

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

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE Tizi-Ouzou
Département de génie civil

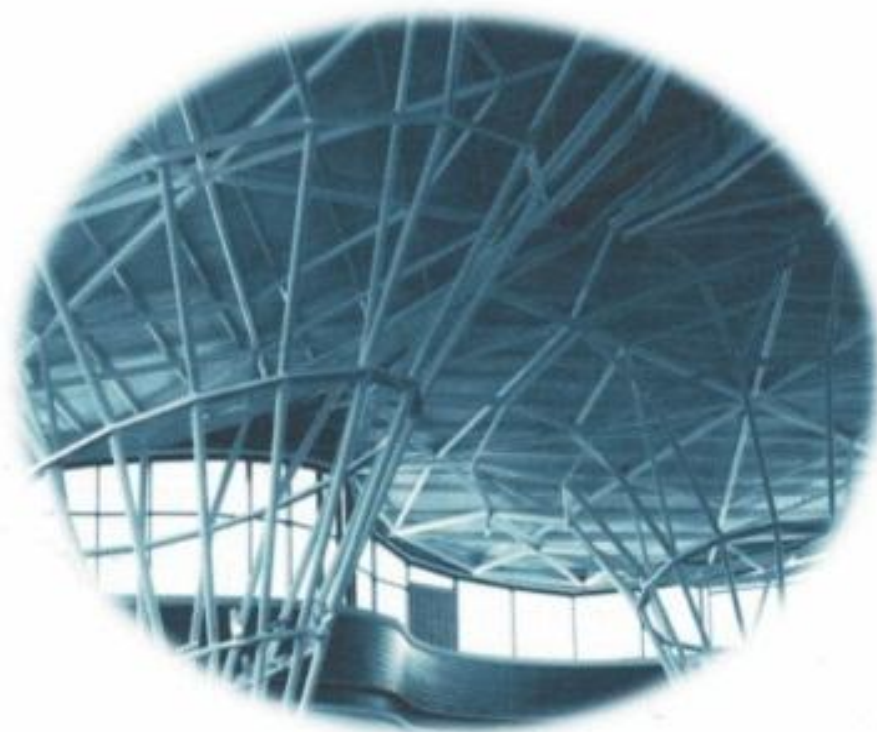


Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master professionnel en Génie civil
OPTION : Charpente métallique

Thème

**Etude d'un Hangar en Charpente Métallique avec
Mezzanine à Usage Industriel**



Réalisé par :

CHIKHI KHALED
MAZOUZ SID ALI

Encadrer par :

Mr Ilouli.S

Promotion :2020/2021

Remerciements

Tout d'abord nous rendons grâce à Dieu, lui qui nous a permis d'être bien portant afin d'effectuer ce travail du début jusqu'à la fin.

Nous remercions profondément nos familles qui nous ont soutenus durant tout le cursus.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à Monsieur : S. Illouli, enseignant à l'université de Mouloud Mammeri et promoteur de mémoire, pour nous avoir guidés tout au long de ce travail.

Nous le remercions vivement pour ses conseils avisés et son aide précieuse pour la rédaction de ce mémoire.

Nos profonds et sincères remerciements sont adressés aux enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation et particulièrement ceux de la spécialité Construction Métallique. Mr L. Dahmani et Mr K. Akouche.

Nous remercions les membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner et de critiquer ce travail.

Nos remerciements vont aussi à toute personne ayant participé de près ou de loin pour la réalisation de ce travail. Ce modeste travail.

DÉDICACES

*Je dédie ce modeste travail à mes chers **parents**, qui ont toujours été là pour moi, ils ont toujours donné leur meilleur et ont fait en sorte que je ne manque de rien, sans eux je ne serais pas là ou je suis aujourd'hui. (Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. (Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je vous suis redevable de l'éducation que vous m'avez donnée et j'en suis très fier).*

*Ainsi que l'encouragement et l'aide que J'ai reçu de **S.Fatma** durant cette étape de ma vie.*

*Je dédie également ce mémoire à mon **frère** ainsi qu'à tous mes ami(e)s, dont je ne pourrai citer les noms au risque d'en oublier certains, qui ont toujours été là pour moi et avec qui j'ai partagé de bons souvenirs.*

MAZOUZ Sid Ali

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à mes chers **parents**, qui ont toujours été là pour moi, ils ont toujours donné leur meilleur et ont fait en sorte que je ne manque de rien, sans eux je ne serais pas là ou je suis aujourd'hui. (Vous avez tous sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. (Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je vous suis redevable de l'éducation que vous m'avez donnée et j'en suis très fier).*

***frère et sœurs**, qui ont sacrifiées leur vie pour ma réussite.*

*Ainsi que l'encouragement et l'aide que J'ai reçu de **M.djamila** durant cette étape de ma vie*

*Je dévoue aussi ce travail à tous ma famille (**Chikhi & Bessah**) et tous mes amis sans exception.*

Ainsi qu'à tous les étudiants de ma promotion que ça soit à la fac, la cité ou ailleurs.

CHIKHI Khaled

SOMMAIRE

❖ Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation du projet :	1
I.2 Situation du projet :	1
I.3 Caractéristiques et données du projet :	2
I.4 Matériaux utilisés :	5
I.5 Les assemblages:	7
I.6 Logiciels utilisés :	9
I.7 Règlements techniques utilisés :	10

❖ Chapitre II : Etude climatique

II.1 Etude du vent :	11
II.2 ACTION D'ENSEMBLE	34
II.3 ETUDE A LA NEIGE:	46
II.4 Conclusion :	48

❖ Chapitre III : Pré- dimensionnement des éléments

III-1 Etude des pannes :	49
III.2 Dimensionnement des liernes de pannes	64
III.3 Etude des lisses de bardages :	67
III.4 Calculs des liernes de long-pan :	72
III.5 Calculs des liernes de pignon :	77
III.6 Dimensionnement des échantignolles :	78
III.7 Etude des potelets :	81
III.8 Conclusion :	89

❖ Chapitre IV : Etude de plancher

IV.1 Introduction :	90
IV.2 Description d'un plancher collaborant :	90
IV.3 Calcul des connecteurs acier-béton :	99
IV.4 Calcul des poutres principales.....	103
IV.5 Conclusion :	109

❖ Chapitre V : Calcul des éléments secondaires

V.1 Introduction :	110
V.2 Pré-dimensionnement des marches :	110
V.3 Dimensionnement des éléments porteurs :	112
V.4 Pré dimensionnement des supports de marches :	113
V.5 Prés-dimensionnement des limons :	116
V.6 Calcul du palier de repos :	119
V.7 Vérification des poutres :	121
V.8 Calcul des poutres d'appuis des limons :	122
V.9 Dimensionnement des supports de palier de repos :	125
V.10 Conclusion :	128

❖ Chapitre VI : Calcul des contreventements

VI.1 INTRODUCTION :	129
VI.2 Dispositions des contreventements :	129
VI.3 Calcul de la poutre au vent en pignon :	129
VI.4 Etude de contreventement vertical :	148
VI.5 Conclusion :	150

❖ Chapitre VII : Etude sismique

VII.1 INTRODUCTION :	151
VII.2 Choix de la méthode de calcul :	151
VII.3 Evaluation de la force sismique suivant la direction x :	151
VII.4 Force sismique suivant la direction X :	156
VII.5 Force sismique suivant la direction Y :	156

❖ Chapitre VIII : Etude du portique

VIII.1 Efforts sollicitant le portique :	157
VIII.2 Calcul des efforts internes :	161
VIII.3 Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb):	168
VIII.4 Choix de la méthode d'analyse	171
VIII.5 Pré-dimensionnement de la traverse :	172
VIII.6 Dimensionnement de la traverse :	173
VIII.7 Vérification des poteaux :	194
VIII.8 Etude numérique de portique de la Mezzanine avec logiciel ROBOT :	200

VIII.9 Introduction :	200
VIII.10 Logiciel de calcul et l'optimisation des structures :	200
VIII.11 Les charges et surcharges injectées au logiciel Robot :	202
VIII.12 Résultats de logicielle :	202
VIII.13 Combinaisons de charges injectées au logiciel ROBOT :	203
VIII.14 Note de calcul donné par robot:	203
VIII.15 Conclusion :	216

❖ Chapitre IX : Etude des assemblages

IX.1 INTRODUCTION	217
IX.2 Assemblage de rive (Poteau-Traverse):	218
IX.3 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :	224
IX.4 Calcul des bases des poteaux :	227
IX.5 Conclusion	231
IX.6 Note de calcul ROBOT	231

❖ Chapitre X : Etude des fondations

X.1 Introduction :	264
X.2 Vérification de la contrainte du sol :	264
X.3 Ferrailage de la fondation :	265
X.4 Calcul des longrines :	266

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I-1: Localisation de site du projet (el harrache , ouad smar)	1
Figure I-2: Vue d'ensemble du projet.....	2
Figure I-3: Vue d'ensemble du projet.....	4
Figure I-4: Plancher mixte à dalle collaborant.....	5
Figure I-5: valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la.....	6
Figure I-6: Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).....	6

Chapitre II :

Figure II- 1: Les directions principales du vent	12
Figure II- 2: Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique.....	14
Figure II- 3: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e	16
Figure II- 4: Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1	17
Figure II- 5: Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.	18
Figure II- 6: Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.	19
Figure II- 7: Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2.	21
Figure II- 8: Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2	22
Figure II- 9: La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V2.....	23
Figure II- 10: coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante,.....	25
Figure II- 11: La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de.....	29
Figure II- 12: La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1	30
Figure II- 13: La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.....	31
Figure II- 14: La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2... ..	32
Figure II- 15: La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.....	33
Figure II- 16: La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.....	33
Figure II- 17: stabilité longitudinale	39
Figure II- 18: stabilité transversale.	44
Figure II- 19: Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.	46
Figure II- 20: Charges de neige sans redistribution par le vent.	48
Figure II- 21: Charges de neige.....	48

Chapitre III :

Figure III.-1 : Disposition de la panne sur la toiture.....	49
Figure III.-2 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.	51
Figure III.-3 : charge permanentes de panne.....	51
Figure III.-4 : Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.....	52

Figure III.-5 : Surcharge climatique du vent.....	52
Figure III.-6 : Surcharge climatique de neige	53
Figure III.-7 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement	55
Figure III.-8 : résistance en section	56
Figure III.-9 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de.....	57
Figure III.-10 : Déversement des pannes.	58
Figure III.-11 : vérification de la flèche.....	62
Figure III.-12 : Déposition des liernes	64
Figure III.-13 : Efforts dans les liernes.	64
Figure III.-14 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.....	68
Figure III.-15 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.	71
Figure III.-16 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.....	73
Figure III.-17 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.	76
Figure III.-18 : Déposition des échantignolles.....	78
Figure III.-19 : charges de vent et charges permanentes revenant au potelet	82
Figure III.-20 : Déversement du potelet. Figure III. 21 : Flambement du potelet.....	86

Chapitre IV :

Figure IV- 1: Eléments constructifs d'un plancher collaborant.....	90
Figure IV- 2: Présentation de la tôle HI-BOND 55	91
Figure IV- 3: Disposition des solives.....	92
Figure IV- 4: Présentation de la tôle HI-BOND 55	92
Figure IV- 5: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).....	97
Figure IV- 6: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle	99
Figure IV- 7: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle	100
Figure IV- 8: la largeur critique.	102
Figure IV- 9: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans le profilé en acier (flexion positive). ..	109

Chapitre V :

Figure V- 1: Schéma d'escalier.....	110
Figure V- 2: Schéma statique d'escalier	112
Figure V- 3: Disposition des cornières.....	112
Figure V- 4: Les constituants de marche.....	113
Figure V- 5: schéma statique de limon.	116
Figure V- 6: les charges ponctuelles sur la poutre d'appuis des limons.	123

Chapitre VI :

Figure VI- 1: Effort du vent sur les pignons.	130
Figure VI- 2: Schéma statique de la poutre au vent.	130

Figure VI- 3: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.....	132
Figure VI- 4: Palier de stabilité suivant le long pan.....	149

Chapitre VIII :

Figure VIII- 1: Pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire - Direction V2 du vent(a)	158
Figure VIII- 2: Pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire - Direction V2 du vent(b)	159
Figure VIII- 3: Charge du vent équivalente a chaque versant.....	160
Figure VIII- 4: Schéma statique du portique étudié.....	161
Figure VIII- 5: Calcul du moment au point quelconque P.....	186
Figure VIII- 6: Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes.	189
Figure VIII- 7: Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes	191
Figure VIII- 8: Efforts internes pour le poteau	196
Figure VIII- 9: type de structure a étudier sur ROBOT	200
Figure VIII- 10: Le schéma de portique avec mezzanine sur robot	202
Figure VIII- 11:Tableau de combinaisons logiciel ROBOT	203

Chapitre IX :

Figure IX- 1: Représentation de l'assemblage poteau-travers avec robot	218
Figure IX- 2: détails d'assemblage avec robot.....	219
Figure IX- 3: Détails d'assemblage.....	220
Figure IX- 4: Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.....	222
Figure IX- 5: Représentation de l'assemblage traverse-traverse avec robot.....	225
Figure IX- 6: Détails sur l'assemblage avec robot.....	225
Figure IX- 7: Base des poteaux.....	227
Figure IX- 8: pied de poteaux encastés.....	227
Figure IX- 9: Pieds de poteaux encastés.....	228
Figure IX- 10: Détails sur l'assemblage.....	228
Figure IX- 11: Tige d'ancrage	229

Chapitre X :

Figure X- 1: Réactions d'appuis	264
Figure X- 2: Schéma de ferrailage des longrines	267

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I- 1: Démenions de la halle	2
Tableau I- 2: Démenions de bloc administratif.....	3
Tableau I- 3: Démenions d'escalier (bloc administratif)	3
Tableau I- 4: Propriétés mécaniques de l'acier : (§ 3.2.3 CCM97)	7
Tableau I- 5: Propriétés mécaniques de béton	7

Chapitre II :

Tableau II- 1: Paramètres de la catégorie de terrain 0.....	13
Tableau II- 2 Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z	15
Tableau II- 3: Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z	16
Tableau II- 4: Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m^2).	17
Tableau II- 5: Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens $V1$	18
Tableau II- 6: Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens $V1$	19
Tableau II- 7: Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens $V1$..	20
Tableau II- 8: Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens $V2$	21
Tableau II- 9: Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens $V2$	22
Tableau II- 10: Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens $V2$	23
Tableau II- 11: Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens $V2$	25
Tableau II- 12: Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens $V1$	29
Tableau II- 13: valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens $V1$	30
Tableau II- 14: valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens $V2$.	31
Tableau II- 15: valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens $V2$	32
Tableau II- 16: les résultats de calcul de la pression extérieure W_e , correspondant à chaque zone.	35
Tableau II- 17: les résultats de calcul de la force extérieure F_{we} , correspondant à chaque zone.	35
Tableau II- 18: Les résultats de calcul de la pression intérieure W_i , correspondant à chaque zone	36
Tableau II- 19: les résultats de calcul de la force intérieure F_{wi} , correspondant à chaque zone.	36
Tableau II- 20: La force F_w résultante, cas $V1$	38
Tableau II- 21: les résultats de calcul de la pression extérieure W_e , correspondant à chaque zone	40
Tableau II- 22: Les résultats de calcul de la force extérieure F_{we} , correspondant à chaque zone.....	41
Tableau II- 23: Les résultats de calcul de la force extérieure F_{we} , correspondant à chaque zone.....	41
Tableau II- 24: Les résultats de calcul de la pression intérieure W_i , correspondant à chaque zone.	42
Tableau II- 25: Les résultats de calcul de la force intérieure F_{wi} , correspondant à chaque zone.....	42
Tableau II- 26: La force F_w résultante, cas $V2$	44

Chapitre III :

Tableau III.-1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 120.	54
---	----

Tableau III- 2 : Caractéristiques géométriques de UPN120.	68
Tableau III.-3 : Caractéristiques géométriques de l’IPE 330O	84

Chapitre IV :

Tableau IV- 1: caractéristique de profilé IPE 180.....	95
--	----

Chapitre V :

Tableau V- 1: Caractéristique de profilé IPE 80.....	121
Tableau V- 2: Caractéristique de profilé UPN 200.....	123
Tableau V- 3: Caractéristique de profilé HEA120.....	126

Chapitre VI :

Tableau VI- 1: coefficients minorateurs β_1 et β_2	133
Tableau VI- 2: Caractéristiques géométriques de l’IPE 140.....	135
Tableau VI- 3: Caractéristiques géométriques de l’IPE 160.....	142

Chapitre VII :

Tableau VII 1: Critères de qualité.	154
Tableau VII 2: Le poids propre des éléments.	155

Chapitre VIII :

Tableau VIII- 1: Pressions sur les parois verticales - Direction du vent la plus défavorable.....	157
Tableau VIII- 2: Pressions sur la toiture - Direction du vent la plus défavorable.....	158
Tableau VIII- 3: Charge actuelles	167
Tableau VIII- 4: Combinaison a l’ELU	167
Tableau VIII- 5: Efforts au pied de poteaux aux l’ELU. Les défauts d’aplomb.....	169
Tableau VIII- 6: Prise en compte des défauts d’aplomb.....	169
Tableau VIII- 7: Efforts équivalent en tête poteau.....	170

Liste Des Notations

Charge :

G : Charges permanentes.

N: Surcharge climatique de Neige.

V: Surcharge climatique de Vent.

E : Surcharge d'entretien.

Sollicitation :

Msd : Moment fléchissant de calcul.

Nsd : Effort normal.

Vsd : Effort tranchant.

Npl,Rd : Résistance plastique de la section brute à l'effort normal.

Vpl,Rd : Résistance plastique de la section brute à l'effort tranchant.

Mpl,Rd : Moment fléchissant de résistance plastique

Caractéristiques géométriques et mécaniques des boulons :

d : Diamètre des boulons.

d0 : Diamètre des trous de fixation.

As : Section des boulons.

fub : Résistance à la traction des boulons.

fyb : Limite d'élasticité des boulons.

Caractéristique du matériau :

E : Module d'élasticité longitudinale.

fy : Limite élastique du matériau.

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

Caractéristiques géométriques et mécaniques des sections :

A : Aire de la section brute.

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

tf : Épaisseur de la semelle.

tw : Épaisseur de l'âme.

b : Largeur de la semelle.

h : Hauteur de la section.

L : Longueur de l'élément.

Wpl,y : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe yy.

Gp : Poids propre.

Autres symboles :

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

Ψ : Coefficient de combinaison.

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (ψ).

λ : Élancement.

λ_1 : Élancement Eulérien.

χ : Facteur de réduction pour flambement.

χ_{LT} : Facteur de réduction pour déversement.

α : Facteur d'imperfection pour le flambement.

Notations générales

λ_{LT} : Elancement réduit pour le flambement.

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

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

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

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

λ_{cr} : Elancement critique d'Euler.

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

C_t : Coefficient de topographie

C_r : Coefficient de rugosité

C_p : Coefficient de pression

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

C_e : Coefficient d'exposition

C_d : Coefficient dynamique

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier

G : Module d'élasticité transversale de l'acier

G : Charge permanente

K_0 : Coefficient de flambement

K_T : Facteur de terrain

L : Longueur

INTRODUCTION GENERALE

Parmi les différents modes de construction, la construction métallique est celle qui a connu le plus de développement, sur divers aspects et dans de divers domaines essentiellement dans le domaine industriel et public ; ceci revient aux conditions de confort et de sécurité que procure ce type de conception.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment industriel en construction métallique avec mezzanine à usage de fabrication

la construction métallique s'intéresse à la conception d'ouvrages en métal et plus particulièrement en acier, elle constitue un domaine important d'utilisation des produits laminés sortis de la forge. La construction en acier présente plusieurs avantages sur la construction en béton, parmi ces avantages ses caractéristiques mécanique qui permettent de franchir des grandes portées, ce qui offre de grandes surfaces libres très avantageuse et une bonne tenue au cas de séisme. Ainsi que la rapidité d'exécution et de montage très remarquable et la possibilité de modification de la structure. Mais aussi dans le volet environnemental qui est très important et l'optique d'une philosophie de développement durable, l'acier est adopté dans la mesure où il reste intégralement recyclable.

Notre projet consiste à faire l'étude et la conception de l'ossature d'un hangar en charpente métallique de forme rectangulaire avec toiture à deux versants, couvrant une surface de 1728 m² destiné pour une atelier de fabrication.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation du projet :

Ce projet de fin d'étude s'oriente exclusivement vers l'étude des éléments structuraux d'un hangar métallique.

L'envergure et la complexité de ce projet m'ont permis de mener à bien une large palette d'études énumérées ci-dessous :

- ✓ Etude climatique (neige et vent).
- ✓ Etude de l'ossature secondaire (dimensionnement des éléments supportant la toiture et les panneaux de façade).
- ✓ Etude et dimensionnement du plancher collaborant.
- ✓ Etude sismique (Evaluation de l'effort horizontal engendré par un séisme).
- ✓ Etude et dimensionnement du portique (Etude de l'ossature principale du hangar).
- ✓ Etude des assemblages.
- ✓ Etude numérique du portique et des assemblages.
- ✓ Etude de l'infrastructure

1.2 Situation du projet :



Figure I-1: Localisation de site du projet (el harrache , ouad smar)

Ce projet consiste en l'étude d'un hangar en ossature métallique destinée à usage industrielle, situé dans **la zone industrielle Oued Smar, Wilaya d'Alger,**

Daira d'El Harrache, Commune Oued Smar sur un site plat d'une **altitude de 50m.**

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Commune comme zone d'une sismicité élevée. Avec un **terrain de catégorie III**.

Avec un **site de catégorie S2**, qui concerne les sols fermes selon le rapport du sol.

L'ouvrage est classé dans le **groupe 2B ayant une importance moyenne**

Le hangar occupe une **assiette de 1728 m²** doté d'un espace administratif reposant sur un plancher mixte.

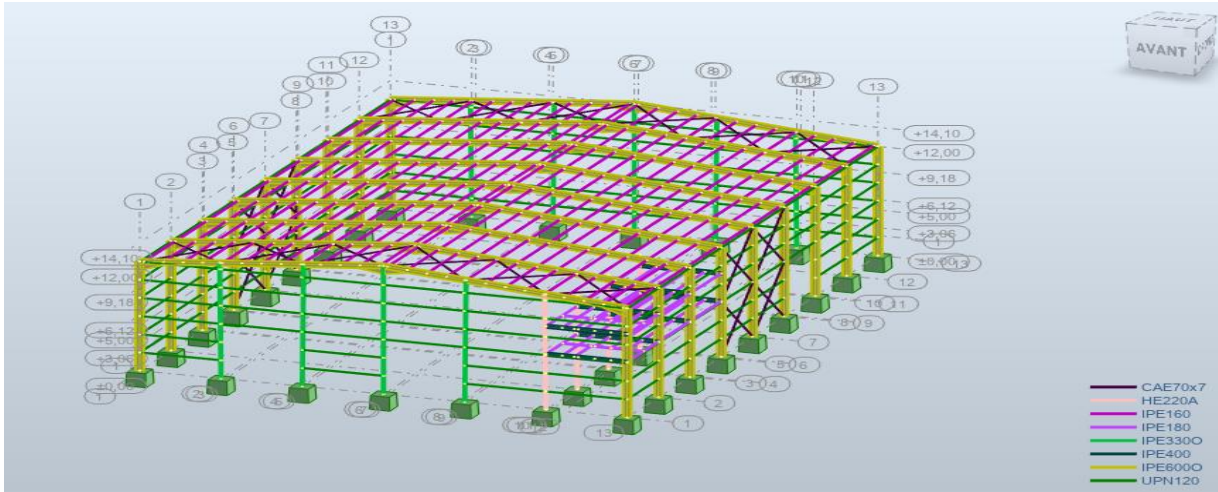


Figure I-2: Vue d'ensemble du projet.

