9 : Détail sur l'assemblage poteau traverse IPE330.

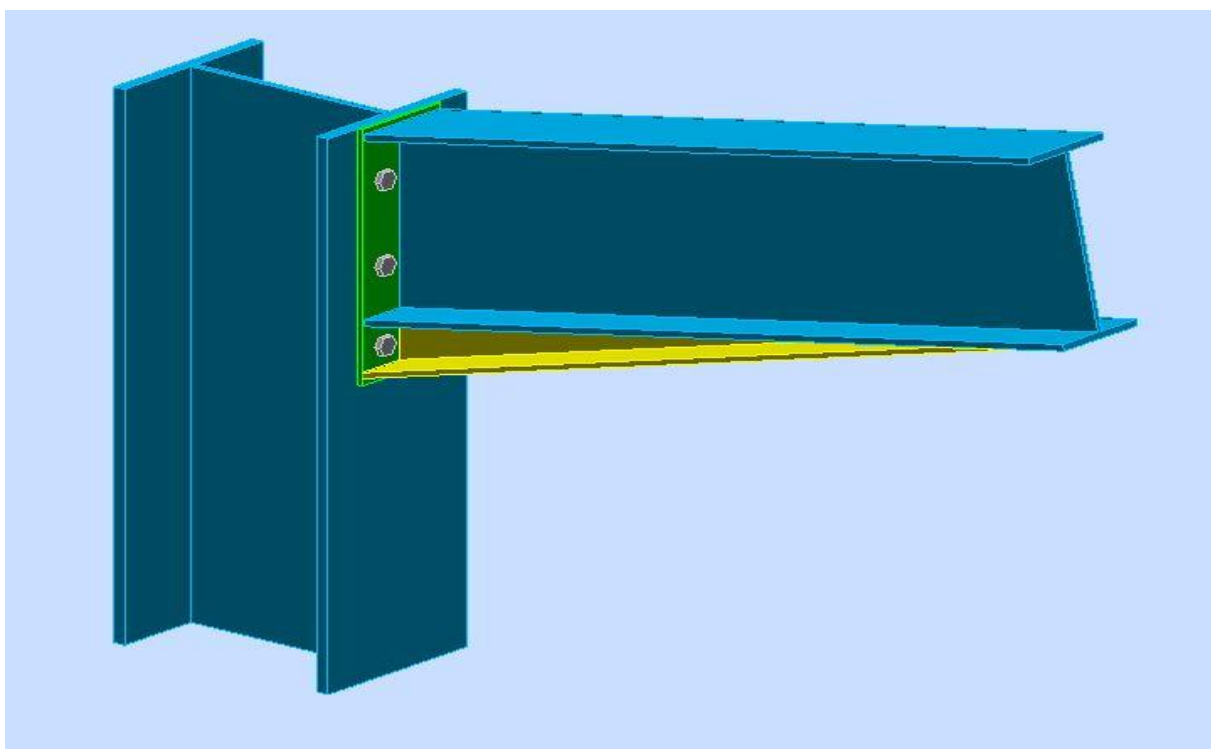


Figure IX-10 : Vue 3D de l'assemblage poteau traverse IPE 330.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0.30

GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 2
 Barres de la structure: 1, 4

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 1
 $\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275000.00$ [kPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 330
 Barre N°: 4
 $\alpha = 11.3$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275000.00$ [kPa] Résistance

BOULONS

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

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 165.89$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 100$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon

Ecartement $e_i = 80$ [mm]

Entraxe $p_i = 150; 140$ [mm]

PLATINE

$h_p = 449$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 170$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 8$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$f_{yp} = 275000.00$ [kPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 170$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 90$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 1200$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 15.5$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{ybu} = 275000.00$ [kPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme

$a_f = 9$ [mm] Soudure semelle

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

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1.10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 13: $1.35G + 1.35Q + 1.35VT$ $(1+2+3) * 1.35$

$M_{b1,Ed} = -18.01$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -4.72$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 12.58$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{tb,Rd} = 1721.67$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

$V_{cb,Rd} = 603.47$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0.01 < 1.00$ **vérifié** (0.01)

$M_{b,pl,Rd} = 221.21$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 292.19$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 703.26$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

$V_{wp,Ed} = -53.02$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 819.18$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0.06 < 1.00$ **vérifié** (0.06)

$F_{c,wc,Rd,upp} = 624.83$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 165.89$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 118.89$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd} , n_v n_h F_{t,Rd} , n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd} = 713.33$ [kN] 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

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	374	94.50	331.78	241.42	94.50	381.80	331.78	237.78
2	234	74.12	331.78	241.42	88.88	359.08	331.78	237.78
3	84	82.62	331.78	241.42	88.88	359.08	331.78	237.78

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

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

$M_{j,Rd} = 59.66$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1.0$ $0.30 < 1.00$ **vérifié** (0.30)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd} = 216.29$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1.0$ $0.02 < 1.00$ **vérifié** (0.02)

RESISTANCE DES SOUDURES

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$ $18565.00 < 365000.00$ **vérifié** (0.05)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$ $16413.72 < 365000.00$ **vérifié** (0.04)

$\sigma_{\perp} \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2}$ $9282.50 < 262800.00$ **vérifié** (0.04)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$S_{j,ini} = 24059.59$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_j = 24059.59$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 32307.51$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 2019.22$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

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

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 100 [mm] > 72 [mm]

Entraxe des boulons trop grand. 150 [mm] > 112 [mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 10 [mm] < 12 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.30

IX-7 Assemblage des deux traverses au niveau de faitage (partie pont IPE 360) :

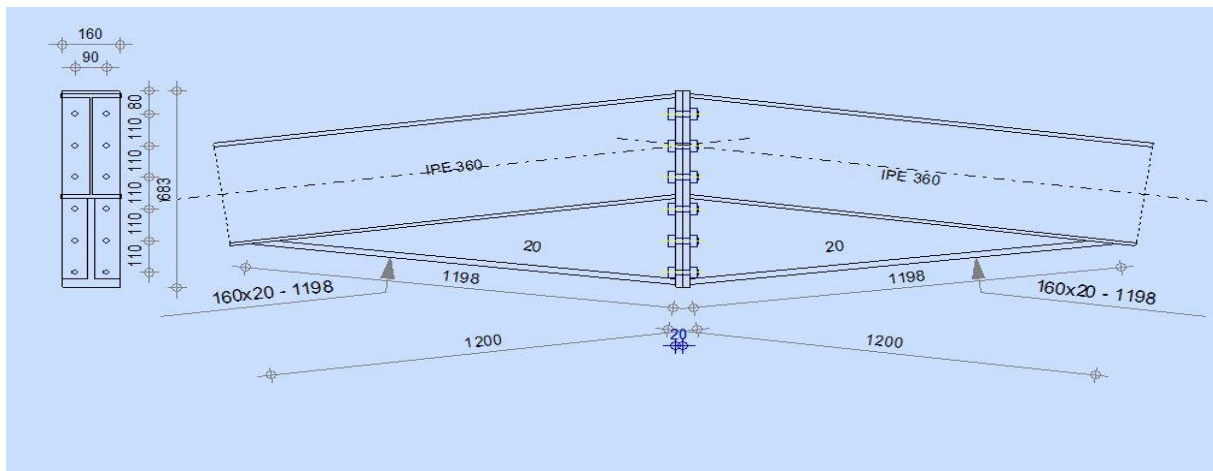


Figure IX-11 : Détail sur l'assemblage des deux traverses IPE360.

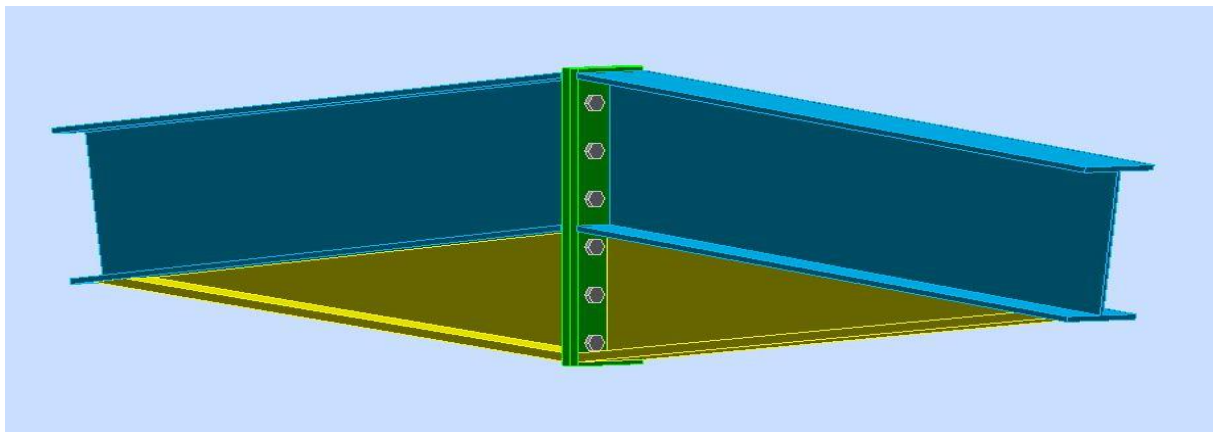
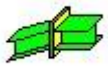


Figure IX-12 : Vue 3D de l'assemblage des deux traverses IPE 360.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014</p> <p>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre IPE 360</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<div data-bbox="1316 1355 1388 1433">OK</div> <div data-bbox="1324 1467 1388 1534">Ratio 0.96</div>
---	---	---

GENERAL

Assemblage N°: 7

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Noeud de la structure: 9

Barres de la structure: 8, 9

GEOMETRIE

COTE GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 360

Barre N°: 8

 $\alpha = -172.4$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

 $f_{yb} = 275000.00$ [kPa] Résistance**COTE DROITE****POUTRE**

Profilé: IPE 360

Barre N°: 9

 $\alpha = -7.6$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

 $f_{yb} = 275000.00$ [kPa] Résistance**BOULONS**

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

 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

 $F_{tRd} = 211.68$ [kN] Résistance du boulon à la traction $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons $h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'aboutEcartement $e_i = 90$ [mm]Entraxe $p_i = 110;110;110;110;110$ [mm]**PLATINE** $h_{pr} = 683$ [mm] Hauteur de la platine $b_{pr} = 160$ [mm] Largeur de la platine $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

 $f_{ypr} = 275000.00$ [kPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} =$	160	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	20	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	300	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	20	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1200	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	6.8	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ybu} =$	275000.00	[kPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	10	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	10	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	10	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: 38: 1.35GT+1.35QT+1.35VT (32+33)*1.35+3*1.80

$M_{b1,Ed} =$	-237.66	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-231.69	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-937.03	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE**

$N_{cb,Rd} =$	2000.05	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd} =$	1510.51	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0.15 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.15)$$

$$M_{b,pl,Rd} = 280.29 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{cb,Rd} = 601.83 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{Nb,Rd} = 401.42 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance réduite (effort axial) de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = 930.60 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1168.75 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = 2000.05 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.47 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.47)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