I.3 Caractéristiques et données du projet :

- Géométrie de l'ouvrage :
 - Atelier industriel :

Atelier industriel	
Hauteur total	H= 14.1 m
Longueur	L= 48 m
Largeur	l= 36 m
Hauteur des parois vertical	h= 12m
Hauteur des poteaux	h=11.78 m
Distance entre portique	D= 6 m
Toiture a multi versant de pente ' α '	$\alpha = 6.65^\circ$

Tableau I- 1: Démenions de la halle

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- **Bloc administratif :**

BLOC ADMINISTRATIF R+2	
Hauteur total	H= 12 m
Longueur	L= 18 m
Largeur	l= 6 m
Hauteur de RDC	h= 6.12m
Hauteur des étages (1 à 2)	h= 3.06 m
Distance entre portique	D= 6 m

Tableau I- 2: Démenions de bloc administratif

L'ESCALIER	
La hauteur	Z= 9.18 m
La largeur	a= 3.30 m
La longueur	b= 3.80 m

Tableau I- 3: Démenions d'escalier (bloc administratif)

- **Ossature et stabilité de la structure :**

La structure est constituée de 9 portiques métalliques. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

- **La toiture :**

La toiture est en charpente métallique à deux 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.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- 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.

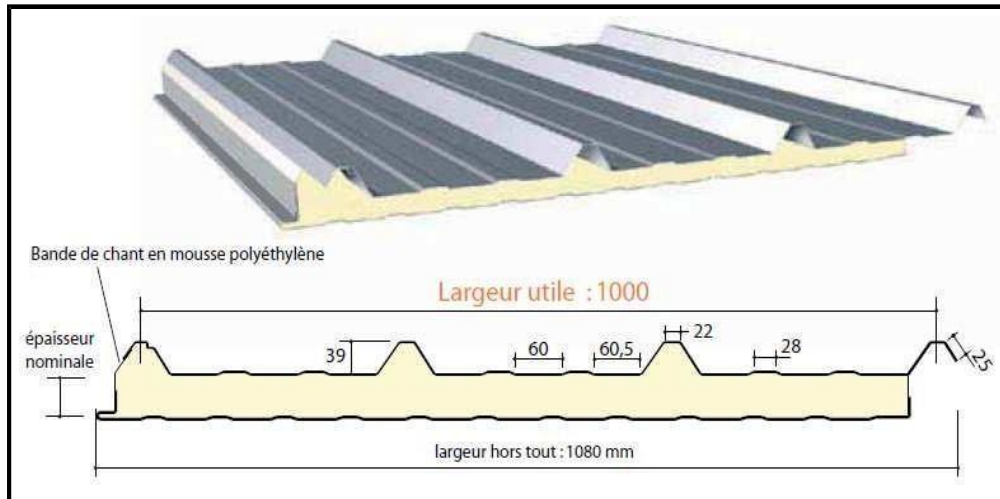


Figure I-3: Vue d'ensemble du projet

- **Plancher :**

La structure comporte un plancher collaborant constitué de :

- ✓ Une dalle en béton armé
- ✓ Le plancher repose sur un ensemble de poutres et solives métalliques
- ✓ Une tôle nervurée
- ✓ Des solives
- ✓ La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs
- ✓ Les plancher mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus techniquement.

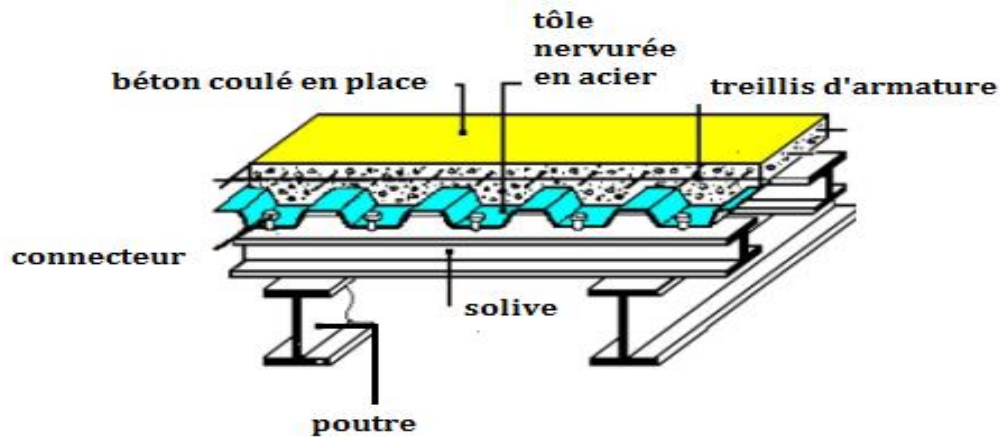


Figure I- 4: Plancher mixte à dalle collaborant

- **Les façades :**

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

I.4 Matériaux utilisés :

- **Acier :**

On a opté pour des aciers de construction laminé à chaud avec une nuance S235 qui présente les caractéristiques suivantes :

- **Propriétés de l'acier :**

- **Résistance :**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (Eurocode 03). La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est de l'acier S235.

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique f_y (Mpa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}$	
	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	355	510	355	490

Figure I- 5: valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- **Ductilité :**

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u/f_y > 1,2$.
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$).
- A la rupture, l'allongement relatif ultime ϵ_u doit être supérieur ou égal à 15%.

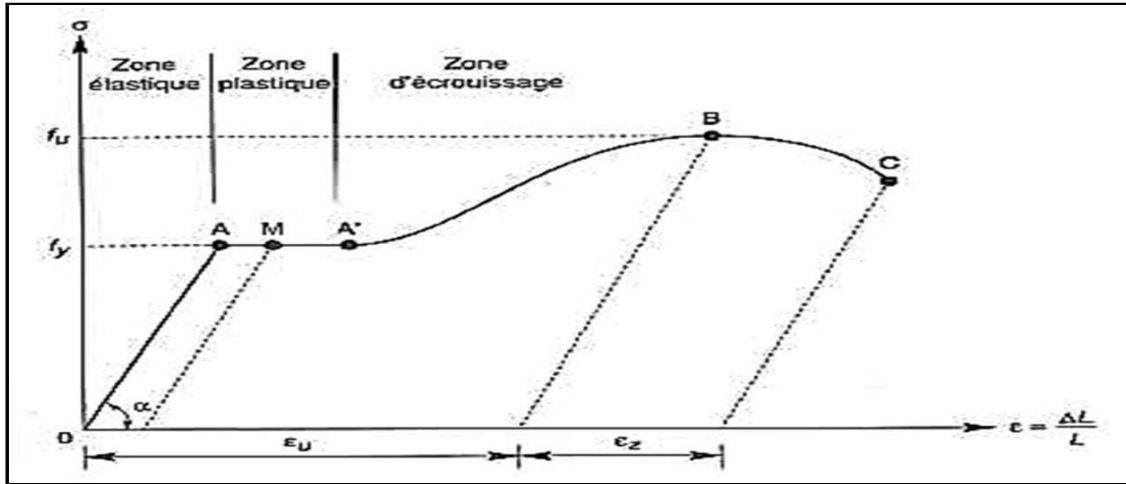


Figure I- 6: Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)

ACIER DE CONSTRUCTION	
Nuance d'acier	S 235
La limite élastique	$f_y = 235 \text{ Mpa}$
La résistance à la traction	$f_u = 360 \text{ Mpa}$
La densité volumique	$\rho = 7\,850 \text{ kg/m}^3$
Module d'élasticité longitudinale	$E = 210\,000 \text{ Mpa}$
Module d'élasticité transversale	$G = 84\,000 \text{ Mpa}$
coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$

Tableau I- 4: Propriétés mécaniques de l'acier : (§ 3.2.3 CCM97)

- **Le Béton :**

Pour la réalisation des fondations, le béton est un mélange de sable, ciment, gravier et d'eau. Sa composition diffère selon la résistance voulue. Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression.

Dans notre structure, le béton utilisé pour les fondations, il a les caractéristiques suivantes :

BETON	
Classes de résistance du béton	C25/30
La résistance à la compression	$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
La résistance à la traction	$f_{t28} = 2,6 \text{ Mpa}$
La densité volumique	$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
Coefficient de retrait	$\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$
Module sécant d'élasticité	$E_{cm} = 30\,500 \text{ Mpa}$
Coefficients d'équivalence	$n = 15$

Tableau I- 5: Propriétés mécaniques de béton

I.5 Les assemblages:

Les principaux modes d'assemblages sont:

- **Le boulonnage :**

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

- **Le soudage :**

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler

- **Conception structurale :**

La conception de ce hangar industriel a été faite de façon à satisfaire les critères suivants:

- ✓ L'économie.
- ✓ La faisabilité.
- ✓ Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.
- ✓ Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.

- **Structure verticale (les façades)**

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

- **Structure horizontale (les toitures)**

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double, d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et d'autre part, elle assure le rôle de protection.

La toiture de notre projet comporte deux versants symétriques et constituées de plusieurs éléments :

- ✓ Les pannes
- ✓ Les liernes
- ✓ Couverture en panneaux sandwichs

- **Les états limites:**

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

- **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 de l'une de ses parties.
- ✓ La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments.

- **Etat limite de service (E.L.S.) :**

Les états limites de service correspondent au dépassement 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.

- **Présentation des systèmes du contreventement :**

- ✓ Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

et du Séisme dans la structure et les transmettre aux fondations.

- ✓ La structure est contreventée par des palées de stabilité verticales dans chaque direction,
- ✓ Transversale et longitudinale en croix de Saint André. Elles sont posées entre deux files de poteaux et poutre et liées à ceux-ci par un assemblage.

I.6 Logiciels utilisés :

On a utilisé le logiciel Auto CAD 2014 pour l'élaboration des différents plans, et le logiciel Robot 2016 pour la modélisation de la structure

I.7 Règlements techniques utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- ✓ DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- ✓ DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- ✓ DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES« RPA99/VERSION 2003 ».
- ✓ DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013 ».
- ✓ BAEL91 : Calcul des Structures en béton.
- ✓ EUROCODE 3 : Calcul des structures métallique.

Chapitre II : Etude climatique

II.1 ETUDE DE VENT

- **Direction du vent :**

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

Notre projet est un hangar à deux versants de forme rectangulaire et symétrique. Il a les caractéristiques géométriques suivantes :

- **Les caractéristiques géométriques du hangar :**

- La longueur $l = 48$ m.
- La largeur $b = 36$ m
- La hauteur des parois vertical $h = 12$ m
- La hauteur totale $H = 14,1$ m
- La hauteur de la toiture $h = 2,1$ m
- La pente des deux versants est égale à $\alpha = 6,65^\circ$ soit 12%.

- **Les surfaces :**

- Surface d'un pignon : $(36 \times 12) + \left(\frac{36 \times 2,1}{2}\right) = 468,8m^2$
- Surface d'un long-pan : $(48 \times 12) = 576m^2$
- Surface d'un versant de la toiture : $(18,122 \times 48) = 869,856m^2$

- **Les ouvertures:**

- Pignon principale :
 - deux portails de dimension $(5,4 \times 5)m^2$
 - 16 ouvertures de dimension $(1 \times 1,5) m^2$
 - Une porte de dimension $(2,2 \times 0,95) m^2$
- Pignon postérieure :
 - Deux portes de dimension $(2,2 \times 0,95) m^2$
 - 24 ouvertures de dimension $(1 \times 1,5) m^2$
- long-pan latérale gauche :
 - Deux portails de dimension $(5,4 \times 5)m^2$
 - 22 ouvertures de dimension $(1 \times 1,5) m^2$

Chapitre II : Etude climatique

- long-pan latérale droite :
 - un portail de dimension $(5,4 \times 5)m^2$
 - 18 ouvertures de dimension $(1 \times 1,5)m^2$ et 2 ouvertures de $(1 \times 0,8)m^2$
 - 8 Fenêtre de dimension de $(1,6 \times 1,5)m^2$
- Les deux directions principales du vent :
 - (Sens V_1) : le vent perpendiculaire au pignon.
 - (Sens V_2) : le vent perpendiculaire au long-pan.

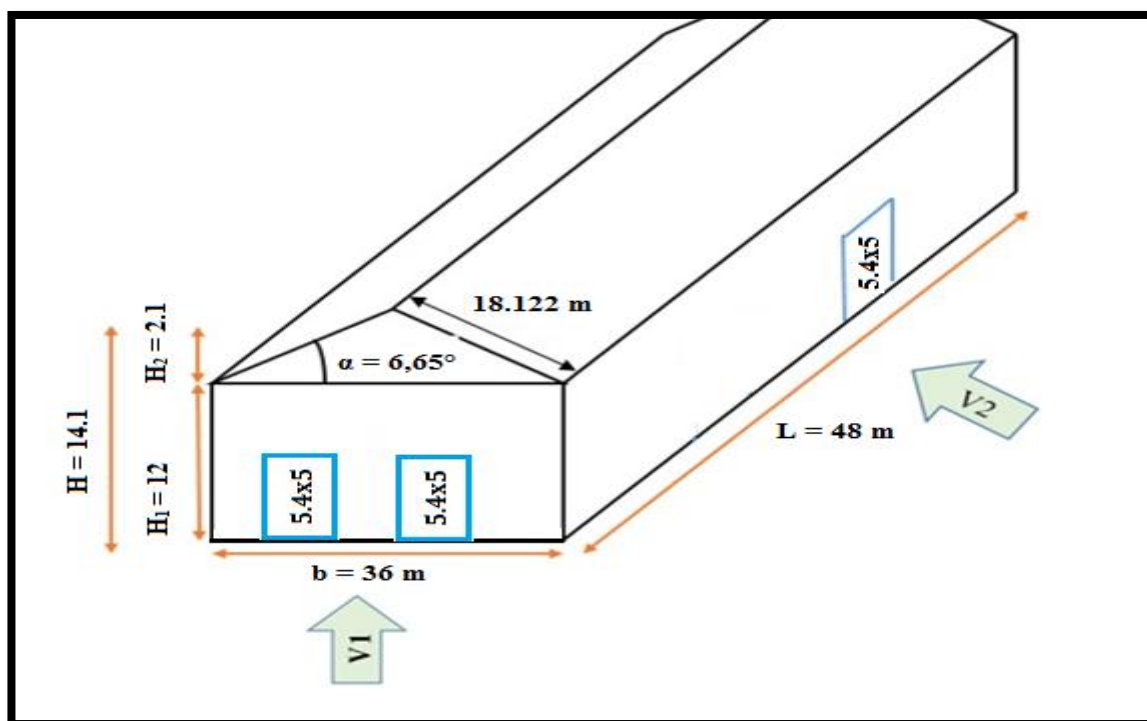


Figure II- 1: Les directions principales du vent.

- **Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul:**

- **Effet de la région:**

Le projet est situé zone industrielle oued semar lot n2 , et selon le RNV2013 la wilaya de d'alger est classée en zone **I**, et la pression dynamique de référence est donnée comme suit :

$$q_{dyn} = 375 \text{ N/m}^2$$

- **Catégorie du terrain :**

Notre structure elle est implanté dans une zones industrielles urbaines et selon le règlement RNV2013 le terrain est de catégorie **III** :

Chapitre II : Etude climatique

Catégorie de terrain III (Tableau 2.4, chapitre2 RNV 2013)

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
III	0.215	0.3	5

Tableau II- 1: Paramètres de la catégorie de terrain 0.

K_T : facteur de terrain

Z_0 : paramètre de rugosité

Z_{min} : hauteur minimale

- **Coefficient de topographie C_T**

Dans notre cas, on a un site plat, donc le coefficient de topographie C_T est égal à :

$C_T=1$ (§ 2.4.5.2, chapitre2 RNV 2013).

- **Calcul du coefficient dynamique C_d :**

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

C_d est donné en fonction des dimensions de la structure (la hauteur et la largeur), ainsi que du matériau constituant la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m ($H = 14,1m$).

On prend : $C_d=1$ (§ 3.2, chapitre2 RNV 2013).

On a : $C_d < 1,2$

Donc : la construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

- **Détermination de la pression aérodynamique W_z :**

D'après le règlement, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$W_z = q_p(z) * (C_{pe} - C_{pi}) \dots (N/m^2) \dots (D'après RNVA 2013 Chap 2, Formule 2.6)$$

$q_p(z)$: Pression dynamique du vent (N/m^2).

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

• **Calcul de la pression dynamique $q_{dyn}(z)$:**

La pression dynamique qui s'exerce sur un élément de surface j pour une structure permanente est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(z) = q_{réf} * C_{ex} \dots (N/m^2) \dots \dots \dots (Chapitre 2 RNVA 2013, Formule 2.1)$$

C_{ex} : coefficient d'exposition au vent.

Z_j : hauteur de référence.

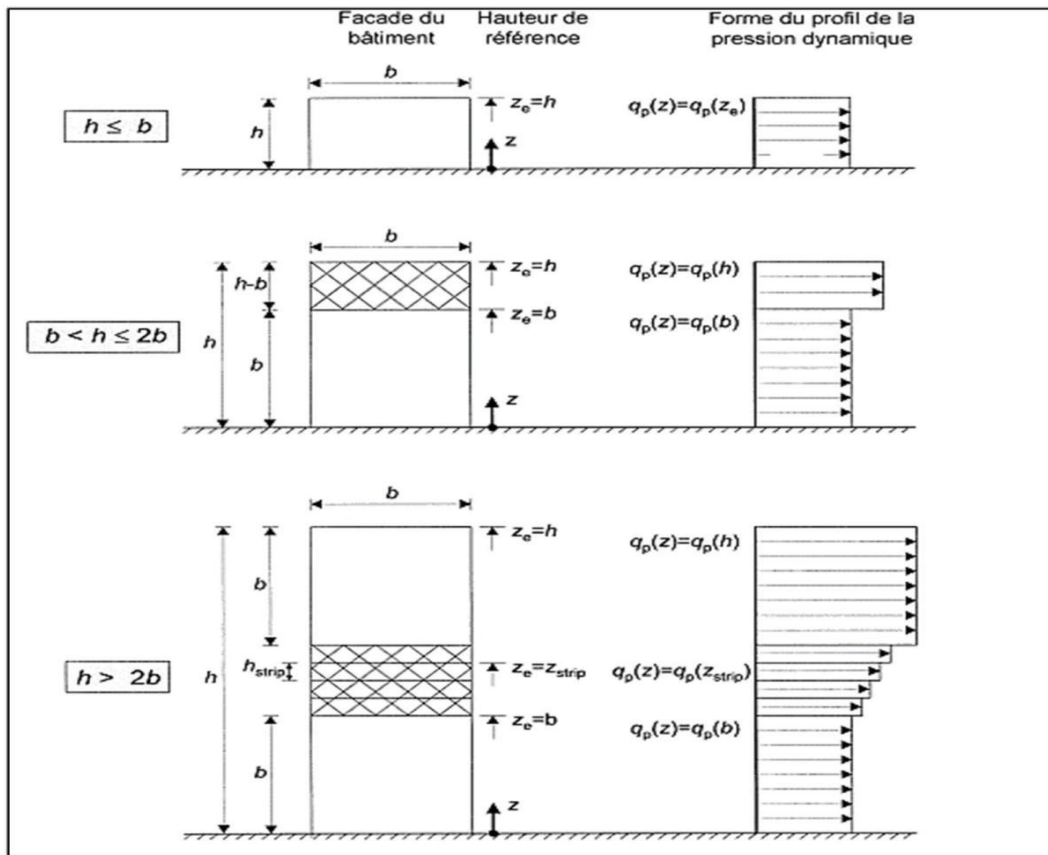


Figure II- 2: Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique

Chapitre II : Etude climatique

- **Hauteur de référence Z_e :**

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

Comme notre cas la hauteur des parois $h=12m$, et la largeur $b=36m \Rightarrow h \leq b$:

$$Z_e=h=12m$$

Pour les toitures, et selon RNVA 2013 (Chap 2 article 2.3.2); Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments :

$$Z_e=H=14,1m$$

- **Coefficient d'exposition C_e :**

Dans notre cas on a un site plat ($C_T = 1$), et un terrain de catégorie **III** .

Alors les valeurs des coefficients d'expositions C_e sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $Z=10m$ et $Z=15m$ tirées du (tableau 2.3, chapitre2, RNVA2013).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{(x)-f(x_0)}{x-x_0} (x - x_0) \dots \dots \dots \text{La formule d'interpolation}$$

AN :

$$f(x) = 1.703 + \frac{1.973-1.703}{15-10} (12 - 10) = 1.703 + \frac{0.27}{5} (2) = 1.811$$

$$f(x) = 1.703 + \frac{1.973-1.703}{15-10} (14.1 - 10) = 1.703 + \frac{0.27}{5} (4.1) = 1.924$$

Niveau	Z(m)	Ce(z)
Parois verticales	12	1,811
Toiture	14,1	1,924

Tableau II- 2 Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z

- **Calcul de la pression dynamique de pointe :**

$$q_{dyn}(z) = q_{réf} * C_{ex} \dots (N/m^2)$$

Niveau	$q_{réf}[N/m^2]$	$C_{ex}(z)$	$q_{dyn}(z_e)[N/m^2]$
Parois verticales:($Z_e= 12m$)	375	1,811	679,125
Toiture : ($Z_e= 14,1m$)	375	1,924	721,5

Tableau II- 3: Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z

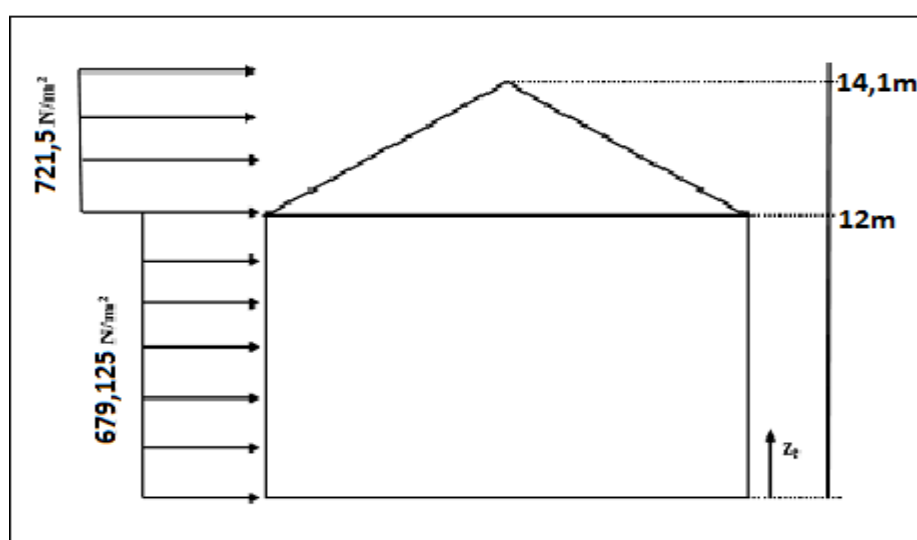


Figure II- 3: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e .

- **Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :**

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de $1 m^2$ et $10 m^2$ auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad : \quad \text{pour } A \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \log A \quad : \quad \text{pour } 1 m^2 < A < 10 m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad : \quad \text{pour } A \geq 10 m^2$$

Chapitre II : Etude climatique

Où : A (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée. (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1).

désigne la surface chargée de la paroi considérée. (Selon RNVA 2013 chap5, article (5.1.1)).

- **Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :**

- **Calcul de C_{pe} pour les parois verticales :**

D'après la figure 5.1 du RNVA 2013, on divise les parois comme suit :

- Pour le sens V1 :

$$\begin{matrix} b = 48m \\ d = 36m \\ h = 14,1m \end{matrix} \left\{ \begin{array}{l} e = \min [b ; 2h] \Rightarrow e = \min [36 ; 28,2] \Rightarrow e = 28,2m \\ d > e \Rightarrow \frac{e}{5} = 5,64m \Rightarrow \frac{4e}{5} = 22,56m \Rightarrow d - e = 19,8m \end{array} \right.$$

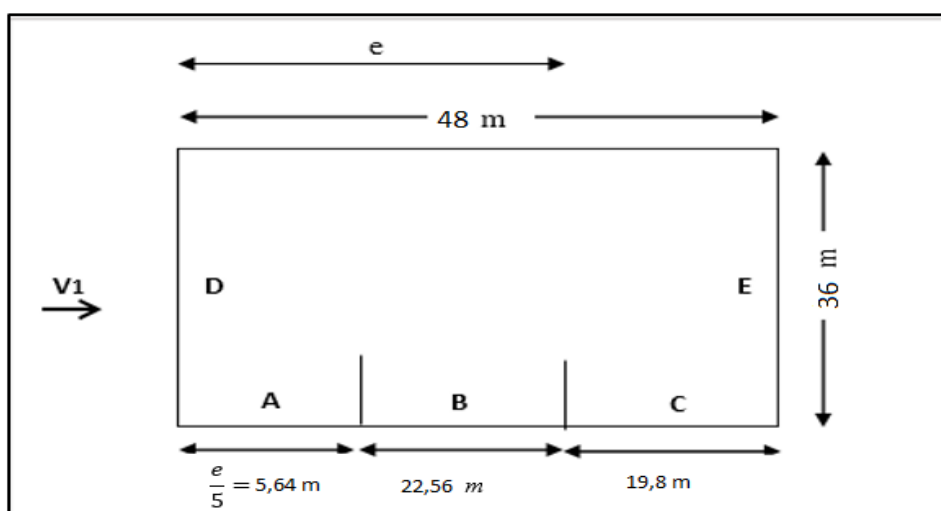


Figure II- 4: Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1

- **Calcul des surfaces pour chaque zone :**

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m^2)	$5,64 \times 12$ = 67,68	$22,56 \times 12$ = 270,72	$19,8 \times 12$ = 237,6	$(36 \times 12) + (2,1 \times 18)$ = 469,8	E=D = 469,8

Tableau II- 4: Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m^2).

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2$

Chapitre II : Etude climatique

Donc : $C_{pe} = C_{pe.10}$ pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2).

- Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on va déterminer les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone.

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II- 5: Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.

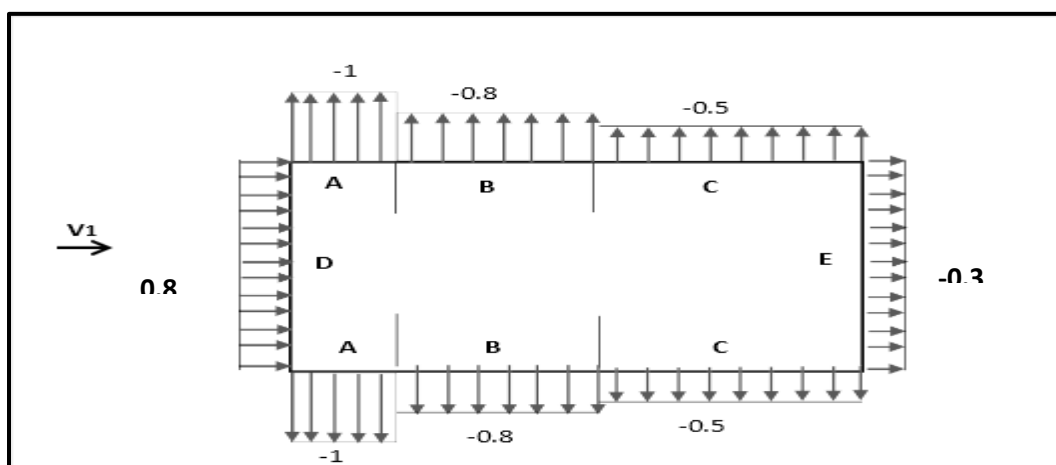


Figure II- 5: Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.

- **Calcul de C_{pe} pour la toiture :**

La direction du vent est définie par l'angle θ , et dans notre cas :

- Le vent est perpendiculaire au pignon (sens V1) et parallèle aux génératrices donc ;
 $\theta = 90^\circ$ (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).
- La toiture est à deux versants avec une pente de 12 % ce qui nous donne un angle de $\alpha = 6,65^\circ$ (comme la figure 5.4 du RNVA2013).

Pour $\theta = 90^\circ$, on va définir les différentes zones de pression F, G, H et I qui sont représentées sur la figure suivante :

Chapitre II : Etude climatique

$$\begin{aligned}
 b &= 48m \\
 d &= 36m \\
 h &= 14,1m
 \end{aligned}
 \left\{
 \begin{aligned}
 e &= \min [b ; 2h] \Rightarrow e = \min [36 ; 28,2] \Rightarrow e = 28,2m \\
 d &> e \Rightarrow \frac{e}{4} = 7,0m \Rightarrow \frac{e}{10} = 2,82m \Rightarrow \frac{e}{2} = 14,1m
 \end{aligned}
 \right.$$

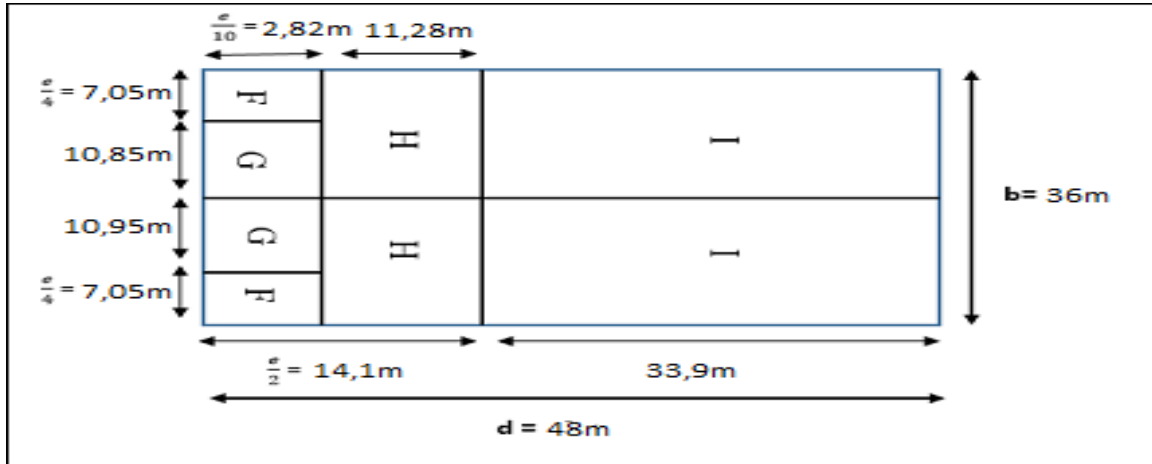


Figure II- 6: Les valeurs de Cpe qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zone	F	G	H	I
Surface (en m ²)	7,05 × 2,82 = 19,88	10,95 × 2,82 = 30,879	18 × 11,28 = 203,04	33,9 × 18 = 610,2

Tableau II- 6: Les valeurs de Cpe qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.

On remarque que :

- Les surfaces des zones de pression **F** et **G** de la toiture sont supérieures à 10m² (S ≥ 10m²).
Donc : $C_{pe} = C_{pe.10}$ pour chaque zone.
- Et les surfaces des zones de pression **H** et **I** sont aussi supérieures à 10m² (S ≥ 10m²).
Donc : $C_{pe} = C_{pe.10}$ pour chaque zone.
- Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du tableau(tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{(x)-f(x_0)}{x-x_0} (x - x_0) \dots \dots \dots \text{La formule d'interpolation}$$

AN :

Zone F : $S = 19,88m^2$ ($S > 10m^2$)

$$C_{pe} = C_{pe10} = -1.6 + \frac{-1.3 + 1.6}{15 - 5} (6.65 - 5) = -1.550$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -1,550$$

Zone G : $S = 139,1 m^2$ ($S > 10m^2$)

$$C_{pe} = C_{pe10} = -1.3 + \frac{-1.3 + 1.3}{15 - 5} (6.65 - 5) = -1.3$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -1,3$$

Zone H : $S = 201,91 m^2$ ($S > 10m^2$)

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.7 + \frac{-0,6 + 0,7}{15 - 5} (6.65 - 5) = -0,683$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -0,683$$

Zone I : $S = 610,2 m^2$ ($S > 10m^2$)

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{-0,5 + 0,6}{15 - 5} (6.65 - 5) = -0,583$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -0,583$$

- les résultats sont donnés comme suit :

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1,550	-1.3	-0.683	-0.583

Tableau II- 7: Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.

- **Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2):**

- **Calcul de C_{pe} pour les parois verticales :**

D'après la figure 5.1 de RNVA 2013, on divise les parois comme suit :

- Pour le sens V2 :

$$\begin{array}{l}
 b = 48m \\
 d = 36m \\
 h = 14,1m
 \end{array}
 \left\{
 \begin{array}{l}
 e = \min [b ; 2h] \Rightarrow e = \min [48 ; 28,2] \Rightarrow e = \mathbf{28,2m} \\
 d > e \Rightarrow \frac{e}{5} = 5,64m \Rightarrow \frac{4e}{5} = 22,56m \Rightarrow d - e = 7,8m
 \end{array}
 \right.$$

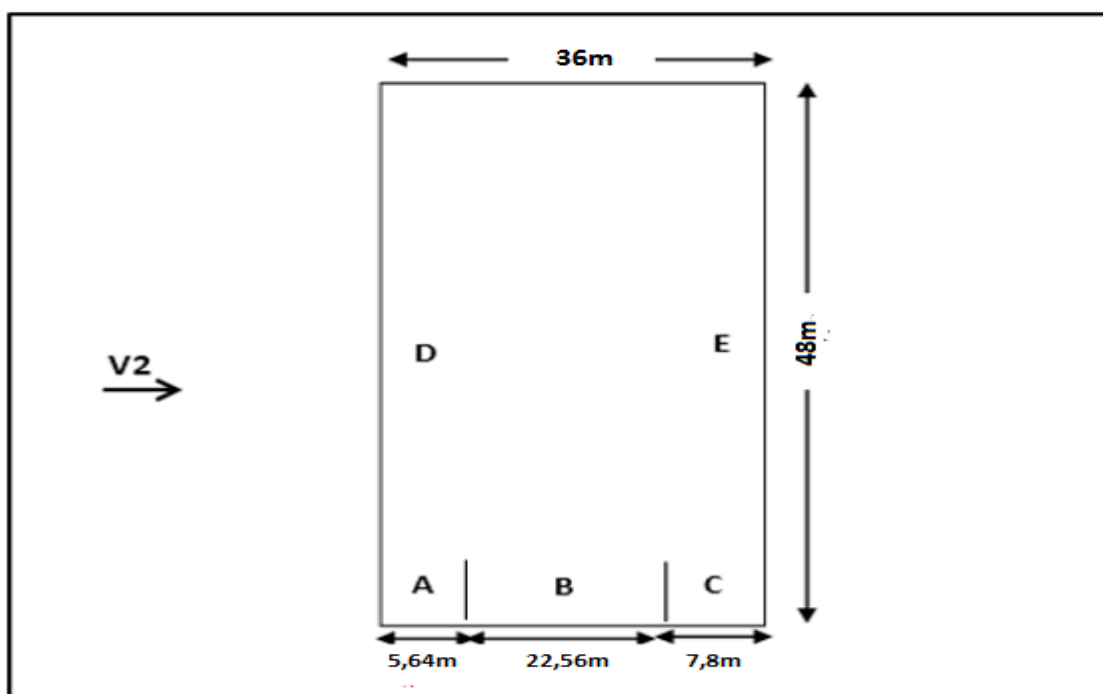


Figure II- 7: Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2.

- **Calcul des surfaces pour chaque zone :**

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m ²)	5,64 × 12 = 67,68	22,56 × 12 = 270,72	7,8 × 12 = 93,6	48 × 12 = 576	E = D = 576

Tableau II- 8: Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens V2.

Chapitre II : Etude climatique

- On remarque, que toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 ,

Donc $C_{pe} = C_{pe.10}$ pour chaque zone.

- Suivant le tableau 5.1 du RNVA 2013, on va déterminer les valeurs de C_{pe} correspondant :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II- 9: Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.

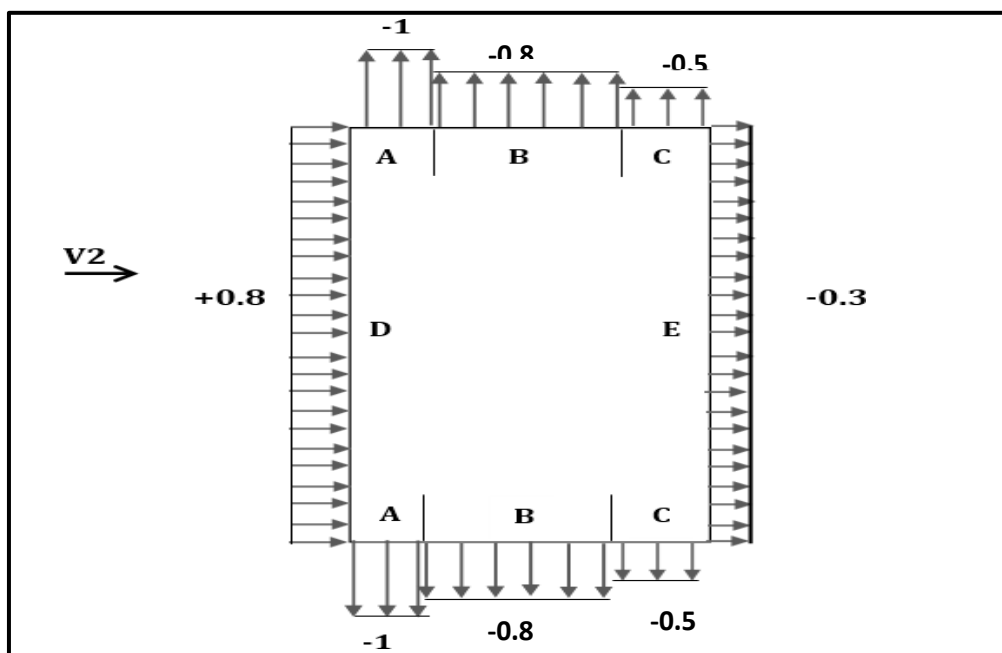


Figure II- 8: Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2

• Calcul de C_{pe} pour la toiture :

La direction du vent est définie par l'angle θ , et dans notre cas :

- Le vent est perpendiculaire au long-pan le (sens V2) et perpendiculaire aussi aux génératrices donc :

$$\theta = 0^\circ \dots\dots\dots(\text{Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1}).$$

- La toiture est à deux versants avec une pente de 12 % ce qui nous donne un angle de $\alpha = 6,65^\circ \dots\dots\dots$ (figure 5.4 de RNVA2013).
- Pour $\theta=0^\circ$, on va définir les différentes zones de pression F, G, H, I et J qui sont représentées sur la figure suivante :

Chapitre II : Etude climatique

$$\begin{aligned}
 b &= 48\text{m} \\
 d &= 36\text{m} \\
 h &= 14,1\text{m}
 \end{aligned}
 \left\{
 \begin{aligned}
 e &= \min [b; 2h] \Rightarrow e = \min [48; 28,2] \Rightarrow e = 28,2\text{m} \\
 d &> e \Rightarrow \frac{e}{4} = 7,05\text{m} \Rightarrow \frac{e}{10} = 2,82\text{m} \Rightarrow \frac{e}{2} = 14,1\text{m}
 \end{aligned}
 \right.$$

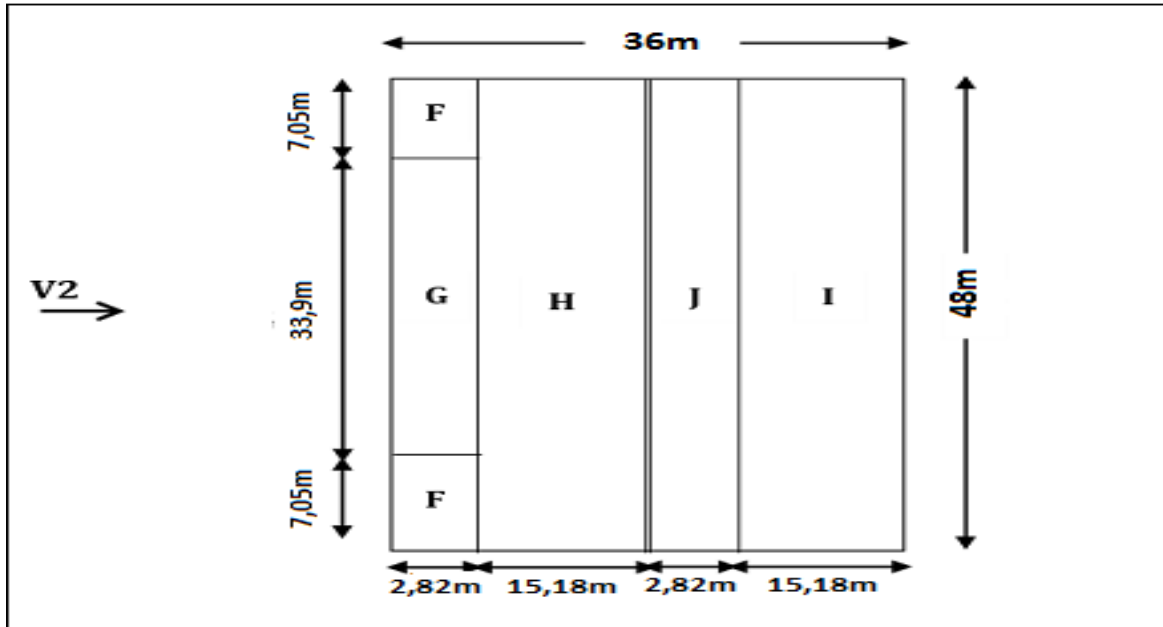


Figure II- 9: La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V2.

- Calcul des surfaces et des coefficients C_{pe} qui correspondent à chaque zone :

Zone	F	G	H	J	I
Surface (en m ²)	7,05 × 2,82 = 19,88	33,9 × 2,82 = 95,59	15,18 × 48 = 728,44	2,82 × 48 = 135,36	15,18 × 48 = 728,44

Tableau II- 10: Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.

On remarque que :

- toutes les surfaces sont supérieures à 10m Donc :
 $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone.

Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013) ($\theta = 0^\circ$).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{(x)-f(x_0)}{x-x_0} (x - x_0) \dots \dots \dots \text{La formule d'interpolation}$$

AN :

Zone F : $S = 19,88m^2 \dots\dots\dots (S > 10m^2)$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -1.7 + \frac{-0.9 + 1.7}{15 - 5} (6.65 - 5) = -1.568$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -1,568$$

Zone G : $S = 95,59 m^2 \dots\dots\dots (S > 10m^2)$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -1.2 + \frac{-0,8 + 1.2}{15 - 5} (6.65 - 5) = -1.134$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -1,134$$

Zone H : $S = 728,44 m^2 \dots\dots\dots (S > 10m^2)$

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{-0,3 + 0,6}{15 - 5} (6.65 - 5) = -0,551$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -0,551$$

Zone I : $S = 610,2 m^2 \dots\dots\dots (S > 10m^2)$

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{-0,4 + 0,6}{15 - 5} (6.65 - 5) = -0,583$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -0,567$$

Zone J : $S = 610,2 m^2 \dots\dots\dots (S > 10m^2)$

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{-1.0 + 0.6}{15 - 5} (6.65 - 5) = -0,666$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -0,666$$

Chapitre II : Etude climatique

La même procédure pour calculer les coefficients d'autres zones, les résultats sont donnés comme suit :

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1,568	-1,134	-0,551	-0,567	-0,666

Tableau II- 11: Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V2.

- **Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :**

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14 du RNVA 2013. Avec : (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

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

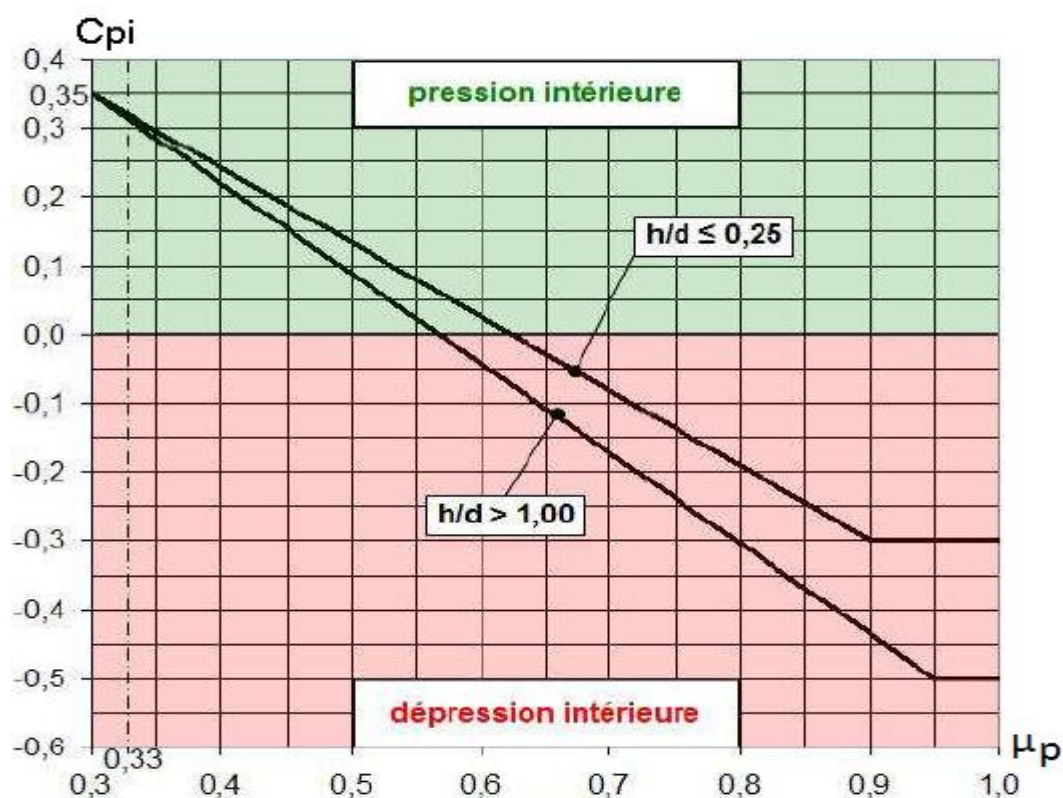


Figure II- 10: coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante,

Chapitre II : Etude climatique

Notre hangar possède :

- Pignon principale :
 - deux portails de dimension $(5,4 \times 5)m^2$
 - 16 ouvertures de dimension $(1 \times 1,5) m^2$
 - Une porte de dimension $(2,2 \times 0,95) m^2$
- Pignon postérieure :
 - Deux portes de dimension $(2,2 \times 0,95) m^2$
 - 24 ouvertures de dimension $(1 \times 1,5) m^2$
- long-pan latérale gauche :
 - Deux portails de dimension $(5,4 \times 5)m^2$
 - 22 ouvertures de dimension $(1 \times 1,5) m^2$
- long-pan latérale droite :
 - un portail de dimension $(5,4 \times 5)m^2$
 - 18 ouvertures de dimension $(1 \times 1,5)m^2$ et 2 ouvertures de $(1 \times 0,8)m^2$
 - 8 Fenêtre de dimension de $(1,6 \times 1,5)m^2$

Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

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

$$\mu_p = \frac{2(5,4 \times 5) + 16(1 \times 1,5) + 1(2,2 \times 0,95) + 2(5,4 \times 5) + 22(1 \times 1,5) + 1(5,4 \times 5) + 18(1 \times 1,5) + 2(1 \times 0,8) + 8(1,6 \times 1,5)}{2(5,4 \times 5) + 16(1 \times 1,5) + 1(2,2 \times 0,95) + 2(2,2 \times 0,95) + 24(1 \times 1,5) + 2(5,4 \times 5) + 22(1 \times 1,5) + 1(5,4 \times 5) + 18(1 \times 1,5) + 2(1 \times 0,8) + 8(1,6 \times 1,5)}$$

$$\mu_p = \frac{64(1 \times 1,5) + 2(2,2 \times 0,95) + 3(5,4 \times 5) + 2(1 \times 0,8) + 8(1,6 \times 1,5)}{5(5,4 \times 5) + 80(1 \times 1,5) + 3(2,2 \times 0,95) + 2(1 \times 0,8) + 8(1,6 \times 1,5)}$$

$$\mu_p = \frac{201,98}{282,07} = 0,72$$

Le rapport $\frac{h}{d} = \frac{14,1}{48} = 0,29 \Rightarrow 0,25 \leq \frac{h}{d} \leq 1$

Le rapport h/d est compris entre ($h/d=0.25$) et ($h/d=1$), on utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de C_{pi} selon la Note de figure 5.14 de RNVA2013.