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	614	410.35	–	–	423.36	410.35	423.36	732.87
2	504	283.73	–	–	367.23	357.49	423.36	732.87
3	394	200.27	–	–	367.23	357.49	423.36	732.87
4	284	36.25	–	–	367.23	357.49	423.36	732.87
5	174	–	–	–	367.23	357.49	423.36	732.87
6	64	–	–	–	367.23	357.49	423.36	732.87

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

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

$$M_{j,Rd} = 483.78 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

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

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0.96 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.96)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd} = 548.56 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.42 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.42)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	136008.79 < 381176.47 vérifié	(0.36)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	135888.95 < 381176.47 vérifié	(0.36)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	68004.39 < 291600.00 vérifié	(0.23)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$S_{j,ini} = 940109.58$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_j = 940109.58$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 30096.11$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 1881.01$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.96

IX-8 Assemblage des deux traverses au niveau de faitage (partie mezzanine IPE 330) :

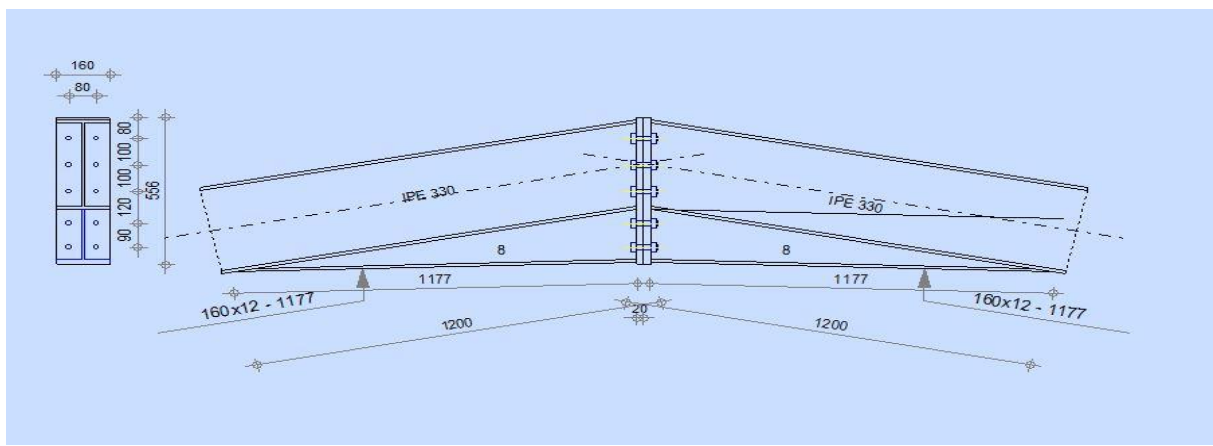


Figure IX-13 : Détail sur l'assemblage des deux traverses IPE330.

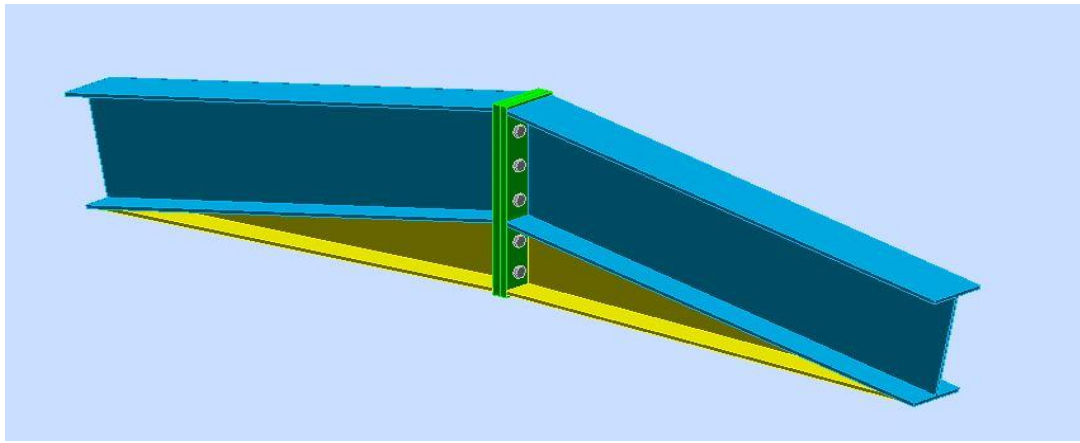



Figure IX-14 : Vue 3D de l'assemblage des deux traverses IPE 330.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014</p> <p>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre IPE 330</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p>OK</p> <p>Ratio 0.80</p>
---	---	---

GENERAL

Assemblage N°: 8

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Noeud de la structure: 7

Barres de la structure: 4, 5

GEOMETRIE

COTE GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 330

Barre N°: 4

$\alpha = -168.7$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275000.00$ [kPa] Résistance

COTE DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 330

Barre N°: 5

 $\alpha = -11.3$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

 $f_{yb} = 275000.00$ [kPa] Résistance**BOULONS**

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

 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

 $F_{tRd} = 165.89$ [kN] Résistance du boulon à la traction $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons $h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'aboutEcartement $e_i = 80$ [mm]Entraxe $p_i = 100; 100; 120; 90$ [mm]**PLATINE** $h_{pr} = 556$ [mm] Hauteur de la platine $b_{pr} = 160$ [mm] Largeur de la platine $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

 $f_{ypr} = 235000.00$ [kPa] Résistance**JARRET INFERIEUR** $w_{rd} = 160$ [mm] Largeur de la platine $t_{frd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile $h_{rd} = 200$ [mm] Hauteur de la platine $t_{wrd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme $l_{rd} = 1200$ [mm] Longueur de la platine $\alpha_d = -1.7$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

 $f_{ybu} = 235000.00$ [kPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 38: $1.35GT + 1.35QT + 1.35VT$ $(32+33) * 1.35 + 3 * 1.80$

$M_{b1,Ed} =$	-87.25	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-156.18	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-666.65	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{cb,Rd} =$	1721.67	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd} =$	743.19	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0.21 < 1.00	vérifié	(0.21)
----------------------------------	-------------	---------	--------

$M_{b,pl,Rd} =$	221.2	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
-----------------	-------	--------	---	------------------------

$M_{cb,Rd} =$	409.5	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
---------------	-------	--------	---	--------------------

$F_{c,fb,Rd} =$	780.5	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
-----------------	-------	------	---	---------------

$F_{c,wb,Rd,low} =$	660.0	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
---------------------	-------	------	----------------------------------	---------------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} =$	1320.00	[kN]	Résistance de l'assemblage à la compression	[6.2]
--------------	---------	------	---	-------

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0.51 < 1.00	vérifié	(0.51)
---------------------------------	-------------	---------	--------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

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	474	313.38	–	–	313.38	375.43	331.78	594.44
2	384	198.33	–	–	303.33	346.18	331.78	594.44
3	264	226.88	–	–	303.33	346.18	331.78	594.44
4	164	41.94	–	–	303.33	346.18	331.78	594.44
5	64	–	–	–	303.33	346.18	331.78	594.44

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

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

$$M_{j,Rd} = 291.58 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.30 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.30)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0.80 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.80)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd} = 372.02 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.42 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.42)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 105294.66 < 365000.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.29)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 115154.29 < 365000.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.32)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 52647.33 < 262800.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.20)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$S_{j,ini} = 418547.01 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 418547.01 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 32307.51 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2019.22 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION AU NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.80

IX-9 Assemblage poutre support du pont roulant poteau :

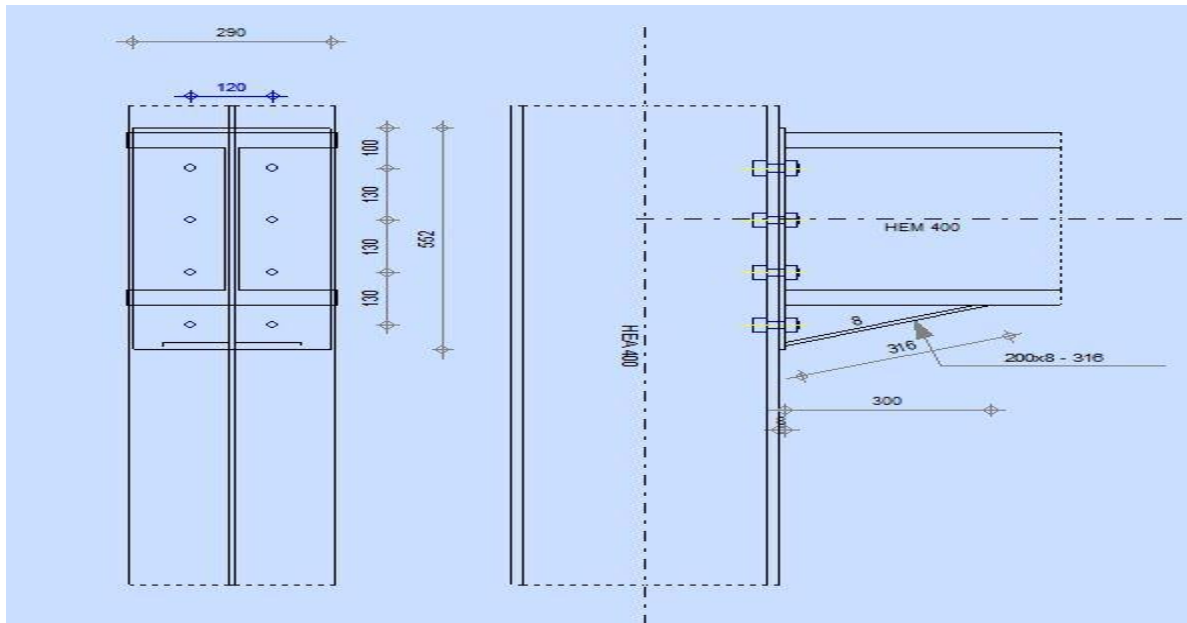


Figure IX-15 : Détail sur l'assemblage poutre support du pont roulant poteau.