C_{pi} est compris entre -0.25 et -0.2

$$C_{Pi} = -0,25 + \frac{-0,2+0,25}{1-0,25}(0,72 - 0,25) = -0,219$$

Donc $C_{pi} = -0,219$

- **Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2).**

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

$$M_p = \frac{1(5,4 \times 5) + 18(1 \times 1,5) + 2(1 \times 0,8) + 8(1,6 \times 1,5) + 2(5,4 \times 5) + 16(1 \times 1,5) + 1(2,2 \times 0,95) + 2(2,2 \times 0,95) + 24(1 \times 1,5)}{2(5,4 \times 5) + 16(1 \times 1,5) + 1(2,2 \times 0,95) + 2(5,4 \times 5) + 24(1 \times 1,5) + 2(5,4 \times 5) + 22(1 \times 1,5) + 1(5,4 \times 5) + 18(1 \times 1,5) + 2(1 \times 0,8) + 8(1,6 \times 1,5)}$$

$$\mu_p = \frac{58(1 \times 1,5) + 3(2,2 \times 0,95) + 3(5,4 \times 5) + 2(1 \times 0,8) + 8(1,6 \times 1,5)}{5(5,4 \times 5) + 80(1 \times 1,5) + 3(2,2 \times 0,95) + 2(1 \times 0,8) + 8(1,6 \times 1,5)}$$

$$M_p = \frac{195,07}{282,07} = 0,7$$

Le rapport $\frac{h}{b} = \frac{14,1}{36} = 0,39 \Rightarrow 0,25 \leq \frac{h}{d} \leq 1$

Le rapport h/b est compris entre (h/d=0.25) et (h/d=1), on utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de C_{pi} selon la Note de figure 5.14 de RNVA2013.

C_{pi} est compris entre -0.08 et -0.175

$$C_{pi} = -0,08 + \frac{-0,175 + 0,08}{1 - 0,25} (0,7 - 0,25) = -0,137$$

Donc C_{pi} = - 0.137

- **Calcul de la pression aérodynamique:**

D'après le règlement RNVA2013, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$q_i = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] (N/m^2) \dots \dots \dots (\text{RNVA2013 Chap 2, formule 2.6})$$

- Vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :
 - Parois verticales :

ZONE	$q_{dyn}(z_j)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$Q_j[N/m^2]$
A	679,125	-1	-0,163	-0,837	-568,427
B	679,125	-0.8	-0,163	-0,637	-432,602
C	679,125	-0.5	-0,163	-0,337	-228,865
D	679,125	+0.8	-0,163	-0,963	653,997
E	679,125	-0.3	-0,163	-0.137	-93,04

Tableau II- 12: Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1

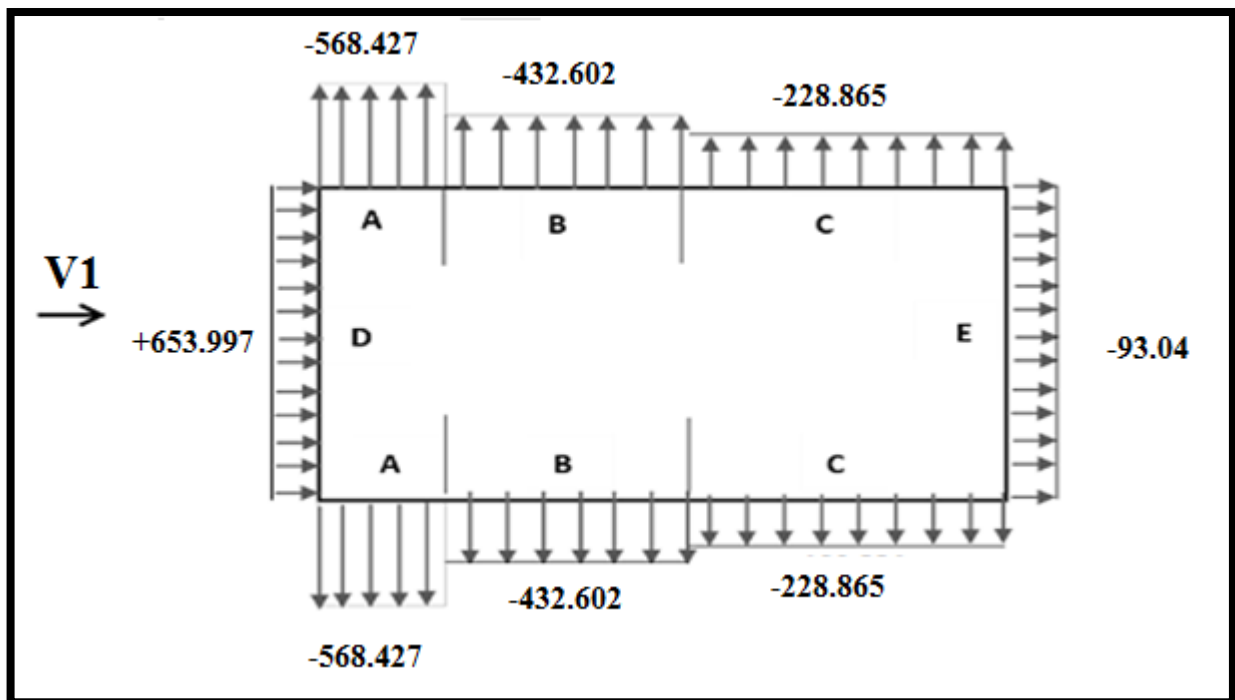


Figure II- 11: La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de

ZONE	$q_{dyn}(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j [N/m^2]$
F	721,5	-1,550	-0,163	-1,387	-1000,72
G	721,5	-1,3	-0,163	-1,137	-820,345
H	721,5	-0,683	-0,163	-0,52	-375,18
I	721,5	-0,583	-0,163	-0,42	-303,03

Tableau II- 13: valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1

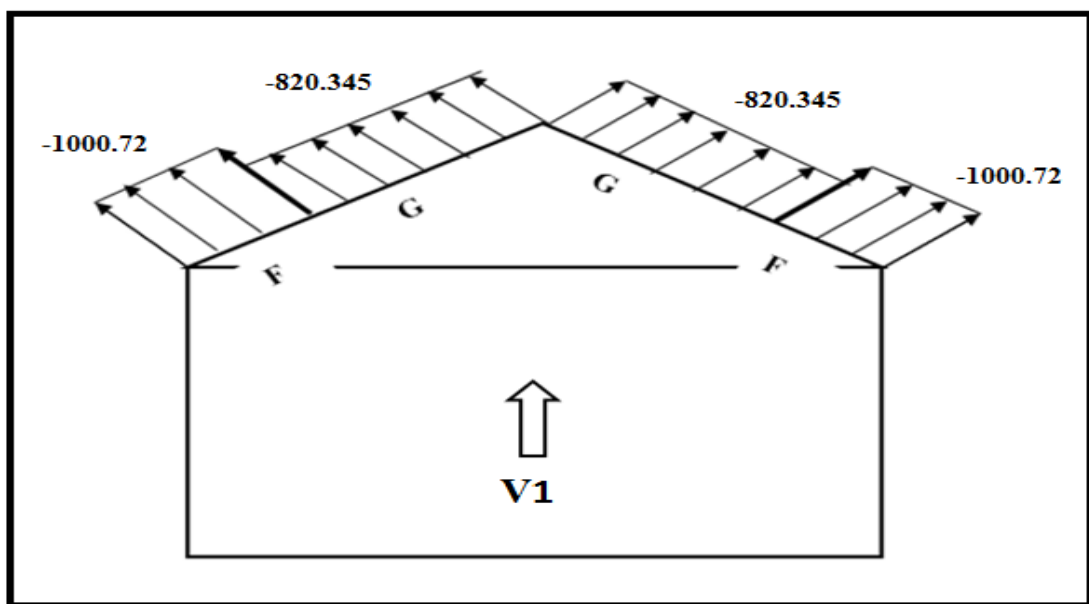


Figure II- 12: La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1

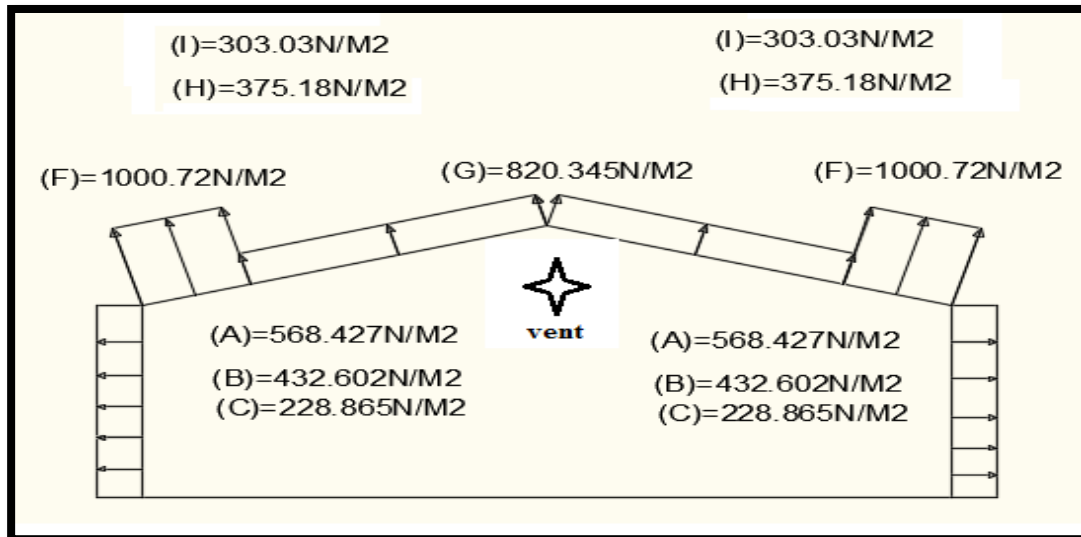


Figure II- 13: La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

- **Vent perpendiculaire au long-pan (sens V2) :**
 - **Parois verticales :**

ZONE	$q_{dyn}(Z_j)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j [N/m^2]$
A	679,125	-1	-0.137	-0,863	-586,084
B	679,125	-0.8	-0.137	-0.663	-450,259
C	679,125	-0.5	-0.137	-0.363	-246,522
D	679,125	+0.8	-0.137	+0.937	+636,340
E	679,125	-0.3	-0.137	-0.163	-110,697

Tableau II- 14: valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

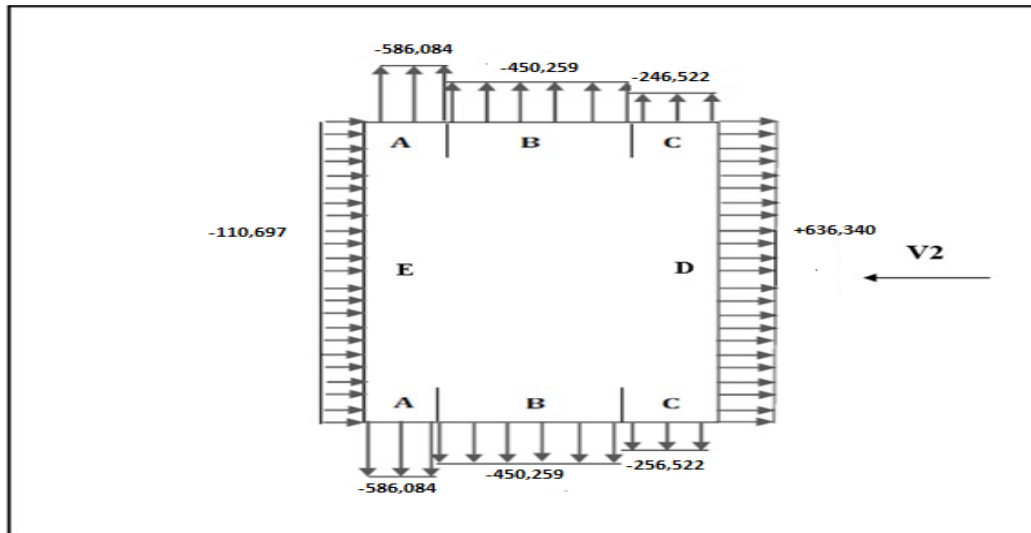


Figure II- 14: La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

• Toiture :

ZONE	$q_{dyn}(Z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j[N/m^2]$
F	721,5	-1,568	-0.137	-1.431	-1032,466
G	721,5	-1,134	-0.137	-0.997	-719,335
H	721,5	-0,551	-0.137	-0.414	-298,701
I	721,5	-0,567	-0.137	-0.43	-310,245
J	721,5	-0,666	-0.137	-0.529	-381,673

Tableau II- 15: valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2

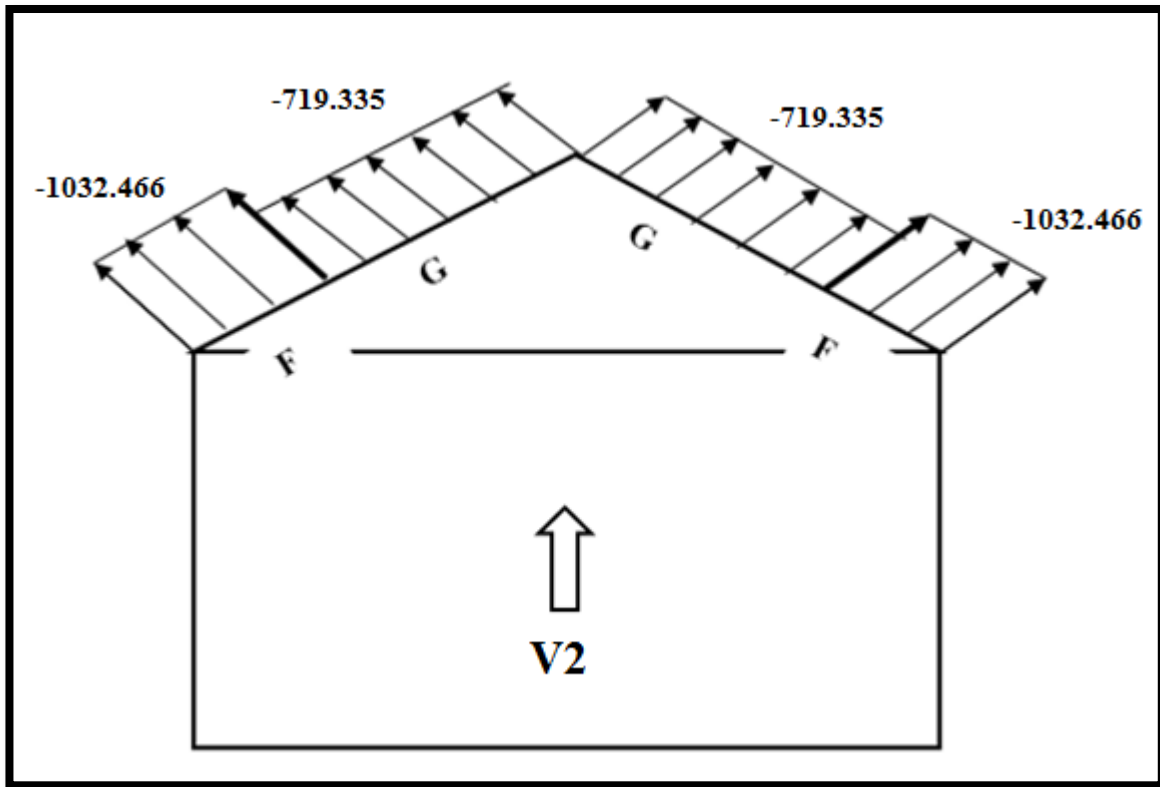


Figure II- 15: La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_2 .

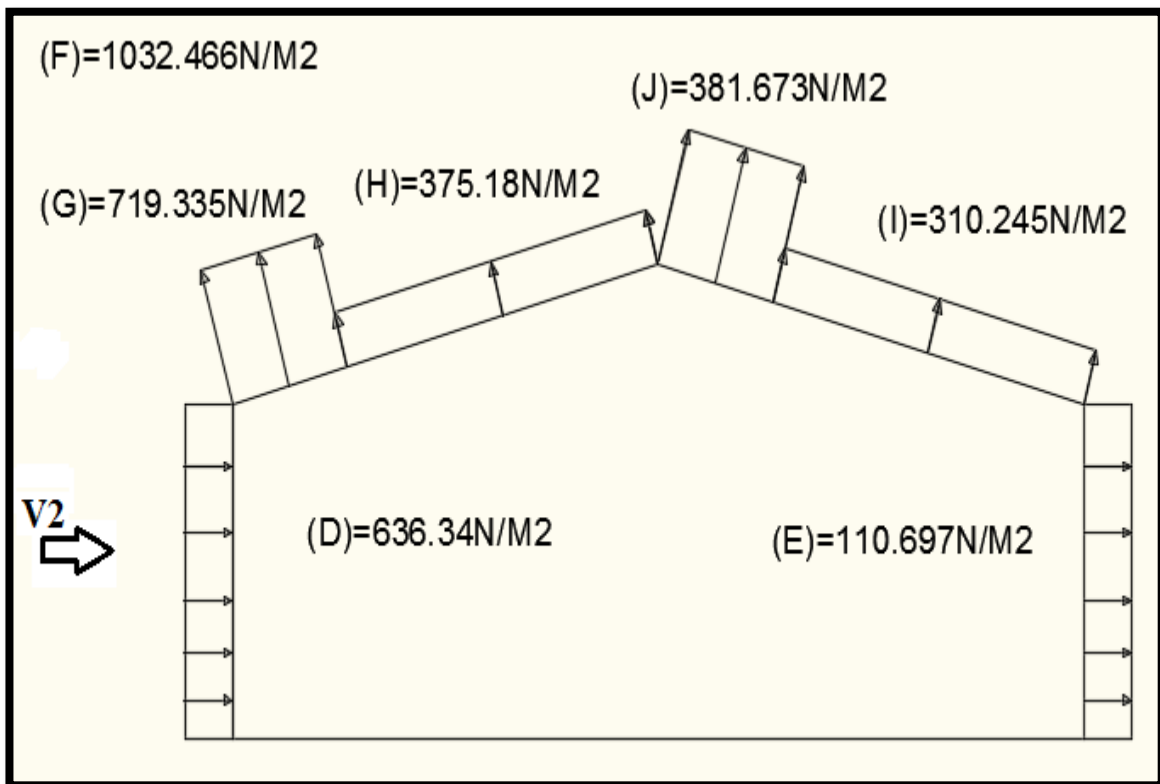


Figure II- 16: La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_2 .

II.2 ACTION D'ENSEMBLE

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par la sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ et F_{fr} respectivement données par :

- Forces extérieures : $F_{we} = C_d \times \sum W_e \times A_{réf}$
- Forces intérieures : $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf}$
- Force de frottement : $F_{fr} = C_{fr} \times q_{p(ze)} \times A_{fr}$

Où :

- W_e est la pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur Z_e donnée par l'expression :

$$W_e = q_{p(ze)} \times C_{pe}$$

- W_i est la pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur Z_i donnée par l'expression :

$$W_i = q_{p(zi)} \times C_{pi}$$

$A_{réf}$: est l'aire de référence de la surface élémentaire.

C_{fr} : est le coefficient de frottement.

A_{fr} : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent.

Z_e ; Z_i respectivement les hauteurs de référence des pressions extérieures et intérieures ;
(Selon le RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.2).

- **Cas de vent perpendiculaire au pignon (V1):**

- **Détermination de la force extérieure F_{we} :**

$$F_{we} = C_d \times \sum W_e \times A_{réf} \quad \text{Avec} \quad C_d=1 \quad \text{et} \quad W_e = q_{p(ze)} \times C_{pe}$$

– Calcul de la pression extérieure We :

ZONE	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C _{pe}	We [KN/m ²]
D	679,125	+0.8	+0.543
E	679,125	-0.3	-0.203
F	721,5	-1.550	-1,118
G	721,5	-1.3	-0.937
H	721,5	-0.683	-0.492
I	721,5	-0.583	-0.420

Tableau II- 16: les résultats de calcul de la pression extérieure We , correspondant à chaque zone.

• **Calcul de la force extérieure F_{we} :**

Element	ZONE	C _d	We[KN/m ²]	A _{réf} [m ²]	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ [KN]	Composantes verticales de $F_{w,e}$ [KN]
Parois .V	D	1	+0,543	469,8	+255,10	0
Parois .V	E	1	-0,203	469,8	-95,36	0
Toiture	F	1	-1,118	19,88	0	-22,22
Toiture	G	1	-0,937	30,88	0	-28,92
Toiture	H	1	-0,492	203,04	0	-99,89
Toiture	I	1	-0,420	610,2	0	-256,28
				$F_{w,e}$ [KN] (résultante)	-159,74	-407,31

Tableau II- 17: les résultats de calcul de la force extérieure F_{we} , correspondant à chaque zone.

- Détermination de la force intérieure F_{wi} :

$$F_{w.i} = \sum W_i \times A_{réf} \quad \text{Avec } W_i = q_{p(z_i)} \times C_{pi}$$

- Calcul de la pression intérieure W_i :

ZONE	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C _{pi}	W _i [KN/m ²]
D	679,125	-0,163	-0,111
E	679,125	-0,163	-0,111
F	721,5	-0,163	-0,118
G	721,5	-0,163	-0,118
H	721,5	-0,163	-0,118
I	721,5	-0,163	-0,118

Tableau II- 18: Les résultats de calcul de la pression intérieure W_i , correspondant à chaque zone

- Calcul de force intérieure F_{wi} :

Elément	ZONE	W _i [KN/m ²]	A _{réf} [m ²]	Composantes horizontales de F _{w,i} [[KN]	Composantes verticales de F _{w,i} [KN]
Parois .V	D	-0,111	469,8	-52,14	0
Parois .V	E	-0,111	469,8	-52,14	0
Toiture	F	-0,118	19,88	0	-2,34
Toiture	G	-0,118	30,87	0	-3,64
Toiture	H	-0,118	203,04	0	-23,95
Toiture	I	-0,118	610,2	0	-72,0
			F_{wi} (résultante) [KN]	-104,28	-101,93

Tableau II- 19: les résultats de calcul de la force intérieure F_{wi} , correspondant à chaque zone.

- **Détermination de la force de frottement F_{fr} :**

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être **négligés**. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). (Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3).

- **Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon:**

- **Calcul des surfaces parallèles au vent :**

- La surface des deux parois verticales (long pan):

$$S_{paroi} = [(12 \times 48) \times 2] = 1152m^2$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent:

$$S_{toit} = \left[\left(\frac{2.1}{\sin 6.65} \right) \times 48 \times 2 \right] = (18.12 \times 48 \times 2) = 1740.87m^2$$

⇒ Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 1152 + 1740,87 = 2892,97m^2.$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

- La surface des deux pignons:

$$S_{pignons} = [(36 \times 12) + (18 \times 2.1)] \times 2 = 939.6m^2$$

- Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013):

L'aire totale des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ l'aire totale des surfaces perpendiculaire au vent

$$S = 2891.52m^2 < 4 \times 939.6m^2 = 3758.4m^2 \dots\dots\dots \text{CONDITION VERIFIEE}$$

⇒Donc on ne doit négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au pignon.

• **Calcul de la stabilité d'ensemble**

- **Stabilité longitudinale**_(petite face au vent) :

Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la direction du vent V_1 et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-dessous :

	Action horizontale [KN]	Action verticale [KN]
$F_{w,e}$	-159,74	0
$F_{w,e}$	0	-407,31
$F_{w,i}$	-104,28	0
$F_{w,i}$	0	-101,93
F_{fr}	81,497	0
Résultante $F_{w,H}$	-182,523	0
Résultante $F_{w,V}$	0	-509,24

Tableau II- 20: La force F_w résultante, cas V_1 .

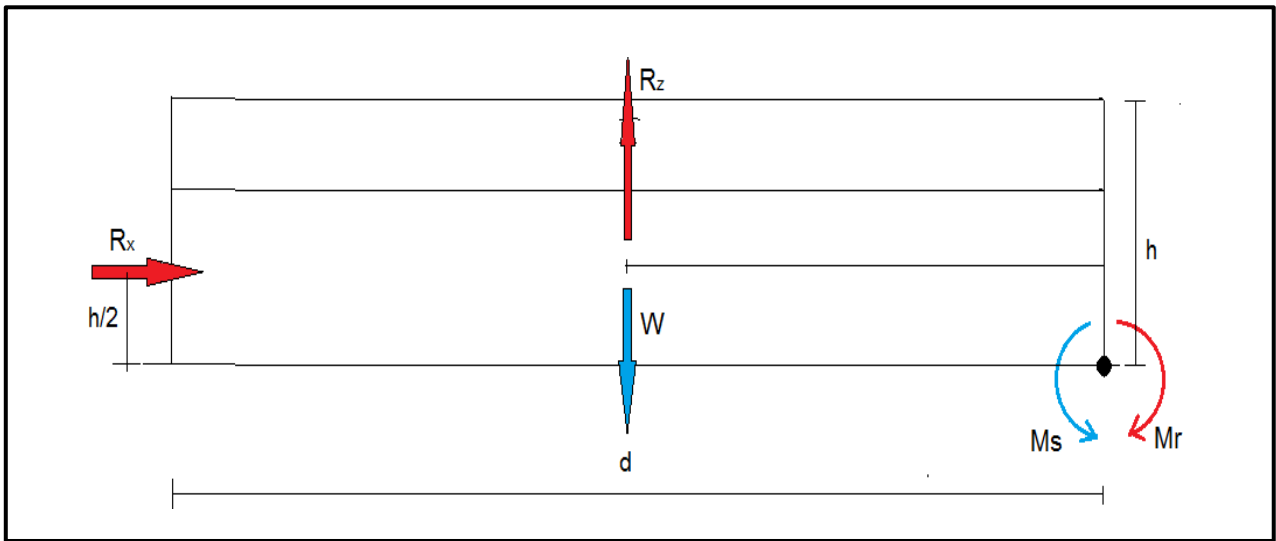


Figure II- 17: stabilité longitudinale

- **Calcul du moment de renversement**

$$M_r = \left(F_{W,H} \times \frac{n}{2} \right) + \left(F_{w,v} \times \frac{a}{2} \right)$$

$$M_r = \left[182.523 \times \frac{141}{2} \right] + \left[509.24 \times \frac{48}{2} \right]$$

$$M_r = 13508,78 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment stabilisant** (avec un poids propre du hangar estimé) :

$$M_s = w \times \frac{b}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar (w = 0.5 KN/m²).

$$w = 0.5 \times S_{sol}$$

$$w = 0.5 \times 48 \times 36$$

$$w = 864 \text{ KN}$$

$$M_s = 864 \times 48/2$$

$$M_s = 20736 \text{ KN.m}$$

$M_s = 20736 \text{ KN.m} > M_r = 13508,78 \text{ KN.m}$ la stabilité longitudinale est vérifiée.

- **Calcul du moment stabilisant** (avec le poids propre calculé du hangar) :

$$M_s = w \times \frac{b}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar (w = 1819,26 KN du CHAPITRE 04).

$$M_s = 1819,26 \times 48/2$$

$$M_s = 43662,24 \text{ KN.m}$$

$M_s = 43662,24 \text{ KN.m} > M_r = 13508,78 \text{ KN.m}$la stabilité longitudinale est vérifiée

- **Cas de vent perpendiculaire au long pan (V2):**

- **Détermination de la force extérieure F_{we} :**

$$F_{we} = C_d \times \sum W_e \times A_{réf} \quad \text{Avec} \quad C_d=1 \quad \text{et} \quad W_e = q_{p(z_e)} \times C_{pe}$$

- **Calcul de la pression extérieure W_e :**

ZONE	$q_p(z_e)[N/m^2]$	C_{pe}	$W_e [KN/m^2]$
D	679,125	+0.8	+0.543
E	679,125	-0.3	-0.203
F	721,5	-1,568	-1.131
G	721,5	-1,134	-0.818
H	721,5	-0.551	-0.397
I	721,5	-0.567	-0.409
J	721,5	-0.666	-0.480

Tableau II- 21: les résultats de calcul de la pression extérieure W_e , correspondant à chaque zone

- Calcul de la force extérieure $F_{w,e}$:

Element	ZONE	Cd	We[KN/m ²]	A _{réf} [m ²]	Composantes horizontales de F _{w,e} [KN]	Composantes verticales de F _{w,e} [KN]
Parois .V	D	1	+0.543	576	+312.768	0
Parois .V	E	1	-0.203	576	-116.928	0
Toiture	F	1	-1.131	19.88	0	-22.484
Toiture	G	1	-0.818	95.59	0	-78.192
Toiture	H	1	-0.397	728.44	0	-289.19
Toiture	I	1	-0.409	728.44	0	-297.931
Toiture	J	1	-0.480	135.36	0	64.972
				F _{w,e} [KN] (résultante)	+195.84	-752.769

.....

Tableau II- 22: Les résultats de calcul de la force extérieure Fwe, correspondant à chaque zone

- Calcul de la force extérieure F_{we} :

Element	ZONE	Cd	We [KN/m ²]	A _{réf} [m ²]	Composantes horizontales de F _{w,e} [KN]	Composantes verticales de F _{w,e} [KN]
Parois .V	D	1	+0.543	576	+312.768	0
Parois .V	E	1	-0.203	576	-116.928	0
Toiture	F	1	-1.131	19.88	0	-22.484
Toiture	G	1	-0.818	95.59	0	-78.192
Toiture	H	1	-0.397	728.44	0	-289.19
Toiture	I	1	-0.409	728.44	0	-297.931
Toiture	J	1	-0.480	135.36	0	64.972
				F _{w,e} [KN] (résultante)	+195.84	-752.769

Tableau II- 23: Les résultats de calcul de la force extérieure Fwe, correspondant à chaque zone

- Détermination de la force intérieure F_{wi} :

$$F_{wi} = C_d \times \sum W_i \times A_{réf} \quad \text{Avec } C_d=1 \quad \text{et} \quad W_i = q_{p(z_e)} \times C_{pi}$$

- Calcul de la pression intérieure W_i :

ZONE	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pi}	W_i [KN/m ²]
D	679.125	-0.137	-0.093
E	679.125	-0.137	-0.093
F	721.5	-0.137	-0.098
G	721.5	-0.137	-0.098
H	721.5	-0.137	-0.098
I	721.5	-0.137	-0.098
J	721.5	-0.137	-0.098

Tableau II- 24: Les résultats de calcul de la pression intérieure W_i , correspondant à chaque zone.

- Calcul de force intérieure $F_{w,i}$:

Elément	ZONE	W_i [KN/m ²]	$A_{réf}$ [m ²]	Composantes horizontales de $F_{w,i}$ [[KN]	Composantes verticales de $F_{w,i}$ [KN]
Parois .V	D	-0.093	576	-53,56	0
Parois .V	E	-0.,093	576	-53,56	0
Toiture	F	-0.098	19,88	0	-1,948
Toiture	G	-0.098	95,59	0	-9,367
Toiture	H	-0.098	728,44	0	-71,387
Toiture	I	-0.098	728 ,44	0	-71,387
Toiture	J	-0.098	135,36	0	-13,265
$F_{w,i}$ [KN] (résultante)				-107,12	-167,35

Tableau II- 25: Les résultats de calcul de la force intérieure F_{wi} , correspondant à chaque zone

- **Détermination de la force de frottement F_{fr} :**

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être **négligés**. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). (Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3).

- **Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long-pan:**

Calcul des surfaces parallèles au vent :

- La surface des deux pignons:

$$P_{\text{pignons}} = [(36 \times 12) + (18 \times 2.1)] \times 2 = 939.6 \text{ m}^2$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport à la direction du vent:

$$S_{\text{toit}} = \left[\left(\frac{2.1}{\sin 6.65} \right) \times 2 \times 48 \right] = 1740.87 \text{ m}^2$$

- Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 939,6 + 1740,87 = 2680,47 \text{ m}^2$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

- La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{\text{parois verticales}} = [(48 \times 12)] \times 2 = 1152 \text{ m}^2$$

- Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013):

L'aire totale des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent

$S = 1152 + 1740.87 = 2680.47 \text{ m}^2 < 4 \times 1152 \text{ m}^2 = 4608 \text{ m}^2 \dots \dots \dots$ CONDITION VERIFIEE
 \Rightarrow Donc, on doit négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au long-pan.

- Calcul de la stabilité d'ensemble :
 - Stabilité transversal_(grande face au vent) :

Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la direction du vent V_2 et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-dessous :

	Action horizontale [KN]	Action verticale [KN]
F_{we}	+195,84	0
$F_{w,e}$	0	-752,769
$F_{w,i}$	-107,12	0
F_{wi}	0	-167,35
F_{fr}	0	0
Résultante $F_{w,H}$	88.72	0
Résultante $F_{w,V}$	0	-920.119

Tableau II- 26: La force F_w résultante, cas V_2

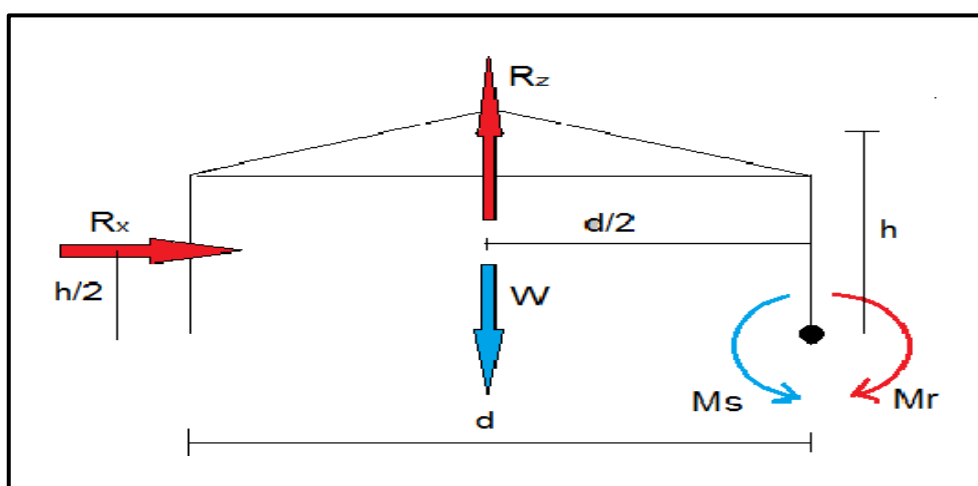


Figure II- 18: stabilité transversale.

- **Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = \left(F_{w,H} \times \frac{h}{2} \right) + \left(F_{w,V} \times \frac{d}{2} \right)$$

$$M_r = \left[88.72 \times \frac{14.1}{2} \right] + \left[920.119 \times \frac{36}{2} \right]$$

$$M_r = 17187.618 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar estimé) :

Avec :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

w : poids total de la surface du hangar ($w = 0.5 \text{ KN/m}^2$). $w = 0.5 \times S_{\text{sol}}$

$$w = 0.5 \times 48 \times 36$$

$$w = 864 \text{ KN}$$

$$M_s = 864 \times 36/2$$

$$M_s = 15552 \text{ KN.m}$$

$M_s = 15552 \text{ KN.m} < M_r = 17187,618 \text{ KN.m}$la stabilité transversale n'est pas vérifiée

- **Calcul du moment stabilisant** (avec le poids propre calculé du hangar) :

$$M_s = w \times \frac{b}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar ($w = 1819,26 \text{ KN}$ du CHAPITRE 04).

$$M_s = 1819,26 \times 36/2$$

$$M_s = 32746,68 \text{ KN.m}$$

$M_s = 32746,68 \text{ KN.m} > M_r = 17187.618 \text{ KN.m}$la stabilité transversale est vérifiée

II.3 ETUDE A LA NEIGE

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

- **Domaine d'application:**

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000 m. (Selon RNVA 2013 partie I, Article 2.2)

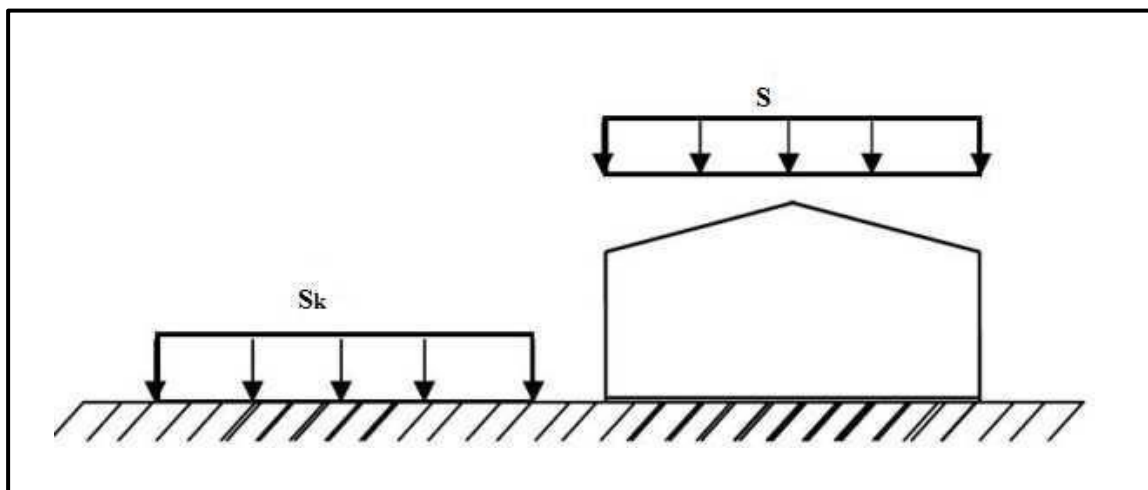


Figure II- 19:Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

- **La charge de neige sur le sol :**

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

Dans notre cas :

- ✓ Le projet est implanté à la zone industrielle oued semar lot n2 qui est classée en zone B selon la classification de (L'annexe 1RNVA2013).
- ✓ L'altitude du projet est d'environ 50m.
- ✓ Donc : S_k est donnée par la formule suivante:

$$S_k = \frac{0.04H+10}{100} [KN/m^2]$$

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer : **H = 50m**

A.N : $S_k = \frac{0.04 \times 50 + 10}{100} = 0.12 KN/m^2$

Donc : $S_k = 0.12 kN/m^2$

- **Coefficient de forme de la toiture:**

- Il est en fonction de la forme de la toiture.
- Dans notre cas le hangar a une toiture a deux versants avec une pente $\alpha = 6.65^\circ$;
- D'où $0 \leq \alpha = 6.65^\circ \leq 30^\circ$

On adopte pour le coefficient $\mu_1 = 0.8$. (Selon le tableau 2, RNVA2013 partie I.6.2.2).

- **Calcul des charges de neige sur la toiture:**

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

$$S = \mu_1 \cdot S_k \quad [kN/m^2]$$

A.N: $S = 0.8 \times 0.12 = 0.096 kN/m^2$.

Donc: $S = 0.096 kN/m^2$.

- **Disposition de charge sans accumulation:**

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 6.65^\circ \leq 30^\circ \mu = 0.8$$

✓ $S = 0.8 \times 0.12 = 0.096 KN/m^2$ Par projection horizontale.

✓ $S = 0.096 \cos 6.65 = 0.095 KN/m^2$ Suivant rampant

Et la figure suivante nous montre la distribution de la charge de neige par projection horizontale, et suivant rampant:

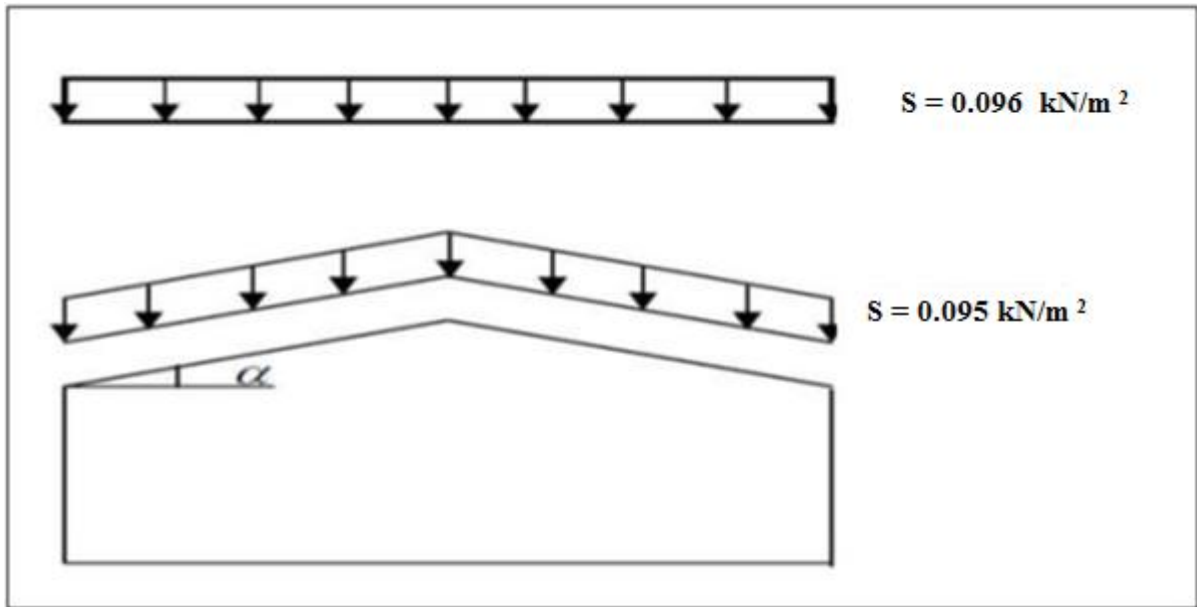


Figure II- 20: Charges de neige sans redistribution par le vent.

- **Disposition de charge avec accumulation:**

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 6.65^\circ \leq 30^\circ \mu = 0.8$$

$$S = 0.8 \times 0.12 = 0.096 \text{ KN/m}^2$$

$$0.5 \times S = 0.5 \times 0.096 = 0.048 \text{ KN/m}^2$$

$$0.048 \cos 6.5 = 0.047 \text{ KN/m}^2$$

$$0.096 \cos 6.65 = 0.095 \text{ KN/m}^2$$

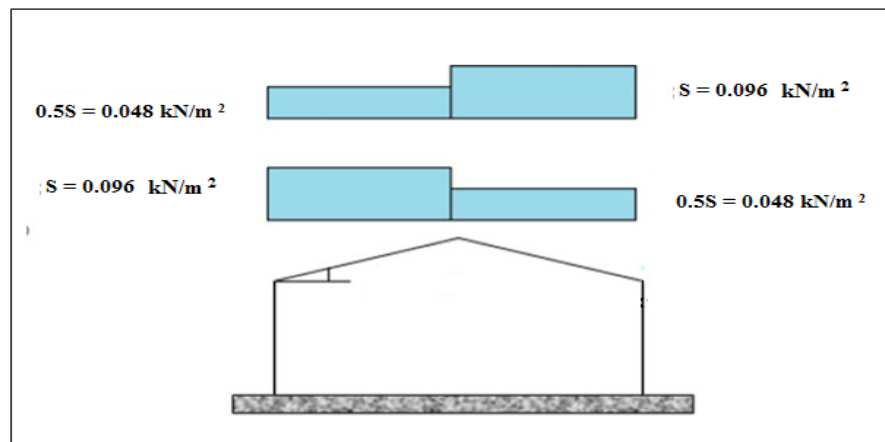


Figure II- 21: Charges de neige

***Chapitre III : Pré- dimensionnement
des éléments***

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

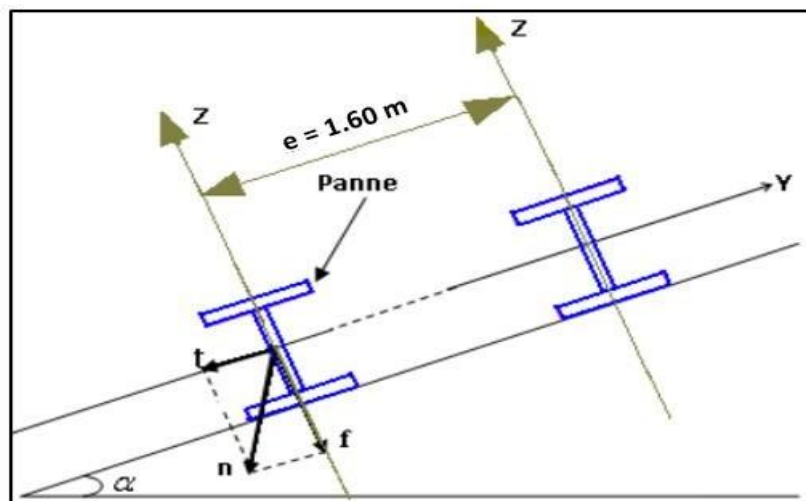
Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profils qui devront résister aux différentes sollicitations suivant les règlements de l'**EUROCOD.3**, et de l'ouvrage de (Mr DAHMANI), le principe de la vérification nécessite la résistance et la stabilité. Les profils concernés par cette étude sont : **les pannes, les lisses de bardages et les potelets**

Etude des pannes :

Définition :

Les pannes sont des éléments de profile laminée, disposées parallèlement à la ligne de faîtage dans le plan de versant, elles sont réalisées soit en profile en I en U ou en H. Elles ont pour rôle de supporter la couverture et toutes surcharges possibles (neige, vent ...etc.), et par conséquent elles travaillent en flexion déviée. Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture :



Disposition de la panne sur la toiture.