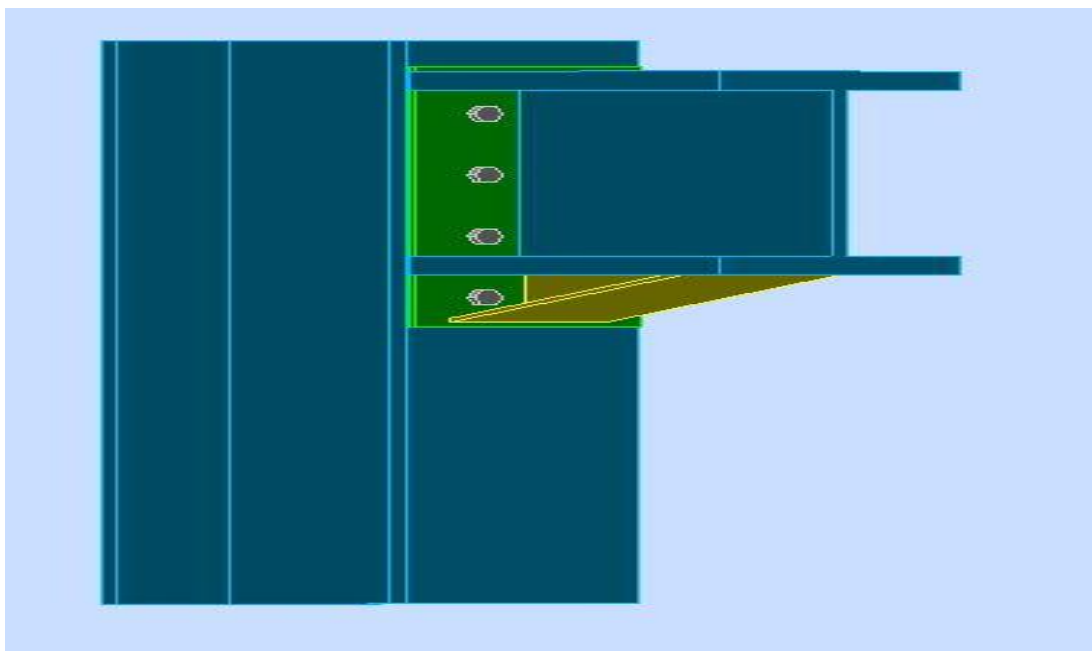


Figure IX-16 : Vue 3D de l'assemblage poutre support du pont roulant poteau.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0.30**GENERAL**

Assemblage N°: 10
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau
 Noeud de la structure: 800
 Barres de la structure: 2, 727

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 2
 $\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275000.00$ [kPa] Résistance

POUTRE

Profilé: HEM 400
 Barre N°: 727
 $\alpha = -0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275000.00$ [kPa] Résistance

BOULONS

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

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 165.89$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 100$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

$d =$ 18 [mm] Diamètre du boulon

Ecartement $e_i =$ 120 [mm]

Entraxe $p_i =$ 130;130;130 [mm]

PLATINE

$h_p =$ 552 [mm] Hauteur de la platine

$b_p =$ 290 [mm] Largeur de la platine

$t_p =$ 8 [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{yp} =$ 275000.00 [kPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$ 200 [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} =$ 8 [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d =$ 100 [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} =$ 8 [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d =$ 300 [mm] Longueur de la platine

$\alpha =$ 18.4 [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{ybu} =$ 235000.00 [kPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$ 10 [mm] Soudure âme

$a_f =$ 10 [mm] Soudure semelle

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

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$ 1.00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} =$ 1.00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} =$ 1.25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} =$ 1.10 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 48: PONT 3D LNI /1/ 48/1*1.00

$M_{b1,Ed} = 24.70$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 58.96$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -4.24$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{cb,Rd} = 8958.89$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

$V_{cb,Rd} = 1876.33$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0.03 < 1.00$ **vérifié** (0.03)

$M_{b,pl,Rd} = 1531.9$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 2258.8$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 4448.4$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 844.25$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

$V_{wp,Ed} = 63.04$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 819.18$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0.08 < 1.00$ **vérifié** (0.08)

$F_{c,wc,Rd} = 633.61$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wc,Rd,upp} = 656.94$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = 1267.22$ [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0.00 < 1.00$ **vérifié** (0.00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

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	438	110.58	331.78	569.76	110.58	1385.60	331.78	263.83
2	308	57.40	331.78	569.76	110.58	1385.60	331.78	263.83
3	178	59.92	331.78	569.76	110.58	1385.60	331.78	263.83
4	48	89.64	307.73	516.46	110.58	1385.60	331.78	263.83

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

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

$$M_{j,Rd} = 81.01 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.30 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.30)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd} = 284.42 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.21 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.21)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 15394.71 < 381176.47 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 17644.71 < 381176.47 \quad \text{vérifié} \quad (0.05)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2} \quad 7697.35 < 291600.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.03)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$S_{j,ini} = 33326.20 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 33326.20 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 1943554.67 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 121472.17 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \leq S_{j,pin} \quad \text{ARTICULE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande.	100 [mm] > 72 [mm]
Entraxe des boulons trop grand.	130 [mm] > 112 [mm]
Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	8 [mm] < 21 [mm]
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	8 [mm] < 40 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.30

NB : Les assemblages des contreventements, lisses de bardages, pannes, seront assurées par des boulons ordinaires Ø 14 classe 8/8.

IX-10 Calcul du Pied de Poteau articulé :

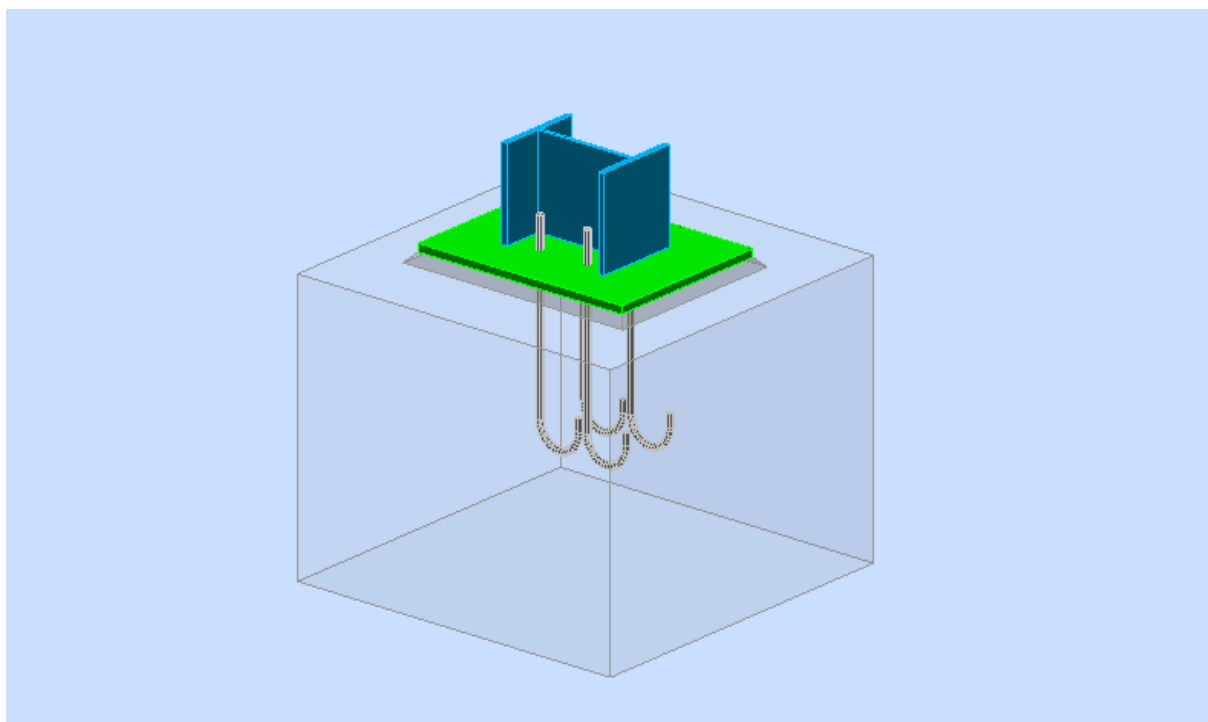


Figure IX-17 : Détail de l'assemblage au niveau de pied de poteau.

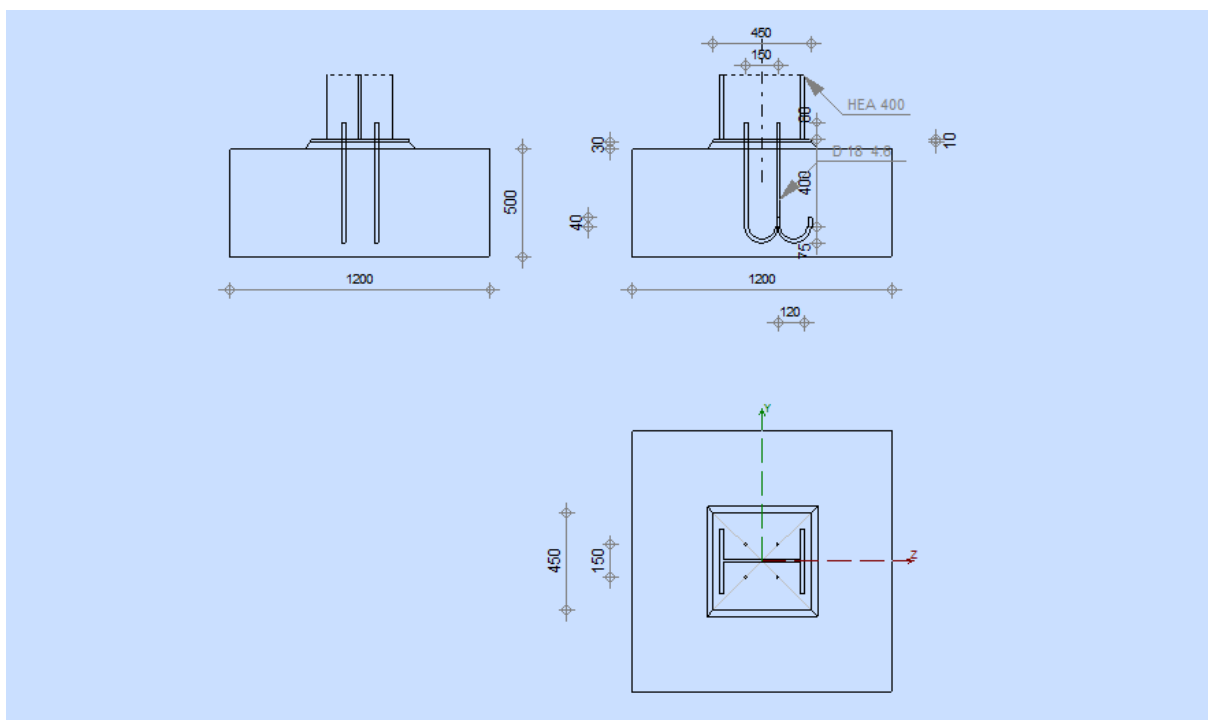


Figure IX-18 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calcul du Pied de Poteau articulé

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings on concrete

Ratio
0.26**GENERAL**

Assemblage N°: 9

Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé

Noeud de la structure: 1

Barres de la structure: 1

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 400

Barre N°: 1

 $L_c = 8.60$ [m] Longueur du poteau

Matériau: ACIER E28

PLATINE DE PRESCELLEMENT $l_{pd} = 450$ [mm] Longueur $b_{pd} = 450$ [mm] Largeur $t_{pd} = 10$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

 $f_{ypd} = 275000.00$ [kPa] Résistance $f_{upd} = 405000.00$ [kPa] Résistance ultime du matériau**ANCRAGE**

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

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

 $f_{yb} = 240000.00$ [kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon $f_{ub} = 400000.00$ [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon $n_v = 2$ Nombre de colonnes des boulons $n_H = 2$ Nombre de rangées des boulons

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$e_H = 150$ [mm] Ecartement

$e_v = 150$ [mm] Entraxe

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

$L = 1200$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1200$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 500$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 25000.00$ [kPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12000.00$ [kPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0.30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 8$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Cas: 14: $1.35G+1.35Q+1.35VT+1.35V1+1.35V2+1.35V3+1.35V4$ $(1+2+4+5+6+7+3) * 1.35$

$N_{j,Ed} = -178.24$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 6.27$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -15.63$ [kN] Effort tranchant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$c = 18$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$f_{jd} = 33333.33$ [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

COMPRESSION DU BETON

$c = 18$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$F_{c,Rd,n} = 1698.30$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 1698.30$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0.10 < 1.00$ vérifié (0.10)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

$F_{1,vb,Rd,y} = 144.00$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 144.00$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 29.97$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 7.81$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$F_{v,Rd,cp} = 227.36$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

$F_{v,Rd,c,y} = 245.08$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 245.08$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 53.47$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 84.70$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0.07 < 1.00$ vérifié (0.07)

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 84.70$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0.18 < 1.00$ vérifié (0.18)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0.26 < 1.00$ vérifié (0.26)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	6278.17	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	6278.17	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	665.78	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{i,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-2775.66	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{i,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0.02 < 1.00	vérifié	(0.02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0.03 < 1.00	vérifié	(0.03)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0.04 < 1.00	vérifié	(0.04)

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

REMARQUES

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.