Les données:

Espacement entre chaque panne $e = 1.46 \text{ m}$

Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L = 6 \text{ m}$.

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

On dispose de **13** lignes de pannes sur chaque versant de toiture.

La pente de chaque versant est $\alpha = 6,65^\circ$

- Poids propre de la couverture panneaux sandwich (TL75).....**13,84 kg/m²**
- Poids propre d'accessoires de pose.....**5 kg/m²**
- Poids propre de la panne (estimé) IPE 120.....**10,4 kg/ml**
- Les pannes sont en acier S235.
- **$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$** (la limite d'élasticité de l'acier)

Hypothèse de calcul :

- Les charges permanentes et la charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à l'axe des éléments.
- On prend la combinaison la plus défavorable.

Principe de dimensionnement:

Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle α , qui est égale à la pente des versants de la toiture. Elles sont en effet soumises à :

Une charge verticale: le poids propre de la panne et de la couverture appliqué à son centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante **f** parallèle à l'âme de la panne et une autre composante **t** parallèle aux semelles.

Une charge oblique: due au vent parallèle à l'âme de la panne.

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance (ELU : flexion + cisaillement);
- Aux conditions de déversement (ELU : déversement);
- Aux conditions de la flèche(ELS).

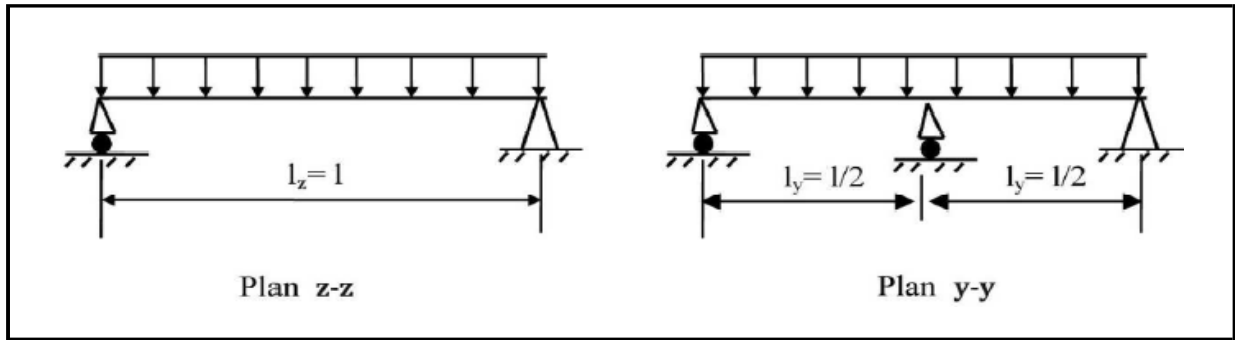


Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

Evaluation des charges et surcharges:

Les charges permanentes (G):

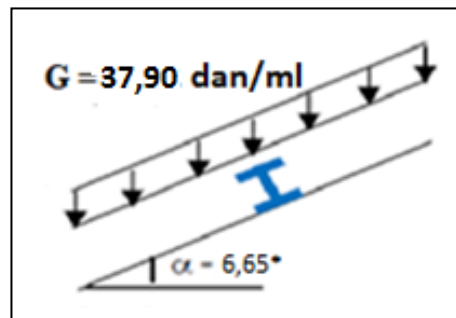
Elles comprennent le poids propre de la couverture et accessoires de pose, ainsi que le poids propre des pannes estimé.

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

$$G = (13,84 + 5) \times 1,46 + 10,4$$

$$G = 37,90 \text{ kg/ml}$$

$$G = 37,90 \text{ daN/ml}$$



charge permanentes de panne

Surcharges d'entretien (E):

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans le calcul 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. (seloneurocode 3)

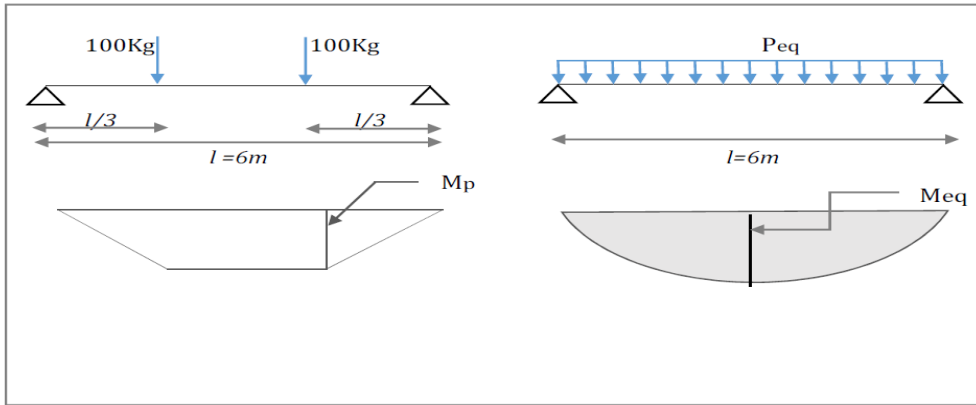


Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.

$$M_{\max} = \frac{P' \cdot l}{3} = \frac{P_{\text{eq}} l^2}{8} \Rightarrow P_{\text{eq}} = \frac{8 \times P'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ daN/ml}$$

E = 44.44 daN/ml

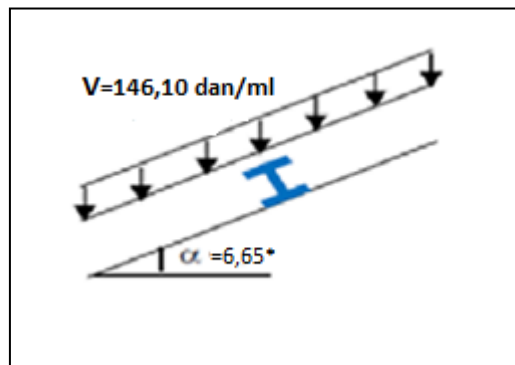
Surcharges du vent (V):

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent (zone F : vent de soulèvement)

$$V = -100,07 \text{ daN/m}^2 \uparrow \dots\dots\dots(\text{chapitre II, tableau II.13})$$

$$V = -100,07 \times 1.46$$

V = -146,10 daN/ml.



Surcharge climatique du vent

Surcharges de la neige (N):

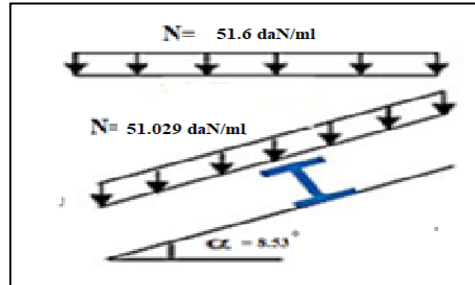
La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture.

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

$$N = 9,6 \text{ daN/m}^2$$

$$N = 9,6 \times 1,46 \quad (1,46 \times \cos(6,65) = 1,45 \text{ m})$$

$$N = \mathbf{14,02 \text{ daN/ml}}$$



Surcharge climatique de neige

Combinaisons des charges les plus défavorables:

Action vers le bas ↓

$$Q_{sd,1} = 1.35G + 1.5E = 51,165 + 66,66 = \mathbf{117,825 \text{ daN/ml.}}$$

$$Q_{sd,2} = 1.35G + 1.5N = 51,165 + 21,03 = \mathbf{72,19 \text{ daN/ml.}}$$

Action vers le haut ↑

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 37,90 \times \cos(6,65) - 219,15 = \mathbf{-181,50 \text{ daN/ml.}}$$

$$Q_{y,sd} = 1,35 G \times \sin(\alpha) = 51,165 \times \sin(6,65) = \mathbf{-5,93 \text{ daN/ml.}}$$

$$\begin{aligned} G &= \mathbf{37,90 \text{ daN/ml.}} \\ E &= \mathbf{44,44 \text{ daN/ml.}} \\ V &= \mathbf{-146,10 \text{ daN/ml.}} \\ N &= \mathbf{14,02 \text{ daN/ml.}} \end{aligned}$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd,1}; Q_{sd,2}; Q_{z,sd}; Q_{y,sd}) \quad Q_{sd} = \mathbf{117,825 \text{ daN/ml}}$$

Vérification à l'état limite ultime (ELU):

Pour commencer, nous allons étudier le cas d'un profilé **IPE120**, puisque les efforts appliqués sont très importants.

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

Données concernant ce profilé

Profilé IPE 120	Dimensions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de torsion	Moment D'inertie de gauchissement
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	A _{vz} cm ²	A _{vy} cm ²	I _z cm ⁴	I _t cm ⁴	I _w cm ⁶
	120	64	4,4	6,3	7	93,4	60,7	13,6	6,31	8,06	27,7	1,74	890

Caractéristiques géométriques de l'IPE 120.

Classe de la section :

Classe de la semelle:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - (2r)/2)}{t_f} = \frac{(64 - 4,4 - (2 \times 7)/2)}{6,3} = 3,62$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$= 3,61 < 10\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93,4}{4,4} = 21,23 < 72\varepsilon$$

L'âme de **classe 1**

Donc la section est de **classe 1**

Vérification de la section à la résistance:

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

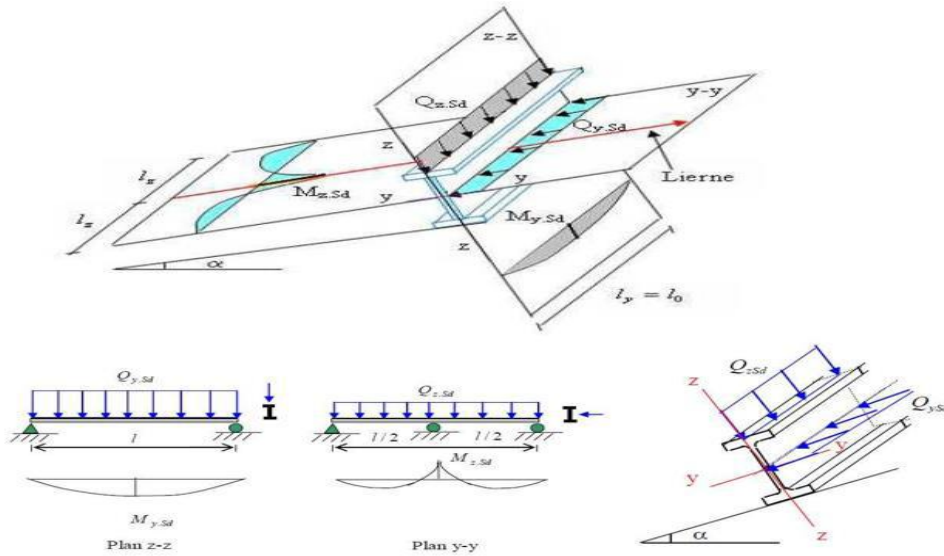
vérification à la flexion:

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y & Z-Z », l'Eurocode 3 «Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée.

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

Remarque :

Pour cette vérification, on tient compte de la combinaison de charge Maximale. $Q_{max} = Q_{sd} = 117,825 \text{ daN/ml}$



Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes **1** et **2** :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{plysd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plzsd}} \right]^\beta \leq 1$$

$M_{y,sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe y-y causé par la charge $Q_{z,sd}$.

$M_{z,sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe z-z causé par la charge $Q_{y,sd}$.

$M_{ply,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe y-y.

$M_{plz,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe z-z.

$Q_{y,sd}$: Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme

$Q_{z,sd}$: Charge appliquée dans le plan de l'âme.

$W_{pl,y}$: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y.

$W_{pl,z}$: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z.

Pour les sections en **I** et **H** : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1 \rightarrow n = N_{sd}/N_{pl,Rd}$

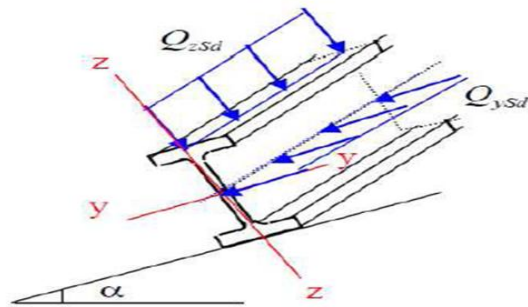
Dans notre cas l'effort normal $N = 0$ donc $\beta = 1$

$Q_{sd} = 117,85 \text{ daN/ml}$ (Combinaison de charge maximale)

$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 117,825 \times \cos(6,65) = 117,03 \text{ daN/ml}$.

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 117,825 \times \sin(6,65) = 13,65 \text{ daN/m}$$



résistance en section

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{13,65 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 15,36 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times (l)^2}{8} = \frac{117,03 \times (6)^2}{8} = 526,64 \text{ daN/ml}$$

$$M_{plz, rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{13,6 \times 23.5}{1.1} = 290,55 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ply, rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{60,7 \times 23.5}{1.1} = 1296,77 \text{ daN/m}$$

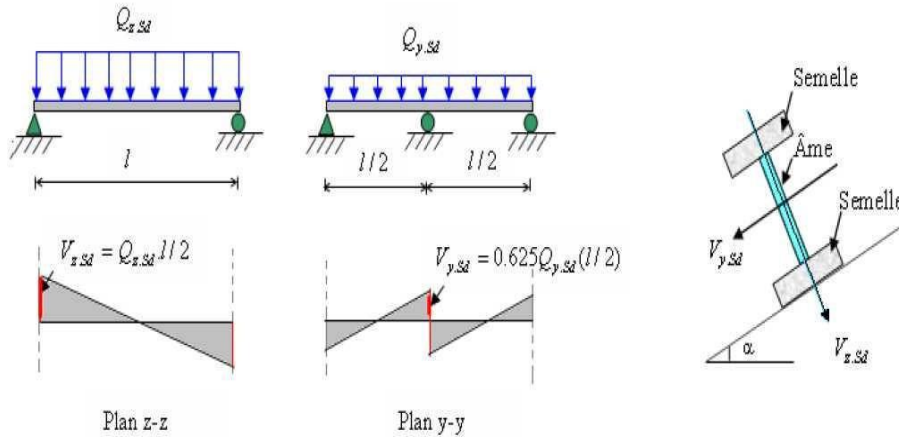
$$\left[\frac{526,64}{1296,77} \right]^2 + \left[\frac{15,36}{290,55} \right]^1 = 0,22 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

Vérification au cisaillement:

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03, p158):

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

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments



Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

$V_{y.sd}$: Effort tranchant dans le plan des semelles.

$V_{z.sd}$: Effort tranchant dans le plan de l'âme.

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

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

A_{vz} et A_{vy} : Aire de cisaillement (profilé IPE160) en cm^2

γ_{M0} : facteur de résistance en section ($\gamma_{M0} = 1.1$)

f_y : limite d'élasticité d'acier ($f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2$)

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{117,03 \times 6}{2} = \mathbf{351,09 \text{ daN}}$$

$$V_{y.sd} = \frac{0.625 Q_{y.sd} \times l}{2} = \frac{0.625 \times 13,65 \times 6}{2} = \mathbf{25,59 \text{ daN}}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{6,31 \times 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = \mathbf{7783 \text{ daN}}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{8,06 \times 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = \mathbf{9941,45 \text{ daN}}$$

$$V_{z.sd} = 351,09 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 7783 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 25,59 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 9941,45 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification au déversement :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{b.rd}} \right] + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right] \leq 1,0$$

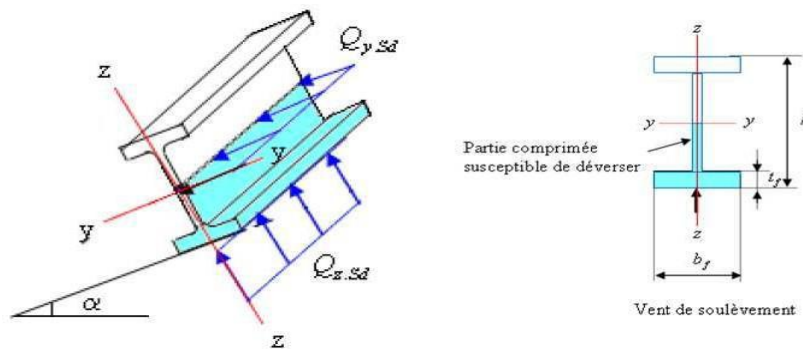
Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement.

Semelle supérieure:

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'effet des charges verticales descendantes n'est pas susceptible de flamber car elle fixée a la toiture.

Semelle inférieure:

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent ascendant risque de se déverser car elle est libre tout au long de sa portée.



Déversement des pannes.

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

$$Q_{zsd} = 117,03 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = 13,65 \text{ daN/ml}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{13,65 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 15,35 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y_{sd}} = \frac{Q_{zsd} \times (l)^2}{8} = \frac{117,03 \times (6)^2}{8} = 526,64 \text{ daN/ml}$$

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

$$M_{plzrd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{13,6 \times 23,5}{1,1} = \mathbf{290,55 \text{ daN/ml}}$$

$$M_{plyrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{60,7 \times 23,5}{1,1} = \mathbf{1296,77 \text{ daN/m}}$$

$$M_{bRd} = \chi_{LT} \times M_{plyRd}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{l^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$M_{cr} = 1,132 \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 27,7}{600^2} \times \sqrt{\frac{0,89 \times 10^3}{27,7} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 1,74}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 27,7}}$$

$$M_{cr} = \mathbf{543,08 \text{ KN.cm}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 60,7 \times 23,5}{543,08}} = \mathbf{1,62}$$

$$h/b = 1,88 < 2 \text{ donc courbe a } \alpha_{LT} = 0,21 \quad \chi = \mathbf{0,3261}$$

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'Eurocode3

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,62 - 0,2) + 1,62^2] = \mathbf{1,961}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} \quad \text{Avec : } \chi_{LT} < 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,961 + (1,961^2 - 1,62^2)^{0,5}} = \mathbf{0,3261}$$

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

$$M_{b,Rd} = 0.3261 \times 1296,77 = 422,87 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

:

$$\frac{526,64}{422,87} + \frac{15,35}{290,55} = 1,31 < 1 \dots \dots \dots \text{condition né pas vérifié}$$

- Le profilé laminé choisi (IPE120) né pas vérifié aux états limites ultimes (L'ELU)

- On augmente le profilé à IPE140 :

$$\text{On a : } W_{ply} = 88,3 \text{ cm}^3 \text{ et } W_{plz} = 19,3 \text{ cm}^3 \quad I_z = 44,9 \quad I_t = 2,45$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{13,65 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 15,35 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y_{sd}} = \frac{Q_{zsd} \times (l)^2}{8} = \frac{117,03 \times (6)^2}{8} = 526,64 \text{ daN/ml}$$

$$M_{plzrd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{19,3 \times 23.5}{1.1} = 412,32 \text{ daN/m}$$

$$M_{plyrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{88,3 \times 23.5}{1.1} = 1886,41 \text{ daN/m}$$

L'Eurocadre 3 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchié

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{b.rd}} \right] + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right] \leq 1,0$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply.rd}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{l^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 44,9}{600^2} \times \sqrt{\frac{1,98 \times 10^3}{44,9} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 2,45}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 44,9}}$$

$$M_{cr} = \mathbf{828,02 \text{ KN.cm}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88,3 \times 23,5}{828,02}} = \mathbf{1,58}$$

$$h/b = 1,95 < 2 \text{ donc courbe a } \alpha_{LT} = 0,21 \quad \chi_{LT} = \mathbf{0,3406}$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,63 - 0,2) + 1,63^2] = \mathbf{1,978}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} \quad \text{Avec : } \chi_{LT} < 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,893 + (1,893^2 - 1,58^2)^{0,5}} = \mathbf{0,3227}$$

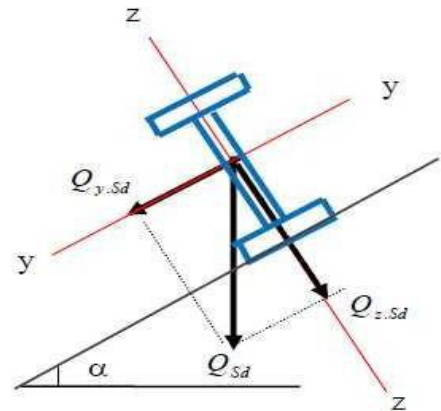
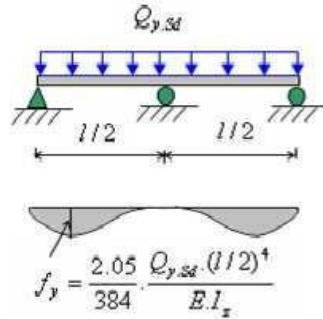
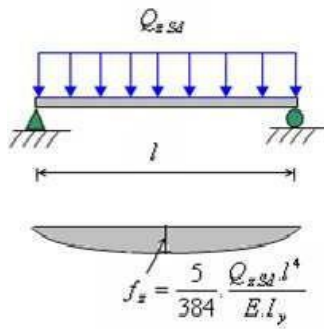
$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply.rd}$$

$$M_{b,Rd} = 0,3406 \times 1886,41 = \mathbf{642,51 \text{ daN.m}}$$

:

$$\frac{526,77}{642,51} + \frac{15,35}{412;32} = \mathbf{0,82} < 1 \dots \dots \dots \text{déversmenté vérifier.}$$

Vérification à l'état limite de service (L'ELS) :



verification de la flèche.

Vérification de la flèche :

$$f_y \leq f_{adm} \text{ et } f_z \leq f_{adm} \quad \text{avec : } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison des charges et surcharges de service (non pondérées).