40 [mm] < 90 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.26

CHAPITRE X

DIMENSIONNEMENT

DES FONDATIONS

X-1 Introduction :

Les Fondations sont les éléments les plus résistants de la structure, tel qu'elles reprennent les charges de la superstructure.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles superficielles : semelle isolées, filantes, radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres types (cas des semelles profondes : pieux par exemple).

Le choix du type de fondation dépend essentiellement :

- La valeur de la contrainte admissible du sol.
- La distance entre axes des poutres.
- La charge transmise au sol.
- La raison économique.

D'après le rapport géotechnique, on a les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol : **2 bars** (selon le rapport géotechnique).

X-2 Choix du mode de fondation :

On choisit des **semelles isolées** comme type de fondation et l'étude sera comme suite :

X-2-1 Etude des semelles isolées :

Les efforts maximum résultants du logiciel robot pour la fondation à l'ELS (G+Q) sont :

Nsd = 200 KN

Vsd = 184,09 KN

- **Détermination d'A et B :**

On a: $\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \\ B = \frac{b}{a} \times A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \quad \text{D'où : } A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Nous avons :

$$\begin{cases} a = 450 \text{ mm} \\ b = 450 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{a}{b} = 1 \\ \frac{b}{a} = 1 \end{cases}$$

$$\frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{200}{200} = 1$$

$$\begin{cases} B \geq 1 \text{ m} \\ A \geq 1 \text{ m} \end{cases}$$

On prend des semelles isolée (1 m x 1 m)

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$d \geq \max \left(\frac{B-b}{4} = \frac{1-0,45}{4} = 0,1375 ; \frac{A-a}{4} = \frac{1-0,45}{4} = 0,1375 \right)$$

$$d = 0,1375 + 0,05 = 0,1875 \text{ m}$$

$$d \geq 20 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

Donc : $h = 20 + 5 = 25 \text{ cm}$

- Détermination du poids de l'amorce poteau :

$$P_{\text{amorce-poteau}} = a \times b \times H \times 2500 = 0,45 \times 0,45 \times 0,25 \times 2500 = 126,56 \text{ Kg}$$

$$P_{\text{amorce-poteau}} = 1,26 \text{ KN}$$

- Détermination du poids de la semelle :

$$P_{\text{semelle}} = A \times B \times H \times 2500 = 1 \times 1 \times 0,25 \times 2500 = 625 \text{ KG} = 6,25 \text{ KN}$$

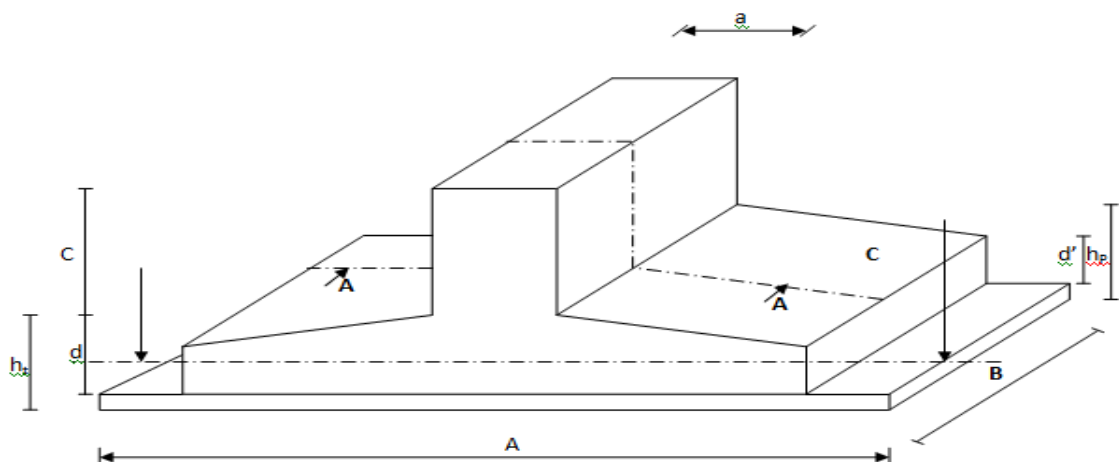


Figure XI-2 : Dimensionnement de la semelle

X-2-3 Vérification des contraintes à L'ELS :

La répartition des contraintes sous la fondation ne doit pas provoquer de traction dans le sol. Le diagramme de ces contraintes aura donc une forme trapézoïdale au pire triangulaire. Cela est possible si l'effort normal excentré se trouve à l'intérieur du noyau central de la semelle.

La relation suivante doit donc être vérifiée :

$$e_0 \leq \frac{B_x}{6} = \frac{1}{6} \rightarrow 0 < 0.16 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : il n'existe aucune traction dans le sol.

$$\text{On a : } N = N_{sd} + P_{\text{semelle}} = 200 + 6,25 = 206,25 \text{ KN}$$

Avec $N_{sd} = 200 \text{ KN}$ (à L'ELS)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_x \times B_x} \times \left(1 + \frac{6e_0}{B_x}\right) = \frac{206,25}{1 \times 1} \times \left(1 + \frac{6 \times 0}{1}\right) = 206,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 206,26 \text{ KN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 206,26 \text{ KN/m}^2 > \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Dans ce cas on augmente la section de la semelle $A = B = 1,2\text{m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_x \times B_x} \times \left(1 + \frac{6e_0}{B_x}\right) = \frac{206,25}{1,2 \times 1,2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0}{1}\right) = 143,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 143,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 143,23 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On conclut que les contraintes dans le sol sont vérifiées.

X-2-3 Vérification des contraintes à L'ELU :

La répartition des contraintes sous la fondation ne doit pas provoquer de traction dans le sol. Le diagramme de ces contraintes aura donc une forme trapézoïdale au pire triangulaire. Cela est possible si l'effort normal excentré se trouve à l'intérieur du noyau central de la semelle.

La relation suivante doit donc être vérifiée :

$$e_0 \leq \frac{B_x}{6} = \frac{1}{6} \rightarrow 0.0 < 0.16 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : il n'existe aucune traction dans le sol.

$$\text{On a : } N = N_{sd} + 1,35P_{\text{semelle}} = 281,13 + 1,35 \times 6,25 = 289,56 \text{ KN}$$

Avec $N_{sd} = 281,13 \text{ KN}$ (à L'ELU)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_x \times B_x} \times \left(1 + \frac{6e_0}{B_x}\right) = \frac{289,56}{1,2 \times 1,2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.0}{1,2}\right) = 201,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 201,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 201,08 \text{ KN/m}^2 < 1,5\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 300 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On conclut que les contraintes dans le sol sont vérifiées.

X-3 Ferrailage des semelles isolées :

Pour le ferrailage des semelles isolées, nous utilisons la méthode des bielles. La qualité d'acier est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{N (A-a)}{8 \times (h-c) \times \sigma_{st}}$$

N = effort normal à l'ELU

A = dimension de la semelle

a = côté de l'amorce poteau

H = hauteur de la semelle

C = l'enrobage des aciers (5cm)

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \text{ Limite élastique de l'acier}$$

$$A_{st} = \frac{N (A-a)}{8 \times (h-c) \times \sigma_{st}} = \frac{287,38 (1,2-0,45)}{8 \times (0,25-0,05) \times 348} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Nous allons opter pour un ferrailage de **5HA12 (5.65cm²) : Armature longitudinale**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

X-4 Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle la solidarisation des fondations de l'ouvrage. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$

Avec :

N : effort normal maximal ; **N = 287,38 KN**

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de l'ouvrage $\alpha = 5$

$$F = \frac{287,38}{5} = 57,47 \text{ KN.} \quad \mathbf{F = 57,47 \text{ KN}}$$

X-4-1 Pré-dimensionnement de la longrine selon le RPA2003 :

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} < 4$$

On opter pour :

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$b = 40\text{cm}$$

$$\frac{60}{40} = 1,5 < 4$$

Condition vérifiée

Armature longitudinales en traction simple :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{57,47}{348 \times 10^3} \cdot 10^4 = 1,65 \text{ cm}^2 \quad \boxed{A_s = 1,65 \text{ cm}^2}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$A_s = 0,23 \times 0,4 \times 0,57 \times \frac{2,1}{348} \cdot 10^4 = 3,16 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A_s = 3,16 \text{ cm}^2}$$

a- Ferrailage minimum selon le RPA / version 2003 :

$$A_{smin} = 0,006 \times b \times h \times 10^4 = 0,006 \times 0,4 \times 0,6 = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A_{smin} = 14,4 \text{ cm}^2}$$

Donc :

On opte pour **8HA16 = 16,09cm²** comme armatures longitudinales des longrines.

b- Armature transversales :

La section minimale des armatures transversales est égale à :

$$A_{tmin} \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{F_e} = \frac{0,4 \times 1 \times 15}{400} = 0,015.$$

Avec :

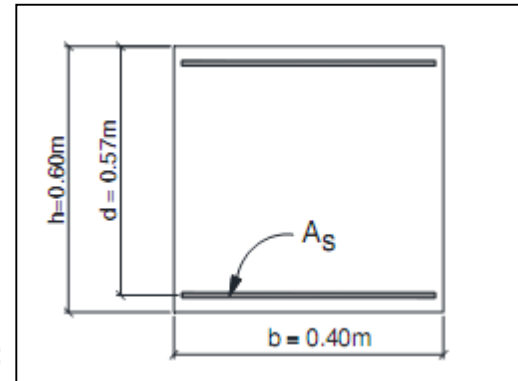
$$S_t \leq \min\{20\text{cm}; 15\phi_l\}$$

S_t est l'espacement des armatures transversales pris égale à **15cm**.

On prend **HA8** comme cadres pour les longrines avec un espacement de **15 cm**.