- **Actions vers le bas :**

$$Q_{sd1} = G + N = \mathbf{51,92 \text{ daN/ml}}$$

$$Q_{sd2} = G + E = \mathbf{82,34 \text{ daN/ml}}$$

- **Actions vers le haut :**

$$Q_{sd3} = G - V = \mathbf{-108,20 \text{ daN/ml}}$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1} ; Q_{sd2} ; Q_{sd3}) = \mathbf{-108,20 \text{ daN/ml}}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 108,20 \times \cos(6,65) = \mathbf{107,47 \text{ daN/ml}}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 108,20 \times \sin(6,65) = \mathbf{12,53 \text{ daN/ml}}$$

Flèche verticale (suivant zz') :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = \mathbf{3 \text{ cm}}$$

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

$$f_z = \frac{5Q_{zsd}}{384EI_y} \times l^4 = \frac{5}{384} \times \frac{107,47 \times 10^{-2}}{541 \times 2.1 \times 10^6} \times 600^4 = \mathbf{1,6 \text{ cm}}$$

$f_z < f_{adm}$ **Condition vérifiée**

Flèche latérale (suivant yy') :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = \mathbf{1.5 \text{ cm}}$$

$$f_y = \frac{2.05Q_{ysd}}{384EI_z} \times \left(\frac{l}{2}\right)^4 = \frac{2.05}{384} \times \frac{12,53 \times 10^{-2}}{44,9 \times 2.1 \times 10^6} \times 300^4 = \mathbf{0.058 \text{ cm}}$$

$f_y < f_{adm}$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

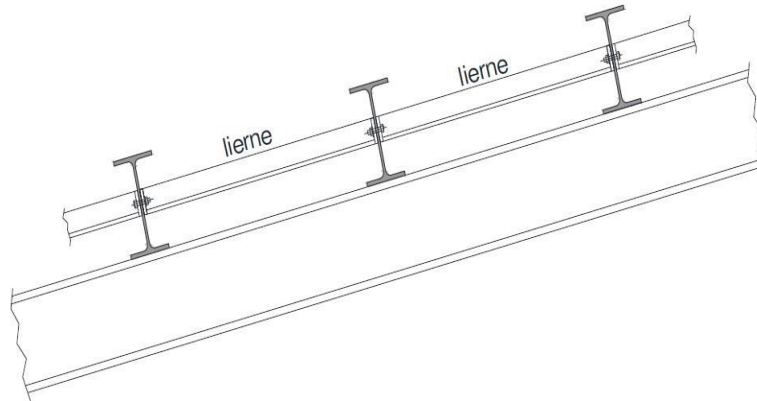
Le profilé laminé choisi (IPE140) est vérifié aux états limites ultimes et de services (**L'ELS**) donc vérifié à la sécurité et convient comme panne de toiture.

Dimensionnement des liernes de pannes

Définition :

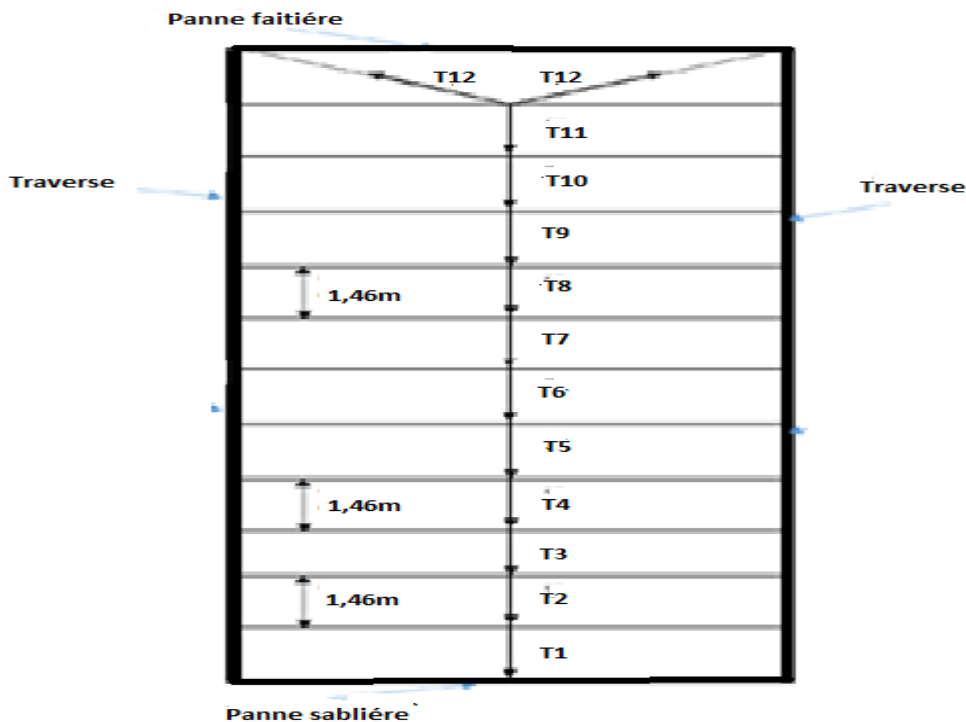
Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi-portée des pannes Perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés barres rondes ou de petites cornières.

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



Déposition des liernes

Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :



Efforts dans les liernes.

La Réaction R au niveau du lierne :

$$Q_{sd} = 117.825 \text{ DaN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 117.825 \times \sin 6.65 = 13.64 \text{ DaN/ml}$$

$$R = 1.25Q_{y,sd} \times l/2 = 1.25 \times 13.64 \times 3 = 51.15 \text{ daN.}$$

Effort de traction dans le tronçon de la lierne L1 provenant de la panne sablière :

- Effort dans L1 :
- $T1 = R/2 = 51.15/2 = 25.575 \text{ daN}$

Effort dans les tronçons L2,L3,L4,L5,L6,L7,L8,L9,L10,L11 :

- Effort dans L2 :
 $T2 = R + T1 = 76.725 \text{ daN}$
- Effort dans L3 :
 $T3 = R + T2 = 127.875 \text{ daN}$
- Effort dans L4 :
 $T4 = R + T3 = 179.025 \text{ daN}$
- Effort dans L5
 $T5 = R + T4 = 230.175 \text{ daN}$
- Effort dans L6
 $T6 = R + T5 = 281.325 \text{ daN}$
- Effort dans L7
 $T7 = R + T6 = 332.475 \text{ daN}$
- Effort dans L8
 $T8 = R + T7 = 383.625 \text{ daN}$
- Effort dans L9
 $T9 = R + T8 = 434.775 \text{ daN}$

- Effort dans L10

$$T_{10} = R + T_9 = 485.925 \text{ daN}$$

- Effort dans L11

$$T_{11} = R + T_{10} = 537.075 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L12 :

- Effort dans L12

$$2T_{12} \times \sin \theta = T_{11} \Rightarrow T_{12} = \frac{T_{11}}{2\sin\theta} = \frac{537,075}{2\sin(25.95)} = 613.68 \text{ daN}$$

$$\text{Avec : } \theta = \text{arc tg } \frac{1.46}{3} = 25.95^\circ.$$

Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est **L12**

$$T_{12} = N_{sd} = 613.68 \text{ daN (tension)}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{plyRd}$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{613.68 \times 1.1}{2350} = 0.287 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \varnothing^2}{4} \rightarrow \varnothing \geq \sqrt{\frac{0.287 \times 4}{3.14}} = 0.60 \text{ cm}$$

Pour des raisons sécuritaires et pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\varnothing = 10 \text{ mm}$

Etude des lisses de bardages :

Définition :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés. Elles sont disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portique ou par les potelets intermédiaires, elles sont destinées à prendre la charge due au vent sur le bardage et le poids propre de panneau ainsi que leurs poids propre. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible donnée par les bacs de bardage

Principe de dimensionnement :

Les lisses sont soumises à : la flexion autour de Z + flexion autour de Y de ce fait, elles fonctionnent en flexion déviée (bi-axiale). Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable de la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon. Comme dans le cas des pannes, les lisses aussi sont dimensionnées et calculées pour satisfaire simultanément aux :

- Condition de résistance (ELU: flexion + cisaillement) ;
- Condition de la stabilité (ELU: déversement) ;
- Condition de flèche (ELS)

Vérification de la lisse de long-pan :

Les données

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L = 6m$.
- L'entre axe des lisses $e = 2 m$
- Nombre des lisses pour chaque paroi ($n=6$)
- Poids propre de la couverture (panneau sandwich)12bkg/m²
- Poids propre d'isolants5 kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5 kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé (UPN120) 13.4 kg/ml

Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes : (perpendiculaire à l'âme)

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

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 13.4$$

$$G = 57.4 \text{ kg/ml}$$

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

Surcharges climatiques du vent : (suivant le plan de l'âme)

$$V = 63.634 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{Tableau II.14 chapitre 2})$$

$$V = 63,634 \times 2$$

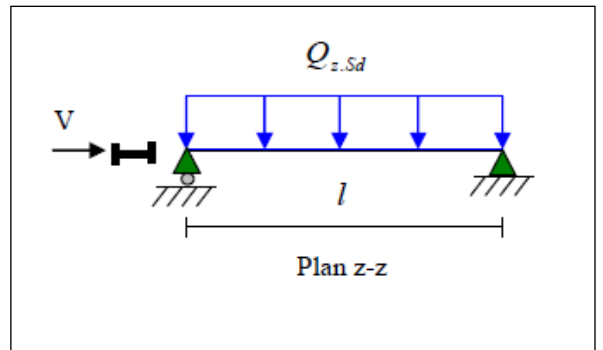
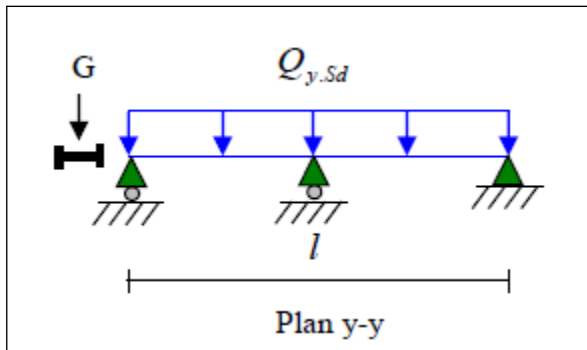
$$V = 127.27 \text{ daN/ml (pression)}$$

Combinaison de charges les plus défavorables :

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35 (57.4) // Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5(127.27)$$

$$Q_{y, sd} = 77.49 \text{ daN/ml} // Q_{z, sd} = 190.91 \text{ daN/ml}$$



La répartition des charges sur les lisses de long pan.

Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Par tâtonnement on choisit UPN120.

Profilé UPN120	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	d (mm)	Wpl,y (cm ³)	Wpl,z (cm ³)	Avz (cm ²)	Avy (cm ²)	Iz (cm ⁴)
	120	55	7	9	9	82	72.6	21.2	8.8	9;9	43.2

Caractéristiques géométriques de UPN120.

Classe de la section :

– Classe de la semelle:

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{27.5}{9} = 3.05 < 10\varepsilon \Rightarrow \text{semelle est de classe 01.}$$

– Classe de l'âme:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{82}{7} = 11.71 < 72\varepsilon \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

Donc la section est de classe 1

Vérification à la résistance en section :

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

vérification à la flexion :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes **1** et **2**

$$\left[\frac{M_{y\ sd}}{M_{ply\ Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z\ sd}}{M_{plz\ Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

Dans notre cas : La section en **U** donc $\alpha = 1$ et l'effort normal $N_{sd} = 0$ donc : $\beta = 1$

- Le moment fléchissant sur l'axe ZZ' :

$$M_{y\ sd} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{190.91 \times 6^2}{8} = 859.095 \text{ daN.ml}$$

- Le moment fléchissant sur l'axe YY' :

$$M_{z\ sd} = \frac{qy \times l/2^2}{8} = \frac{77.49 \times 3^2}{8} = 87.18 \text{ daN.ml}$$

$$M_{ply\ Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72.6 \times 23.5}{1.1} = 1551 \text{ daN.ml}$$

$$M_{plz\ Rd} = \frac{W_{plz} \times 235}{1.1} = \frac{21.2 \times 23.5}{1.1} = 452.91 \text{ daN.ml}$$

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

$$\left[\frac{859.095}{1551} \right]^1 + \left[\frac{87.18}{452.91} \right] = 0.74 < 1.0 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}.$$

$$V_{plz Rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{8.8 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 10854.19 \text{ daN.}$$

$$V_{z sd} = \frac{Q_{z sd} \times l}{2} = \frac{190.91 \times 6}{2} = 572.73 \text{ daN.}$$

D'où:

$$V_{z sd} = 572.73 \text{ daN} < V_{plz Rd} = 10854.19 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On a : $A_{vz} = 8.8 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{vY} = 2 \times b \times t_f = 2 \times 5.5 \times 0.9 = 9.9 \text{ cm}^2$

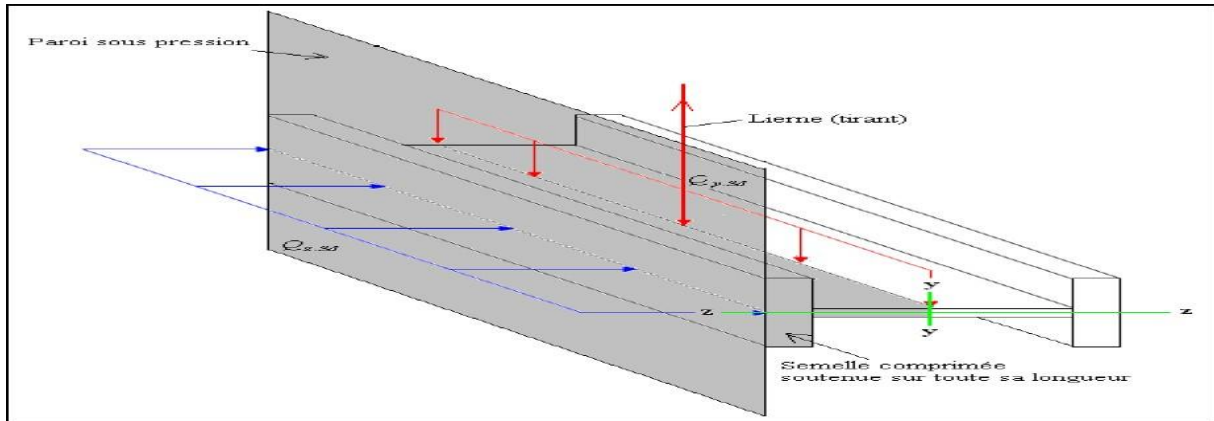
$$V_{y sd} = 0.625 \times Q_{y sd} \times \frac{l}{2} = 0.625 \times 77.49 \times 3 = 145.293 \text{ daN.}$$

$$V_{ply Rd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}} = \frac{(9.9) \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 12210.96 \text{ daN.}$$

$$V_{y sd} = 145.293 \text{ daN} < V_{ply Rd} = 12210.96 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au déversement :

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



Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

Le profilé laminé choisit (UPN120) est donc vérifié à l'Etat limite ultime.

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:

$$Fz \leq f_{adm}$$

$$Fy \leq f_{adm}$$

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

$$f_z = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq F_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$$

$$f_z = \frac{5 \times 127.27 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 364} = 2.81 < f_{adm} = 3cm \dots \dots \dots ok$$

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

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5cm$$

$$f_y = \frac{2.05 \times G \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 57.4 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 43.2} = 0.27 \text{ cm} < f_{adm}$$

= 1.5cm okCondition vérifiée

Conclusion :

La lisse de long pan en **UPN 120** est vérifiée à la sécurité.

Calculs des liernes de long-pan :

Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

La Réaction **R** au niveau du lierne :

$$R = 1.25 \times Q_{Y,sd} \times l/2 = 1.25 \times 77.49 \times 3 = 290.59 \text{ daN.}$$

- Effort dans L1 :

$$T1 = \frac{R}{2} = \frac{290.59}{2} = 145.3 \text{ daN}$$

- Effort dans L2 :

$$T2 = R + T1 = 435.89 \text{ daN}$$

- Effort dans L3 :

$$T3 = R + T2 = 726.48 \text{ daN}$$

- Effort dans L4 :

$$T4 = R + T3 = 1017.07 \text{ daN}$$

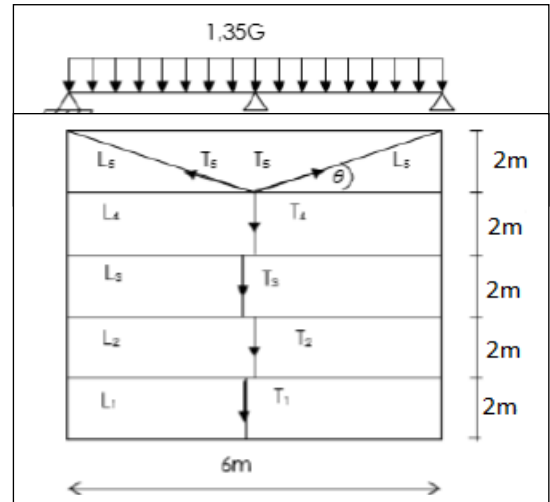
- Effort dans L5

$$T5 = R + T4 = 1307.66 \text{ daN}$$

- Effort dans L6

$$2T6 \times \sin \theta = T5 \Rightarrow T6 = \frac{T5}{2\sin\theta} = \frac{1307.66}{2\sin(33.69)} = 1178.71 \text{ daN}$$

$$\text{Avec : } \theta = \arctan \frac{2}{3} = 33.69^\circ.$$



Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L5 :

$$T5 = N_{sd} = 1307.66 \text{ daN (tension)}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{ply Rd}$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1307.66 \times 1.1}{2350} = 0.61 \text{ Cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{0.61 \times 4}{3.14}} = 0.88 \text{ Cm}^2$$

Pour des raisons sécuritaires et pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ m}$

Vérification de la lisse de pignon :

- On choisit UPN120

Les données

- L'entre axe des lisses $e = 2\text{m}$
- Nombre des lisses ($n=6$)
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 12 kg/m^2
- Poids propre d'isolants 5 kg/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5 kg/m^2
- Poids propre de la lisse estimé (UPN 120) 13.4 kg/ml

Evaluation des charges et surcharges :

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

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

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 13.4$$

$$G = 57.4\text{ kg/ml}$$

Surcharges climatiques du vent : (suivant le plan de l'âme)

$$V = 65.39\text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{Tableau II.12 chapitre 2})$$

$$V = 65.39 \times 2$$

$$V = 130.78\text{ daN/ml (pression)}$$

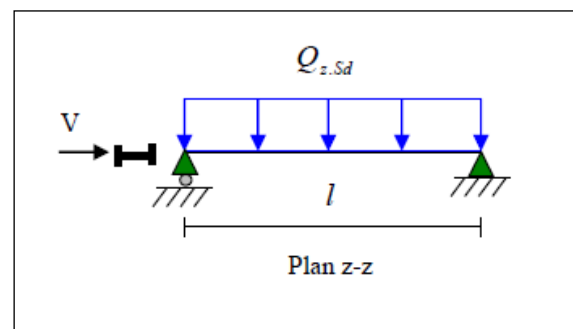
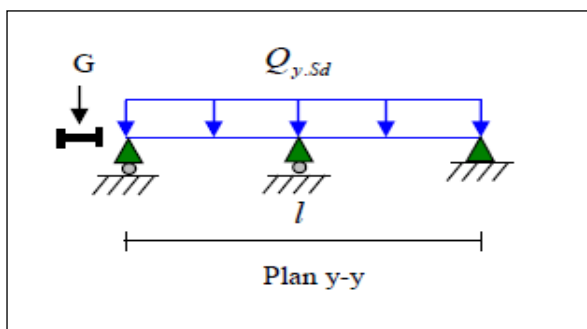
Combinaison de charges les plus défavorables :

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35 (57.4) \quad * \quad Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5(130.78)$$

$$Q_{y, sd} = 77.49\text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = 196.17\text{ daN/ml}$$



La répartition des charges sur les lisses de long pan.

Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Par tâtonnement on choisit UPN120

Classe de la section :

– Classe de la semelle:

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{27.5}{9} = 3.05 < 10\varepsilon \Rightarrow \text{semelle est de classe 01.}$$

– Classe de l'âme:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{82}{7} = 11.71 < 72\varepsilon \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

Donc la section est de classe 1

Vérification à la résistance en section :

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

vérification à la flexion:

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2

$$\left[\frac{M_{y\ sd}}{M_{ply\ Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z\ sd}}{M_{plz\ Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

Dans notre cas : La section en U donc $\alpha = 1$ et l'effort normal $N_{sd} = 0$ donc : $\beta = 1$

- Le moment fléchissant sur l'axe ZZ' :

$$M_{y\ sd} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{196.17 \times 6^2}{8} = 882.765 \text{ daN.ml}$$

- Le moment fléchissant sur l'axe YY' :

$$M_{z\ sd} = \frac{qy \times l/2^2}{8} = \frac{77.49 \times 3^2}{8} = 87.18 \text{ daN.ml}$$

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

$$M_{ply Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72.6 \times 23.5}{1.1} = 1551 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz Rd} = \frac{W_{plz} \times 235}{1.1} = \frac{21.2 \times 23.5}{1.1} = 452.91 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{882.765}{1551} \right]^1 + \left[\frac{87.18}{452.91} \right]^1 = 0.76 < 1.0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd}$$

$$V_{plz Rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{8.8 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 10854.19 \text{ daN.}$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{196.17 \times 6}{2} = 588.51 \text{ daN.}$$

D'où:

$$V_{zsd} = 588.51 \text{ daN} < V_{plz Rd} = 10854.19 \text{ daN.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{On a : } A_{vz} = 8.8 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{vy} = 2 \times b \times t_f = 2 \times 5.5 \times 0.9 = 9.9$$

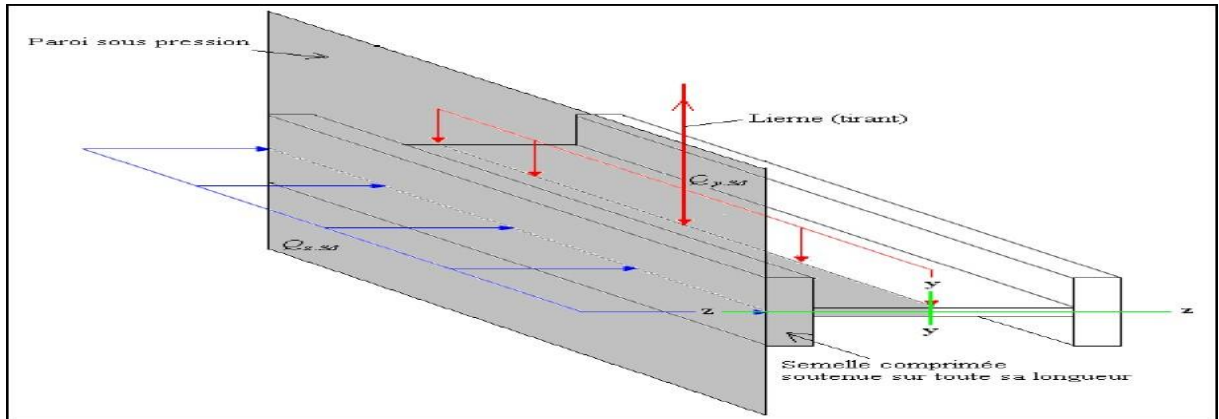
$$V_{y sd} = 0.625 \times Q_{y sd} \times \frac{l}{2} = 0.625 \times 77.49 \times 3 = 145.293 \text{ daN.}$$

$$V_{ply Rd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}} = \frac{(9.9) \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 12210.96 \text{ daN.}$$

$$V_{y sd} = 145.293 \text{ daN} < V_{ply Rd} = 12210.96 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au déversement :

La stabilité des lisses concerne aussi la vérification au déversement. Dans notre cas la lisse de pignon est soumise à un vent de pression c'est-à-dire la semelle extérieure est comprimée sous l'action du vent et vu quelle est soutenue latéralement sur toute sa longueur, il n'y a pas donc le risque de déversement



Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

Vérification à l'état limite de service (ELS) :

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:

$$Fz \leq f_{adm}$$

$$Fy \leq f_{adm}$$

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

$$f_z = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times Iy} \leq F_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$$

$$f_z = \frac{5 \times 130.78 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 364} = 2.88 < f_{adm} = 3cm \dots \dots \dots ok$$

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

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times G \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 57.4 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 43.2} = 0.27 \text{ cm} < f_{ad} = 1.5 \text{ cm} \dots \text{ok}$$

.....Condition vérifiée

Conclusion :

La lisse de Pignon en **UPN 120** est vérifiée à la sécurité.