Remarque :

Le RPA exige de calculer les longrines comme un élément qui travail en traction, lorsqu'on a des longrines de grande portée l'effet de flexion devient assez grand, à cet effet il faut mettre un appui (des plots) à mi- portée de la longrine.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels techniques comme Robot, Tekla, Autocad, Etc.

La complexité et la variabilité de l'ouvrage étudié nous ont permis d'avoir une approche globale sur la façon de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique y compris les parties : la structure mixte, les assemblages et les fondations.

Notre projet de fin d'études nous a éclairée sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

RÉFÉRENCE

BIBLIOGRAPHIQUE

RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Charges permanentes et charges d'exploitation « **D.T.R-B.C-2.2** ».

Le Règlement Algérien **Neige et Vent** version **2013** « **D.T.R C 2-4.7** »
(pour l'étude climatique).

Règle de calcul des structures en acier « **EC3. ENV 1993-1-1** ».

Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03,
livre de **Mr : DAHMANI Lahlou** (professeur au Département de génie
civil a l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré-
dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les
assemblages)

Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de
roulement et Pons Roulants « **CTICM** ».

Règles parasismiques algériennes « **RPA99 / version 2003, D.T.R.-
B.C-2.48** ».

Règles de calcul des fondations superficielles « **D.T.R-B.C-2.331** ».

Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'**Eurocode 04**.

Manuel de calcul des poutres et dalles mixtes qui c'est inspire de
l'Eurocode 1994-1-1.

Jean-Pierre Mougine, Béton armé « **BAEL 91 Modifié 99** », Editions
Eyrolles, Paris, Deuxième tirage 2002.

Jean Morel, « Calcul Des Structures Métalliques Selon l'Eurocode 3 »,
Edition Eyrolles, Paris, Sixième tirage 2005.

LOGICIELS :

- Robot structure 2014.
- Autocad.

ANNEXES

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a_0

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9986	0,9973	0,9959	0,9945	0,9931	0,9917	0,9903	0,9889	0,9874
0,3	0,9859	0,9845	0,9829	0,9814	0,9799	0,9783	0,9767	0,9751	0,9735	0,9718
0,4	0,9701	0,9684	0,9667	0,9649	0,9631	0,9612	0,9593	0,9574	0,9554	0,9534
0,5	0,9513	0,9492	0,9470	0,9448	0,9425	0,9402	0,9378	0,9354	0,9328	0,9302
0,6	0,9276	0,9248	0,9220	0,9191	0,9161	0,9130	0,9099	0,9066	0,9032	0,8997
0,7	0,8961	0,8924	0,8886	0,8847	0,8806	0,8764	0,8721	0,8676	0,8630	0,8582
0,8	0,8533	0,8483	0,8431	0,8377	0,8322	0,8266	0,8208	0,8148	0,8087	0,8025
0,9	0,7961	0,7895	0,7828	0,7760	0,7691	0,7620	0,7549	0,7476	0,7403	0,7329
1,0	0,7253	0,7178	0,7101	0,7025	0,6948	0,6870	0,6793	0,6715	0,6637	0,6560
1,1	0,6482	0,6405	0,6329	0,6252	0,6176	0,6101	0,6026	0,5951	0,5877	0,5804
1,2	0,5732	0,5660	0,5590	0,5520	0,5450	0,5382	0,5314	0,5248	0,5182	0,5117
1,3	0,5053	0,4990	0,4927	0,4866	0,4806	0,4746	0,4687	0,4629	0,4572	0,4516
1,4	0,4461	0,4407	0,4353	0,4300	0,4248	0,4197	0,4147	0,4097	0,4049	0,4001
1,5	0,3953	0,3907	0,3861	0,3816	0,3772	0,3728	0,3685	0,3643	0,3601	0,3560
1,6	0,3520	0,3480	0,3441	0,3403	0,3365	0,3328	0,3291	0,3255	0,3219	0,3184
1,7	0,3150	0,3116	0,3083	0,3050	0,3017	0,2985	0,2954	0,2923	0,2892	0,2862
1,8	0,2833	0,2804	0,2775	0,2746	0,2719	0,2691	0,2664	0,2637	0,2611	0,2585
1,9	0,2559	0,2534	0,2509	0,2485	0,2461	0,2437	0,2414	0,2390	0,2368	0,2345
2,0	0,2323	0,2301	0,2280	0,2258	0,2237	0,2217	0,2196	0,2176	0,2156	0,2136
2,1	0,2117	0,2098	0,2079	0,2061	0,2042	0,2024	0,2006	0,1989	0,1971	0,1954
2,2	0,1937	0,1920	0,1904	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1824	0,1809	0,1794
2,3	0,1779	0,1764	0,1749	0,1735	0,1721	0,1707	0,1693	0,1679	0,1665	0,1652
2,4	0,1639	0,1626	0,1613	0,1600	0,1587	0,1575	0,1563	0,1550	0,1538	0,1526
2,5	0,1515	0,1503	0,1491	0,1480	0,1469	0,1458	0,1447	0,1436	0,1425	0,1414
2,6	0,1404	0,1394	0,1383	0,1373	0,1363	0,1353	0,1343	0,1333	0,1324	0,1314
2,7	0,1305	0,1296	0,1286	0,1277	0,1268	0,1259	0,1250	0,1242	0,1233	0,1224
2,8	0,1216	0,1207	0,1199	0,1191	0,1183	0,1175	0,1167	0,1159	0,1151	0,1143
2,9	0,1136	0,1128	0,1120	0,1113	0,1106	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070
3,0	0,1063	0,1056	0,1049	0,1043	0,1036	0,1029	0,1023	0,1016	0,1010	0,1003

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe c

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026
0,4	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486
0,5	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913
0,6	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309
0,7	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060
0,9	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458
1,0	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896
1,1	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931
1,3	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178
1,5	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602
1,7	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367
1,8	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161
1,9	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979
2,0	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549
2,3	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436
2,4	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243
2,6	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018
2,9	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901

APPLICATIONS:

Les profils nervurés sont utilisés en couverture sèche ou en bardage pour :

- les ateliers de production.
- les bâtiments tertiaires.
- les centres commerciaux.
- les bâtiments industriels.
- les entrepôts agricoles.
- les habitations.

DEFINITIONS / NORMES:

Identification de l'acier: Nuance S250, S280, S320, DX51D
 -Acier galvanisé prélaqué en continu NF P 34301
 -Caractéristique dimensionnelles NF P 34401
 -Informations techniques établies conformes à la norme NF P 1-205-34 et ou DTU 35-40

REVETEMENT :

Sans spécifications particulières les profils nervurés sont livrés en qualité standard. de Z40 à Z 275 G/M²
 - Galvanisé seul, qualité Z 275
 - Galvanisé prélaqué, face extérieure finition laquée polyester ép. 25p -teintes standard: voir nuancier. envers de bande finition primaire d'accrochage époxy ép. 7p.
 Classement de réaction au feu : M0.

MISE EN OEUVRE :

Manutention :

Les profils ne doivent pas être choqués ou griffés pour éviter toute mise à nu du métal.

Mise en oeuvre :

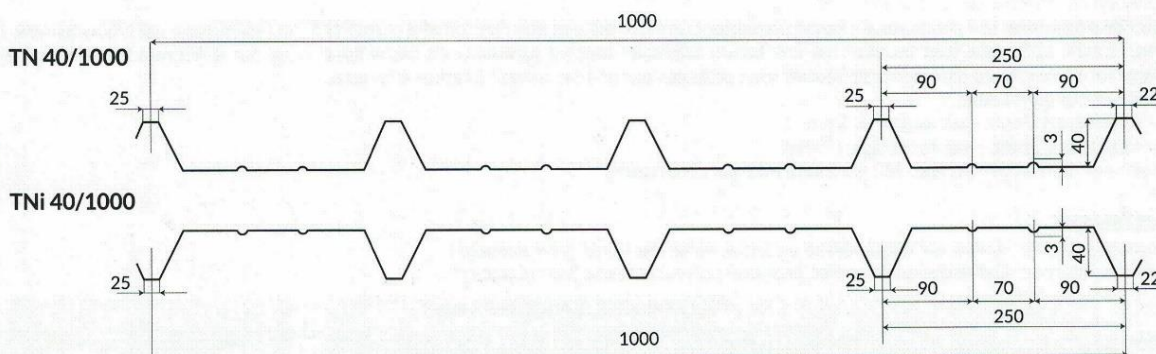
- Se référer au DTU 35-40
- Eliminer soigneusement et au fur et à mesure de la pose, les limailles de perçage, par un nettoyage à la brosse.

Stockage :




- Empilés les profils galvanisés sont sensibles à l'humidité et à la condensation, mis en oeuvre, les profils galvanisés ne craignent pas le contact de l'eau.
- Le stockage des profils doit être fait sous abri ventilé (magasin ouvert, bache), les colis étant inclinés par rapport à l'horizontal et séparés du sol pour permettre une bonne ventilation, en évitant toute déformation permanente des profils.

CARACTERISTIQUE DU PROFIL

	Epaisseur mm				
	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
Poids (kg/m ²)	4,9	5,89	6,87	7,85	9,81
J (cm ³ /m)	12,3	16,05	18,72	21,40	26,75
W (cm ³ /m)	3,92	5,30	6,18	7,07	8,83

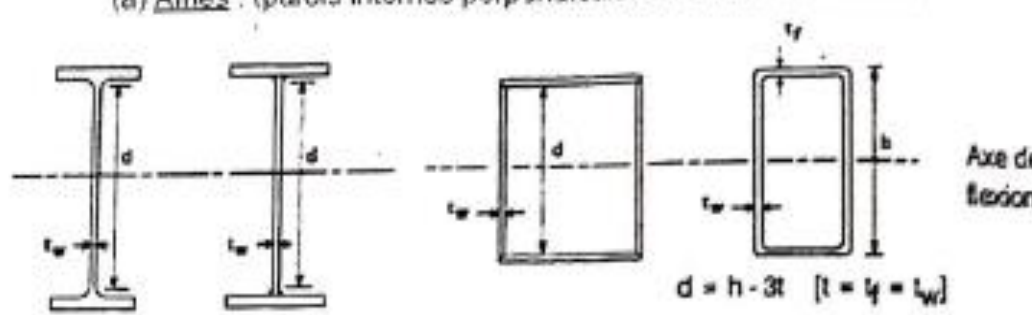
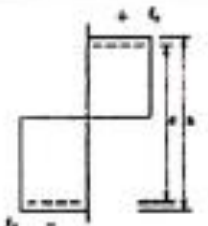
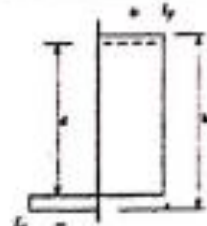

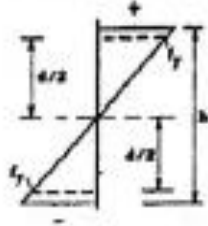
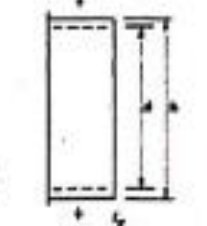
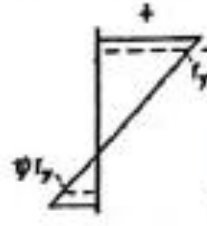


Charge admissible uniformement distribuee Kg/m²

		TN 40/1000													TNi 40/1000												
		PORTEE m													PORTEE m												
EPAISSEUR mm		1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4
	0,5	439	281	185	143	109	86	63	47	36					360	230	152	104	84	59	37	27					
								70	58	48								117	109	74	57	47					
	0,6	614	393	273	200	153	115	84	63	48	38				504	322	224	145	97	68	49	37					
							121	98	81	68	58							164	126	99	80	66					
	0,7	716	458	318	234	179	135	98	73	57	67	35			603	386	268	178	119	84	61	46	35				
							141	114	94	79	44	58						196	150	119	96	79	66				
	0,8	820	524	364	267	205	154	112	84	65	51	41	33		701	449	311	214	143	100	73	55	42	33	27		
							162	131	108	91	77	67	58					229	175	138	112	92	78	65	56		
							193	140	105	81	64	51	41	34				289	194	136	99	74	57	45	36	29	24
	1,0	1024	655	455	334	256	202	163	135	113	97	83	72	64	903	578	401	295	225	178	144	119	100	85	73	64	56
	0,5	570	365	252	180	141	111	90	73	62	53				467	300	207	147	115	83	61	41	30				
									81	64	51							113	83	62	48						
	0,6	768	491	341	251	192	152	123	101	85	72	62			630	403	280	205	157	124	100	83	70				
										95	74	59	48					140	102	76	59	46	37				
	0,7	896	573	398	292	224	177	143	118	99	84	73	63		754	482	335	246	188	148	120	99	83	71	61		
										108	85	68	55	45				168	122	92	71	55	44	36			
	0,8	1025	656	455	334	256	202	164	135	113	97	83	72	64	877	561	389	286	219	173	140	116	97	83	71	63	
										135	106	85	69	57				165	124	95	75	60	49	40			
	1,0	1280	819	569	418	320	253	204	169	142	121	104	91	80	1129	722	502	368	282	223	180	149	125	106	92	80	70

N.B: Les valeurs en rouge ne prévoient pas de limitation de flèche

Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

(a) <u>Âmes</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
				
Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0.5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon (1.3 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0.5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0.5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon (1.3 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0.5$: $d/t_w \leq 41.5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon (0.67 + 0.33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / (1 - \psi)$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0.92	0.81

Rapports largeur/épaisseur maximaux pour parois internes de semelles (parallèles à l'axe de flexion)

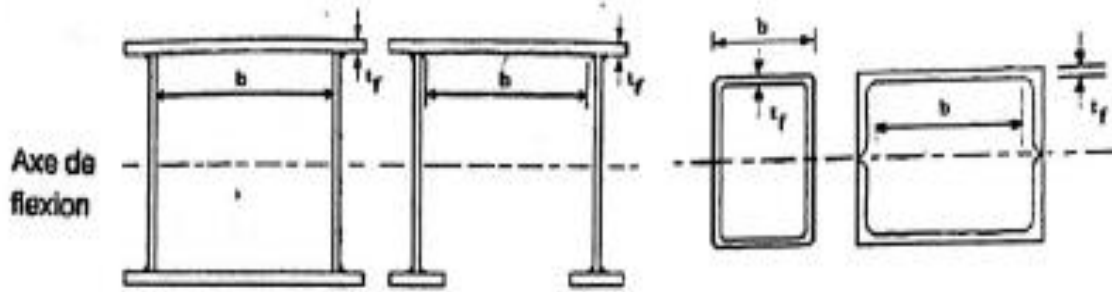
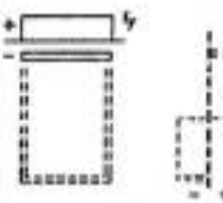
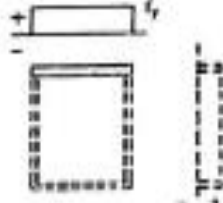
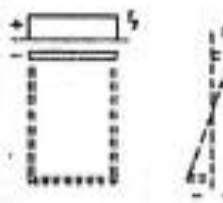
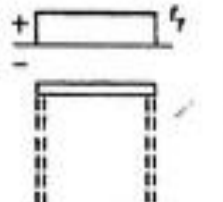
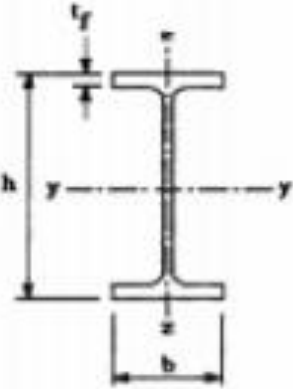
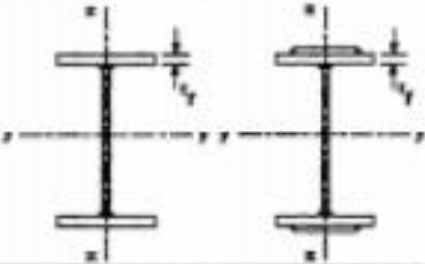

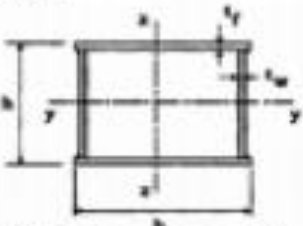

(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)				
				
Classe	Type	Section fléchie	Section comprimée	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)				
1	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$ $b/t_f \leq 33 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	
2	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$ $b/t_f \leq 38 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)				
3	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275
		ϵ	1	0,92
				355
				0,81

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

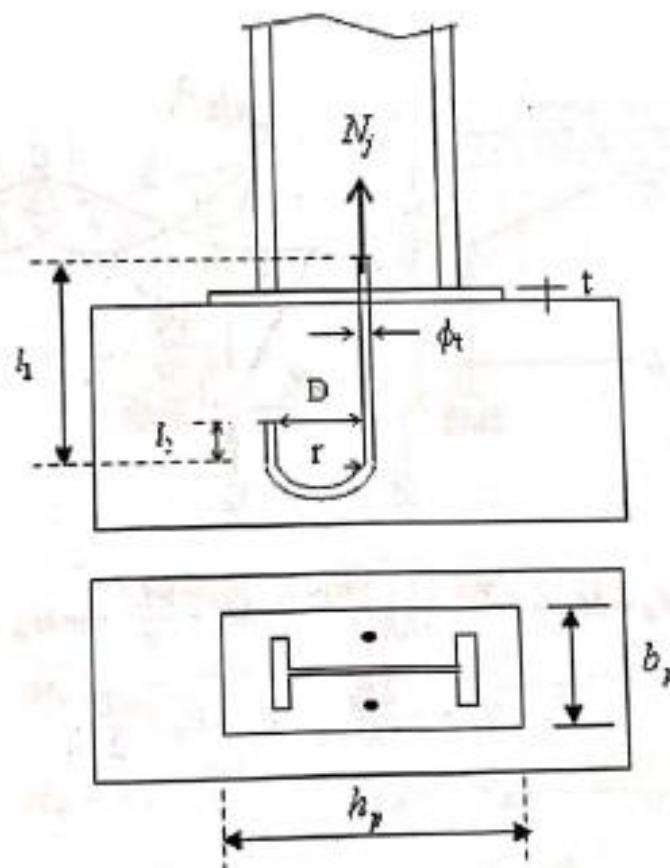
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$ $y-y$ $z-z$	a b b c
	$h/b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$ $y-y$ $z-z$	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$ $y-y$ $z-z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*)$	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ys}^*)$	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	$y-y$ $z-z$	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Valeurs des efforts normaux admissibles, N_j^{\max} (daN) par tige d'ancrage et leurs diamètres donnés en fonction des caractéristiques de la tige et de la profondeur d'ancrage:

ϕ_r	D	l_1	l_2	l_f	N_j^{\max}
16	40	280	25	120	2170
20	50	280	32	120	3040
20	50	480	32	120	4420
24	70	500	40	160	6070
30	90	500	50	160	8580
33	100	700	55	160	12260

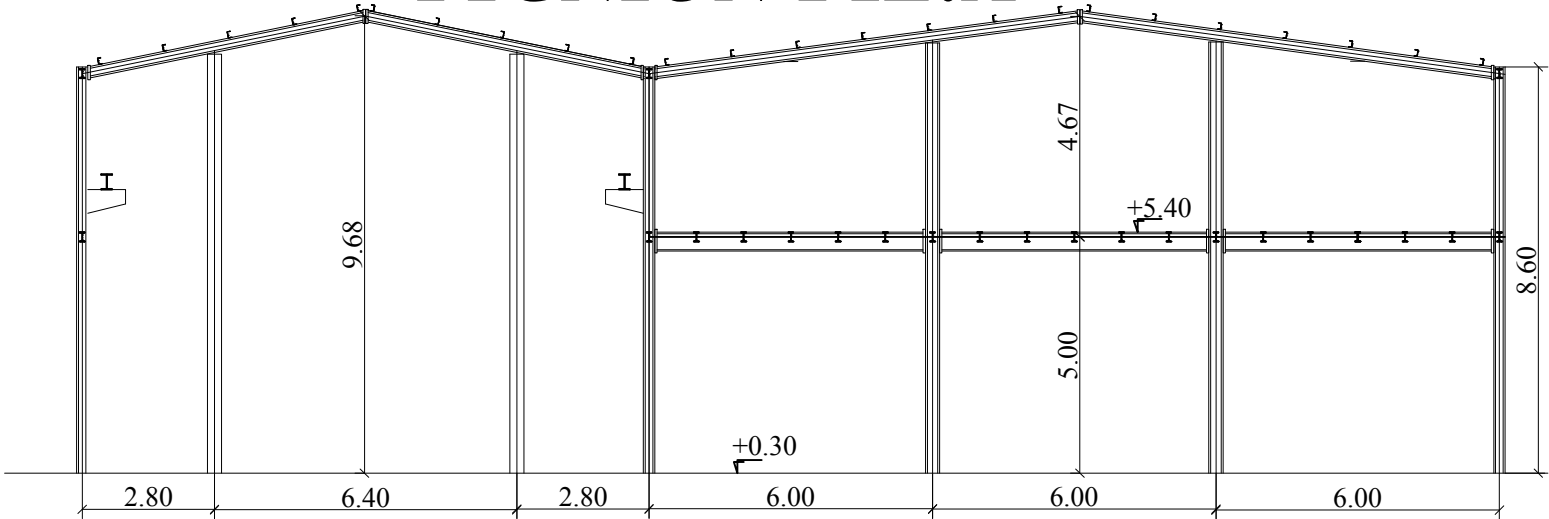
l_f : longueur filetée.



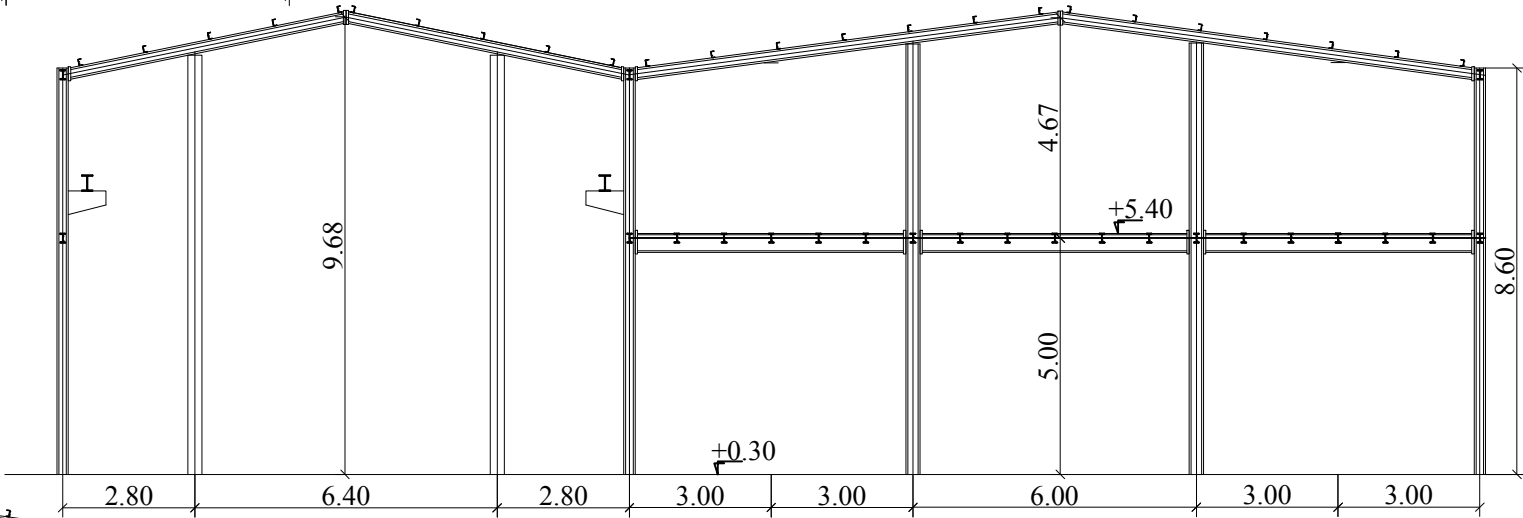
Poteau articulé

LES PLANS DE GÉNIE CIVIL

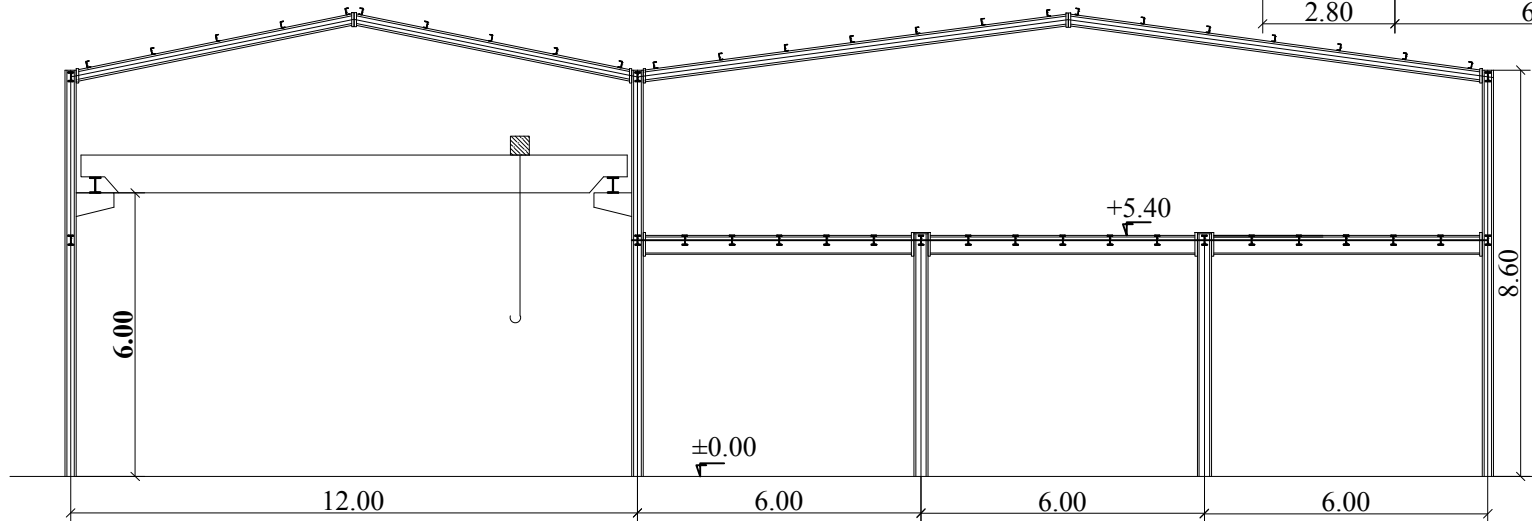
PIGNION FIL:A



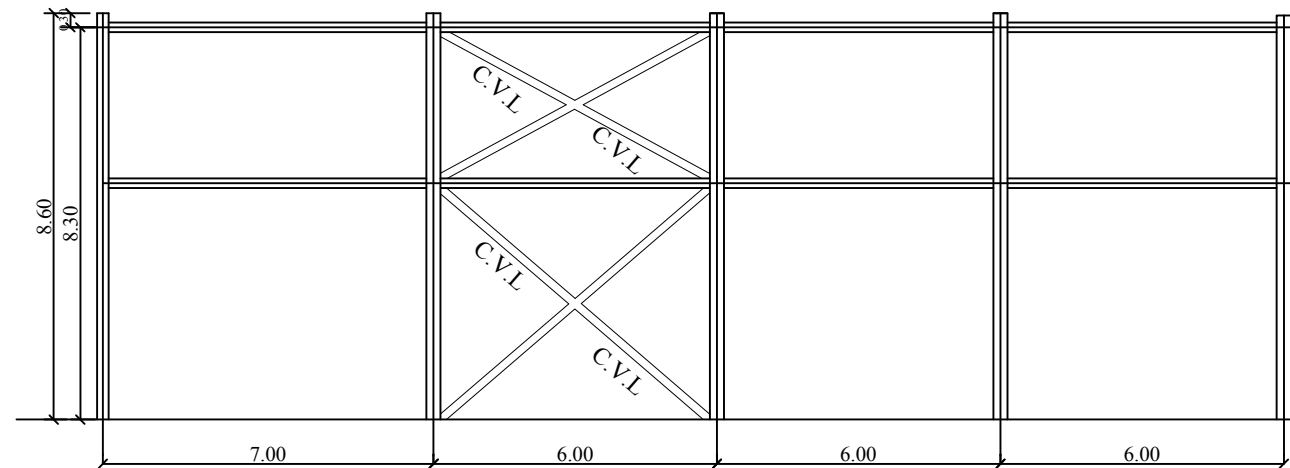
PIGNION FIL:E



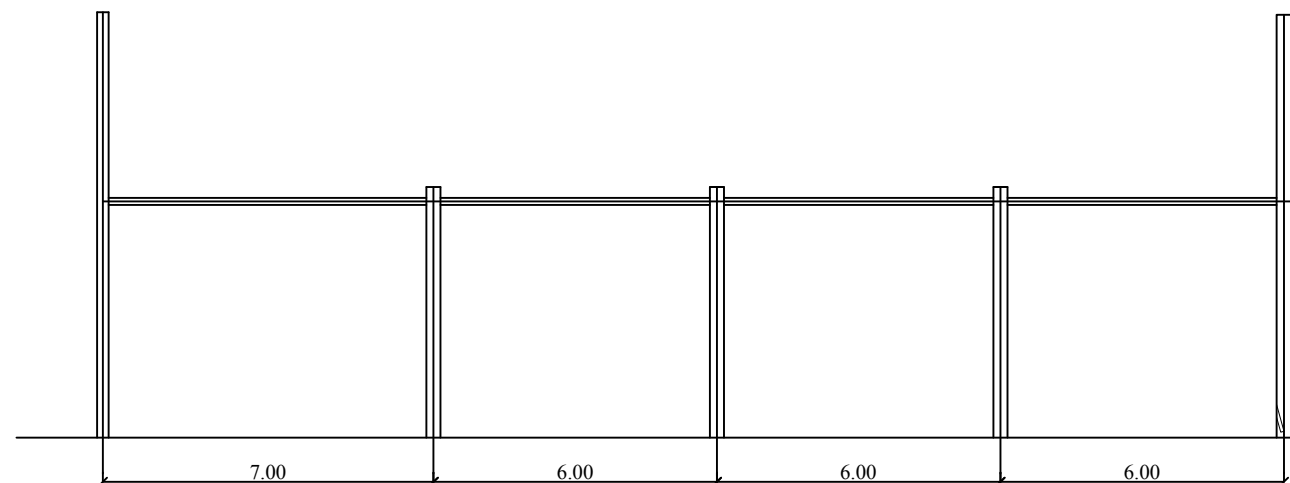
PIGNION FIL:B-C-D



Garoui Yanis	TITLE: Pignon fil:A Pignon fil:E Pignon fil:B-C-D	
Bouaziz Mouloud		
Projet : Etude d'un hangar métallique industriel à double toiture avec mezzanine (équipé d'un pont roulant).		
U M M T O	03/03/2021	SCALE: 1/75

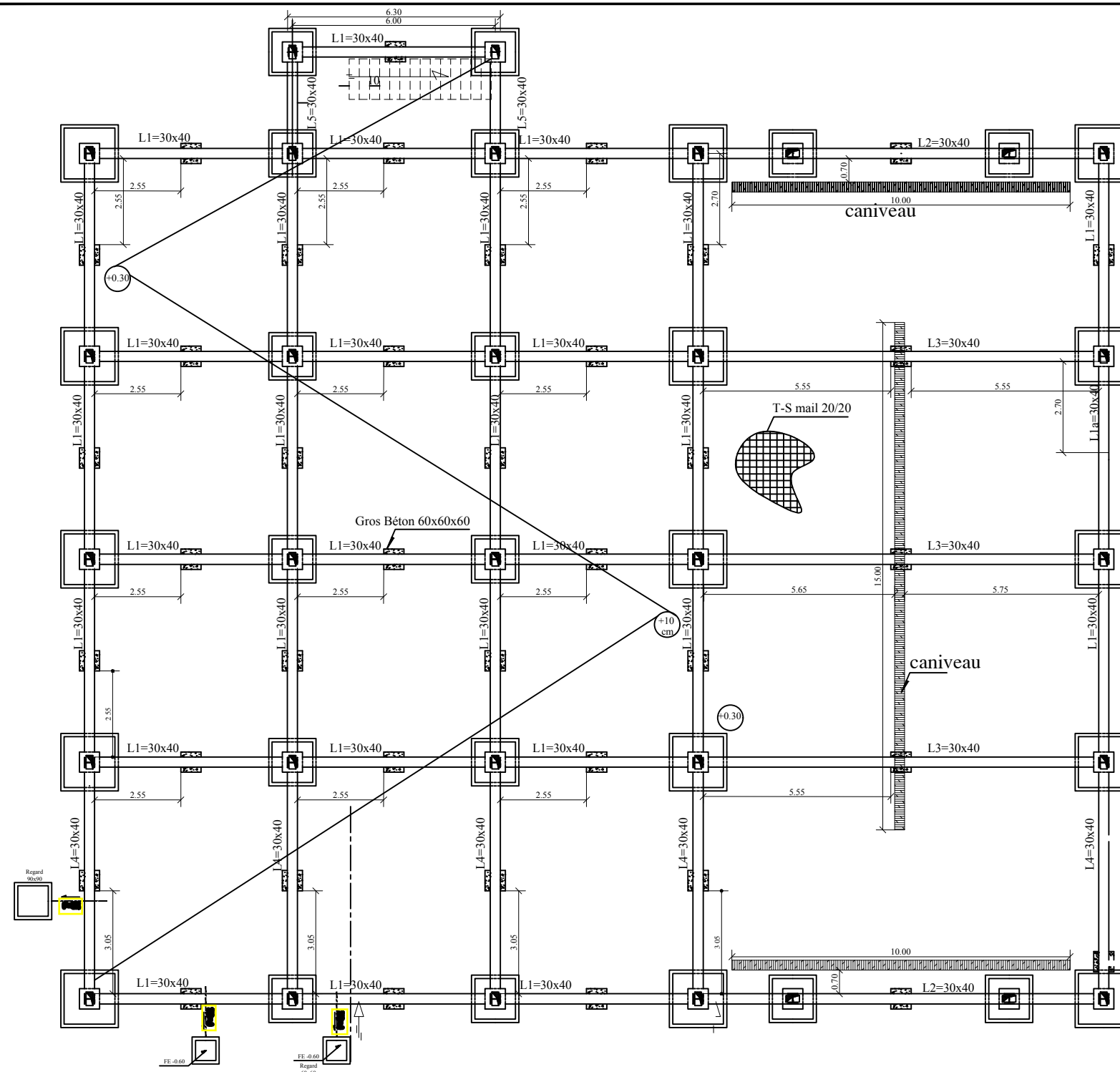


LONG PAN FIL : 1-4-7



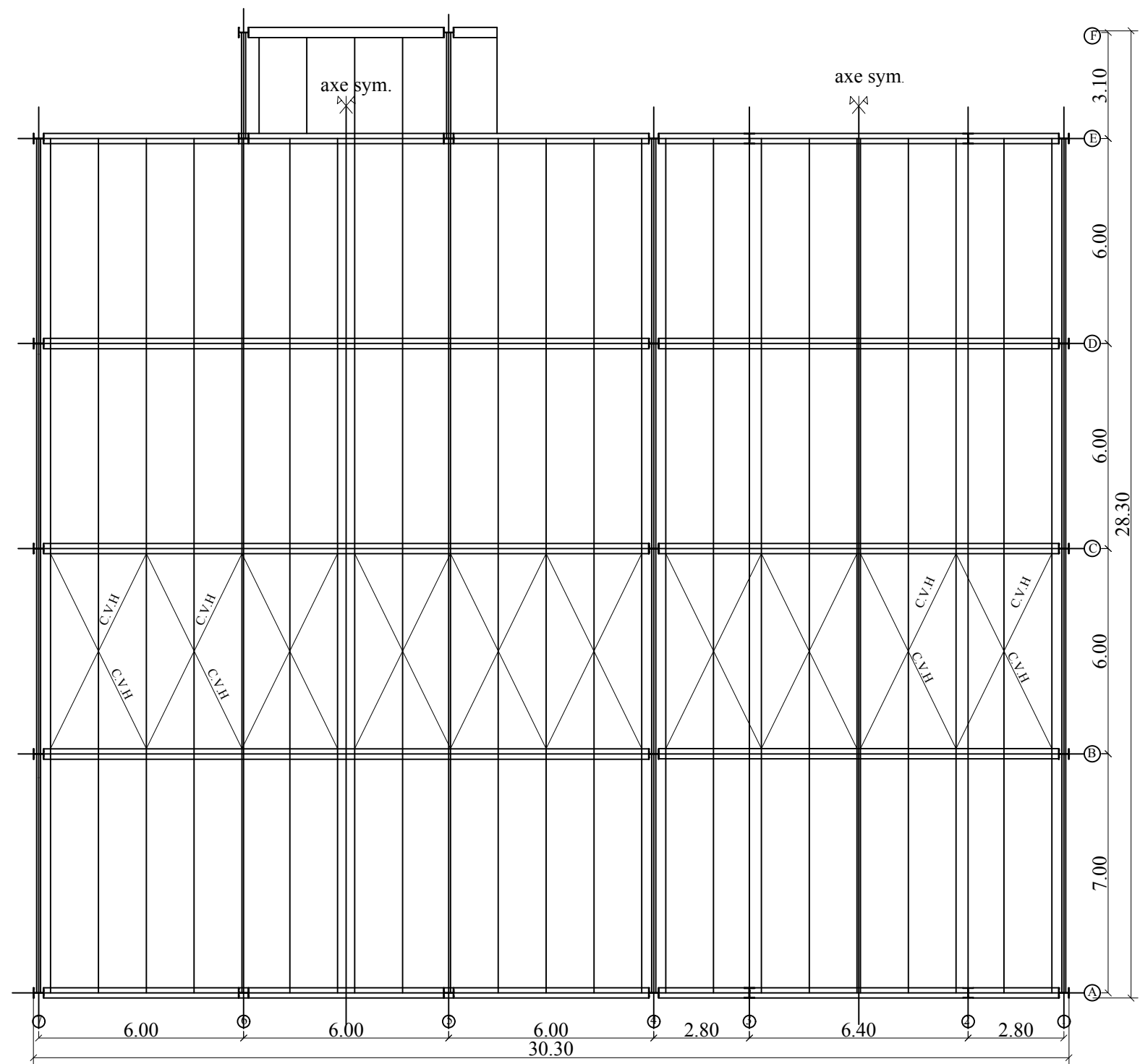
LONG PAN FIL 5-6

Garoui Yanis	TITLE: COUPE A-A COUPE B-B
Bouaziz Mouloud	
Projet : Etude d'un hangar métallique industriel à double toiture avec mezzanine (équipé d'un pont roulant).	
U M M T O	03/03/2021
SCALE: 1/75	



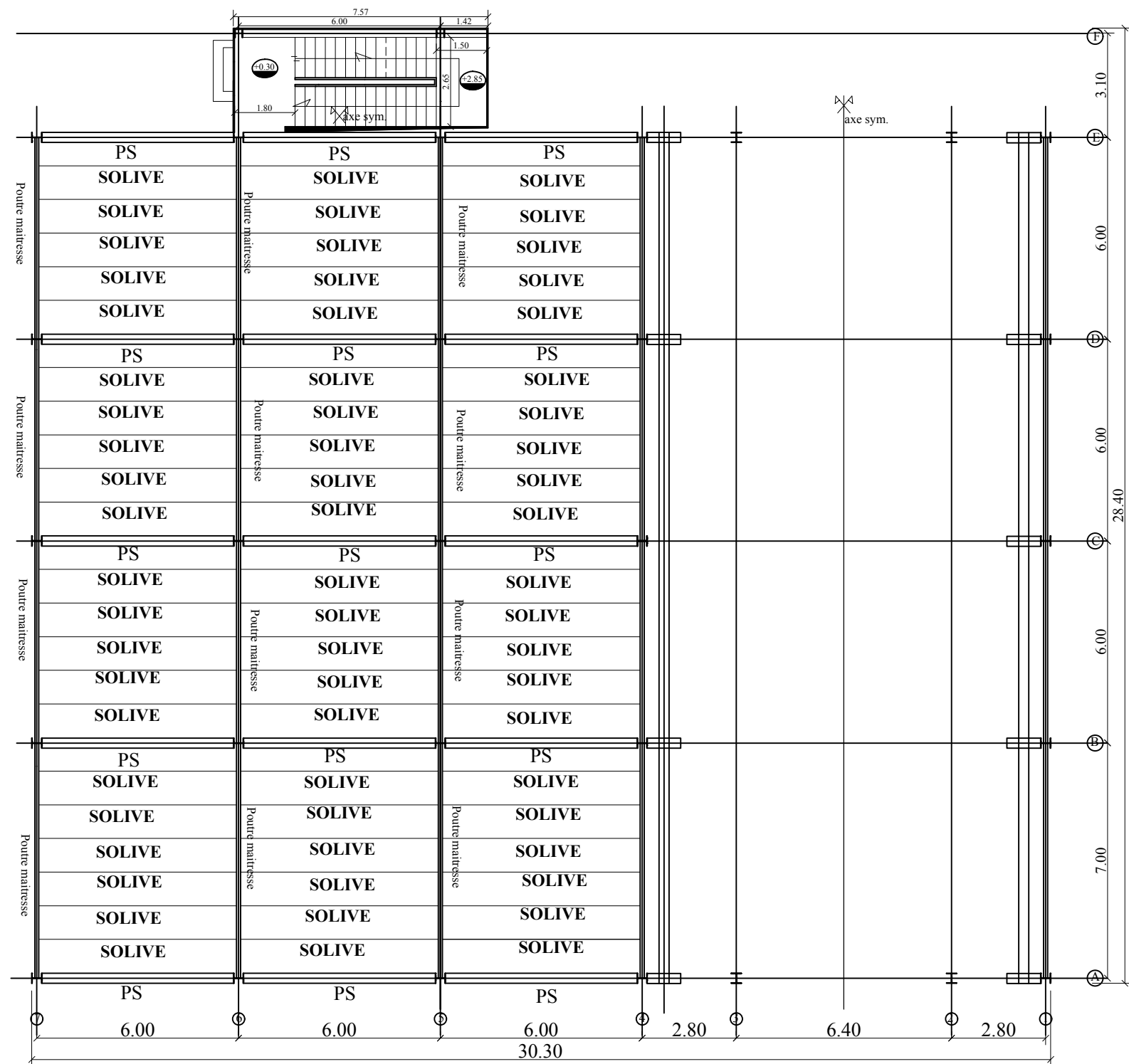
PLAN DE FONDATION

Garoui Yanis	TITLE:	Plan de fondation
Bouaziz Mouloud		
Projet : Etude d'un hangar métallique industriel à double toiture avec mezzanine (équipé d'un pont roulant).	03/03/2021	SCALE: 1/75
U M M T O		



PLAN DE TOITURE

Garoui Yanis	TITLE: Plan de toiture
Bouaziz Mouloud	
Projet : Etude d'un hangar métallique industriel à double toiture avec mezzanine (équipé d'un pont roulant).	
U M M T O	03/03/2021
	SCALE: 1/75



PLAN DE PLANCHER niv :5.40m

Garoui Yanis

Bouaziz Mouloud

Projet : Etude d'un hangar métallique industriel à double toiture avec mezzanine (équipé d'un pont roulant).

UMMTO

TITLE:

Plan de plancher niv: 5.40m

03/03/2021

SCALE: 1/75