Calculs des liernes de pignon :

Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

La Réaction **R** au niveau du lierne :

$$R = 1.25 \times Q_{Y,sd} \times l/2 = 1.25 \times 77.49 \times 3 = 290.59 \text{ daN.}$$

- Effort dans L1 :

$$T1 = \frac{R}{2} = \frac{290.59}{2} = 145.3 \text{ daN}$$

- Effort dans L2 :

$$T2 = R + T1 = 435.89 \text{ daN}$$

- Effort dans L3 :

$$T3 = R + T2 = 726.48 \text{ daN}$$

- Effort dans L4

$$T4 = R + T3 = 1017.07 \text{ daN}$$

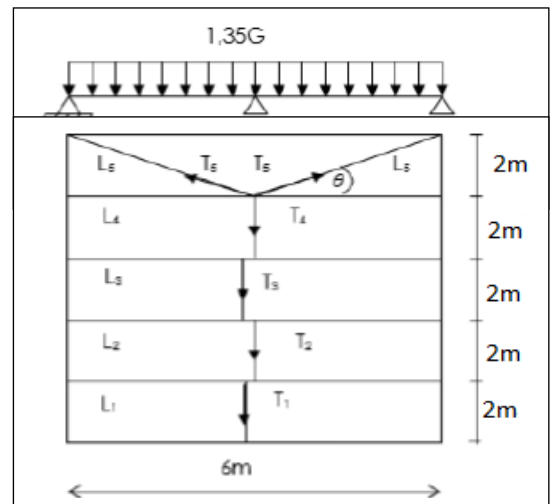
- Effort dans L5

$$T5 = R + T4 = 1307.66 \text{ daN}$$

- Effort dans L6

$$2T6 \times \sin \theta = T5 \Rightarrow T6 = \frac{T5}{2 \sin \theta} = \frac{1307.66}{2} \sin (33.69) = 1178.71 \text{ daN}$$

$$\text{Avec : } \theta = \arctan \frac{2}{3} = 33.69^\circ.$$



Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L5 :

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

$$T5 = Nsd = 1307.66 \text{ daN (tension)}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{ply Rd}$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1307.66 \times 1.1}{2350} = 0.61 \text{ Cm}^2$$

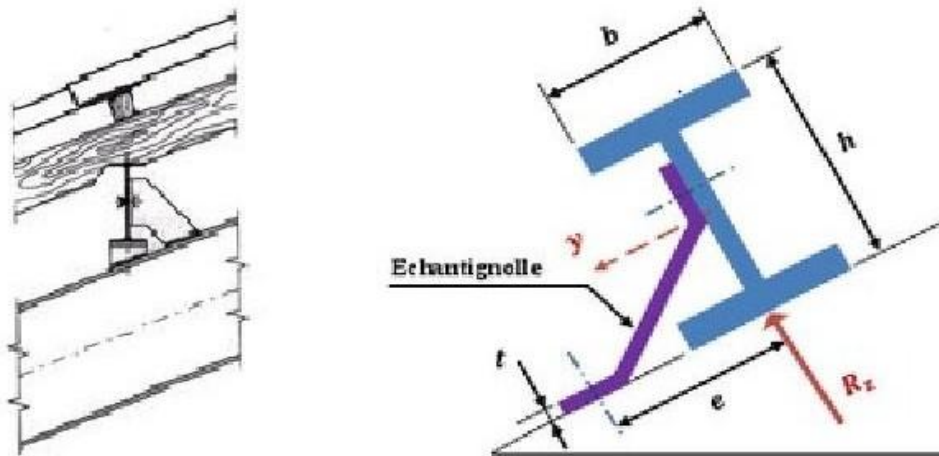
$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{0.61 \times 4}{3.14}} = 0.88 \text{ Cm}^2$$

Pour des raisons sécuritaires et pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ m}$

Dimensionnement des échantignolles :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes ou les traverses de portiques, 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.



Déposition des échantignolles.

Calcul des charges revenant a l'échantignolle : (D'après le livre de M. Dahmani)

Effort de soulèvement :

$$Q_{z.sd} = G \cos(6,65) - 1,5V = [37,09 \cos(6,65)] - (1,5 \times 146,10) = -181,50 \text{ daN/ml t}$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{y.sd} = 1,35 G \sin(11,31) = 1,35 \times 37,09 \sin(6,65) = 5,93 \text{ daN/ml}$$

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$$

On a un IPE140 : $b = 7,3\text{cm}$; $h = 14\text{cm}$ $7,3 \leq t \leq 10,95\text{cm} \Rightarrow e = 9\text{c}$

Echantignolle de rive :

$$R_z = Q_{z.sd} \frac{l}{2} = 181,5 \times \frac{6}{2} = 544,5 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y.sd} \frac{l}{2} = 5,93 \times \frac{6}{2} = 17,79 \text{ daN}$$

Echantignolle intermédiaire :

$$\triangleright R_z = 2 R_z = 2 \times 544,5 = 1089 \text{ daN}$$

$$\triangleright R_y = 2 R_y = 2 \times 17,79 = 35,58 \text{ daN}$$

Calcul du moment de renversement:

$$M_R = (R_z \cdot t) + (R_y \times \frac{h}{2}) = (1089 \times 9) + (35,58 \times \frac{14}{2}) = 10050 \text{ daN.Cm}$$

Dimensionnement de l'échantignolle :

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid ainsi la classe de section est au moins une classe 03.

Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{el.Rd}$$

Ou :

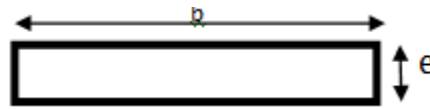
- $W_{eLR} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{y_{M0}}$ Moment de résistance élastique de la section.
- $M_{sd} = M_R$ Moment sollicitant.

Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} > \frac{M_R \cdot y_{M0}}{f_v}$$

$$W_{el} > \frac{10050 \times 1,1}{2350} = 4,70 \text{ Cm}^2$$

$$W_{el} = \frac{b \cdot e^2}{6} \text{ Pour une section rectangle}$$



La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle (traverse).

✓ Traverse **IPE 600 O**

✓ $b = 224 \text{ mm}$

$$e \geq \sqrt{\frac{6W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 4,70}{21}} = 1,15 \text{ Cm} \rightarrow e = 12 \text{ mm}$$

Etude des potelets :

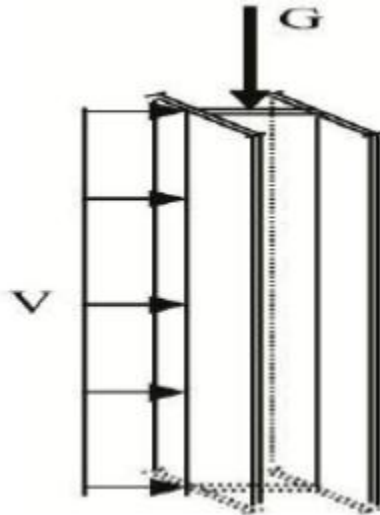
Définition :

Les potelets sont des éléments en profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et les lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées. 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

Les données

- La hauteur de potelet le plus chargé $L = 14,1$ m.
- La longueur de la lisse $L = 6$ m
- L'entre axe des potelets $e = 6$ m
- Chaque pignon possède 5 potelets de longueur 10.8m et 11.62m.
- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n=6$)
- Poids propre de bardage.....12kg/m²
- Poids propre d'isolants5kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m²
- Poids propre de lisse bardage (UPN120).....13,4Kg/ml



charges de vent et charges permanentes revenant au potelet.

Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (potelet du milieu)

Charges permanents G :

$$G = (P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times N_{\text{lisse}}) + (B_{\text{ardage}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{accessoire}}) \times S_{\text{tributaire}}$$

$$G = (13,4 \times 6 \times 6) + (12 + 5 + 5) \times (6 \times 14,1)$$

$$G = 1956,5 \text{ Kg}$$

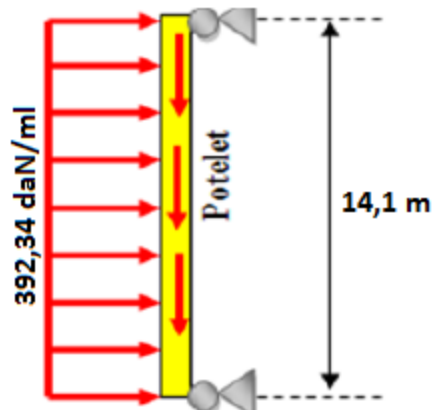
$$G = 2991,6 \text{ daN}$$

Surcharges climatiques V (la charge de vent la plus défavorable sur le pignon)

$$V = 65,39 \text{ daN/m}^2 \dots \dots \dots (\text{tableau 12 chapitre II})$$

$$V = 65,39 \times 6$$

$$V = 392,34 \text{ daN/ml}$$



Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $V = 392,34 \text{ daN/ml}$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est : $f_y = \frac{5V}{384EIz} \times l^4$

Et la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{l}{200}$

$$f_z = \frac{5Qzsd}{384EIy} \times l^4 \leq f_{adm} = \frac{l}{200} \quad I_y = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times f_{adm}} = \frac{5 \times 200 \times V \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y = \frac{5 \times 200 \times 392,34 \times 10^{-2} \times 1410^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 13638,58 \text{ cm}^2$$

$$I_y \geq 13638,58 \text{ cm}^2$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée

Donc, le profilé qui correspond est : **IPE 330 O.**

Profilé IPE330 O	dimensions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de torsion	Moment D'inertie de gauchissement
	H	B	tw	tf	r	D	Wpl,y	Wpl,z	Avz	Avy	Iz	It	Iw
	m	m	m	m	m	m	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶
	334	162	8.5	13.5	18	271	943	185	34.9	27.7	3.64	42.2	246x10 ³

Caractéristiques géométriques de l'IPE 330O

Calcul de la charge permanent G (avec IPE330 O) :

$$G = 2991,6 + (P_{\text{profilé}} \times I_{\text{profilé}}) = 2991,6 + (57 \times 14,1)$$

$$G = 3795,3 \text{ daN}$$

Vérification de la section à la résistance :

$M_{y, sd} \leq M_{c, rd}$:

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

le moment de résistance qui dépend de la section.

- **Incidence de l'effort tranchant :**

Si : $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd}$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$Q_{z, sd} = 1.5V = 1.5 \times 392,34 = 588,51 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{588,51 \times 14,1}{2} = 4149 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 34,9 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz, rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{34,9(2350/\sqrt{3})}{1,1} = 43046,7 \text{ daN}$$

$$4149 \leq 0,5 \times 43046,7 = 21523,4 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant, L incidences de l'effort tranchant sur le moment résistant peut-être négligée

- **Incidence de l'effort normal :**

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5A_w f_y / \gamma M_0)$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} \leq \min \left(0.25 N_{pl, rd} ; \frac{0.5 A_w \times f_y}{\gamma M_0} \right)$$

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 3795,3 = 5123,66 \text{ daN}$$

$$N_{pl, rd} = \frac{A \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{72,6 \times (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 89547,02 \text{ daN}$$

$$0.25 \times N_{pl, rd} = 0,25 \times 89547,02 = 22386,8 \text{ daN}$$

$$\frac{0.5 A_w \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{0.5 \times 28,86 \times 2350}{1,1} = 30827,72 \text{ daN}$$

$$\text{Avec : } A_w = A - 2b \times t_f = 72,6 - 2 \times 16,2 \times 1,35 = 28,86 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} = 5123,66 \text{ daN} \lllll 89547,02 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal. L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut-être négligée

Vérification à la flexion :

$$M_{y,sd} \leq M_{cy,Rd}$$

Classe de la section :

Classe de la semelle: (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r/2}{t_f}$$

$$= 4.96 < 10\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme (flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \frac{d + dc}{2}$$

$$dc = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{5123,66}{0,85 \times 2350} = 2,57$$

$$\alpha = 0,55 < 1$$

$$\frac{d}{t_w} = 31,88 < \frac{396}{13\alpha - 1} = 64,4 \quad \text{l'âme de classe 1}$$

Donc la section est de **classe 1**

$$M_{y,sd} = \frac{Q_z; s_d \times l^2}{8} = \frac{588,51 \times 14,1^2}{8} = 14625,2 \text{ daNm}$$

$$M_{c;rd} = M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{943 \times 23,5}{1,1} = 20146 \text{ daNm}$$

$$M_{y,sd} = 14625,2 < M_{ply,rd} = 20146 \text{ daNm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

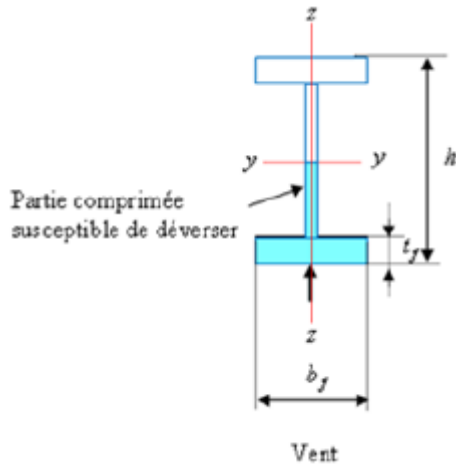
Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes

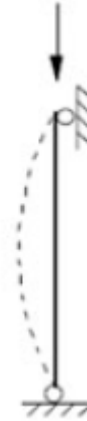
Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl Rd}} + \frac{K_y \times M_{y sd}}{M_{ply Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply Rd}} \leq 1$$



Déversement du potelet.



Flambement du potelet

Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}}$$

Avec : $\phi_y = 0,5[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$

$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w})$ Avec : $\beta_w = 1$ car la section est de classe 01.

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = \pi (2,1 \times 10^4 / 23,5)^{0,5} = 93,9 \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{1410}{13,8} = 102,1$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) = \frac{102,1}{93,9} = 1,08$$

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 2,02 > 1,2 \text{ donc courbe a} \\ \text{Axe de flambement Y - Y} \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement(a)} ; \alpha_{LT} = 0,21 \text{ (Tableau (5 - 5 - 1) Eurocode 03}$

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(1,08 - 0,2) + 1,08^2] = 1,17$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,17 + (1,17^2 - 1,08^2)^{0,5}} = 0,6172$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,08 \quad \rightarrow \text{tableau} \rightarrow \quad \chi_y = 0,6098$$

Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0,5}}$$

$$\text{Avec : } \phi_z = 0,5[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y}\right)^{0,5} = \pi(2,1 \times 10^4 / 23,5)^{0,5} = 93,9 \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$l_z = 2 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ (l'entre axe des lisses)}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{3,64} = 54,95$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) = \frac{54,95}{93,9} = 0,58$$

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 2,02 > 1,2 \text{ donc courbe a} \\ \text{Axe de flambement Z - Z} \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement(b)} ; \alpha_{LT} = 0,34 \text{ (Tableau (5 - 5 - 1) Eurocode 03}$

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(0,58 - 0,2) + 0,58^2] = 0,73$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,73 + (0,73^2 - 0,58^2)^{0,5}} = 0,8523$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,58 \quad \rightarrow \text{tableau} \rightarrow \quad \chi_z = 0,8479$$

L'élancement réduit sera λ_{LT} sera déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/iz}{\sqrt{c_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/iz}{h/tf} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{200/3,64}{\sqrt{1,132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/3,64}{33,4/1,35} \right)^2 \right]^{0,25}} = 48,87$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{48,87}{93,9} \right) = 0,52 > 0,4 \quad \text{Il y a risque de déversement}$$

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

Courbe de déversement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 2,02 > 1,2 \text{ donc courbe } a \\ \text{Axe de flambement } Y - Y \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement } (\beta) ; \alpha_{LT} = 0,34 \text{ (Tableau (5 - 5 - 1) Eurocode 03}$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,34(0,52 - 0,2) + 0,52^2] = 0,69$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,69 + (0,69^2 - 0,52^2)^{0,5}} = 0,8744$$

$$\mu_y = \lambda_y(2\beta_w - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1,08(2 \times 1,3 - 4) + \frac{943 - 833}{833} = -1,3 < 0,9$$

β_w : un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement .

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_w = 1,3$

$$K_y = 1 - \frac{(\mu_y \times N_{sd})}{(X_y \times A \times f_y)}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.3 \times 5123,66}{0.8523 \times 72.6 \times 2350} = 1.04 < 1.5.$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \lambda_z \beta M_{LT} - 0.15 = 0.15 \times 0.58 \times 1.3 - 0.15 = -0.04 < 0.9.$$

$$K_{LT} + 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{LT} \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.04 \times 5123,66}{72.6 \times 0.8744 \times 2350} = 1 < 1.5$$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) = \text{min}(0.6172; 0.8523) = 0.6172$$

- **Vérification au flambement (dans le plan) avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl Rd}} + \frac{K_y \times M_{y sd}}{M_{ply Rd}} \leq 1$$

$$\frac{5123,66}{0,6172 \times 89547,02} + \frac{1,04 \times 14625,2}{20146} = 0,84 \leq 1$$

Donc : le flambement est vérifié.

- **Vérification au déversement (hors le plan) avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply Rd}}$$

$$\frac{5123,66}{0.8523 \times 89547,02} + \frac{1 \times 14625,2}{0.8744 \times 20146} = 0.89 \leq 1.0$$

Donc : le déversement est vérifié.

IPE300 O convient comme potelet.

Conclusion :

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

Les pannes : **IPE 140**

Lisses de bardages de long pan : **UPN 120**

Lisses de bardages de pignon : **UPN 120**

Les potelets : **IPE 330 O**

Chapitre IV : Etude de plancher

IV.1 Introduction :

Une poutre mixte est un élément de construction soumis principalement à la flexion et qui associe les deux matériaux acier et béton. La solidarisation des deux matériaux se fait par le biais de connecteurs fixés sur la partie métallique et dont le rôle est d'empêcher le glissement et le soulèvement qui risquent de se produire le long de la jonction.

IV.2 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 illustrés dans la figure 5-1 ci-dessous :

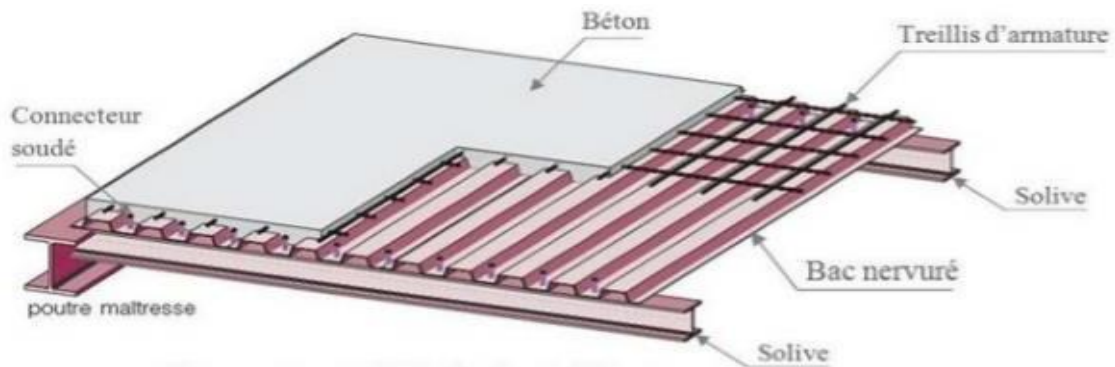


Figure IV- 1: Eléments constructifs d'un plancher collaborant.

- **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 de portée de 04 mètres et espacées de 1 mètre.

Chapitre IV : Etude de plancher

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.

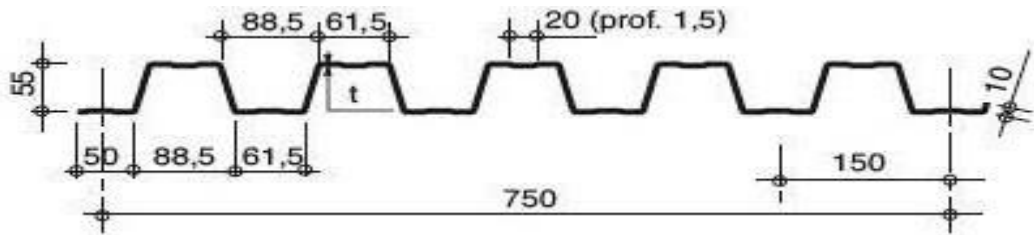


Figure IV- 2: Présentation de la tôle HI-BOND 55

- 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) :

$$n = \frac{E_a}{E_{cim}/2} = \frac{21 \times 10^4}{15250} = 13.7$$

- Entre axe des solives..... $e = 1.20 \text{ m}$

- **Largeur participante :**

Selon l'article (3-4-1) de l'Eurocode 04 on a :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{eff} = \min \left(\frac{2 \times L_e}{8}; b \right) = \min \left(\frac{2 \times 6}{8}; 1,20 \right)$$

$$= \min (1.5 ; 1.20) \quad \Rightarrow \quad b_{eff} = 1.20 \text{ m}$$

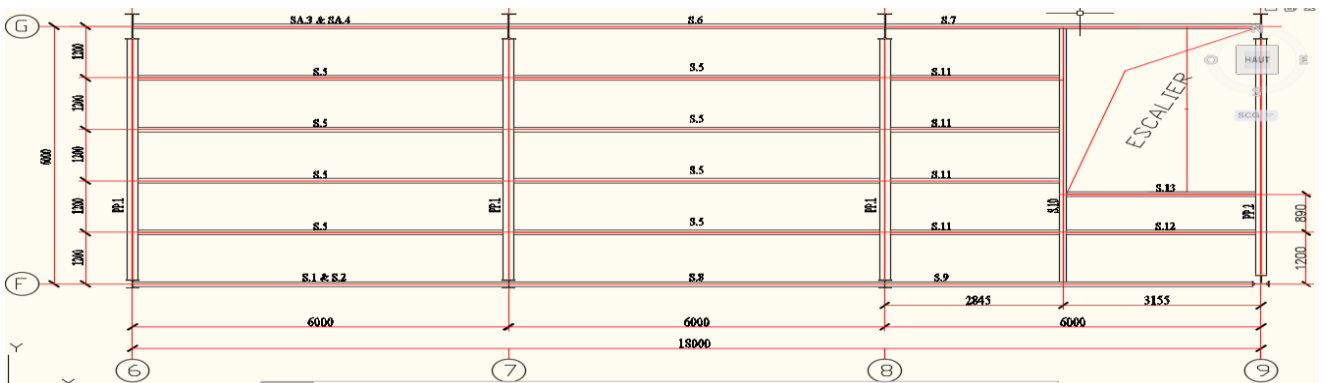


Figure IV- 3: Disposition des solives

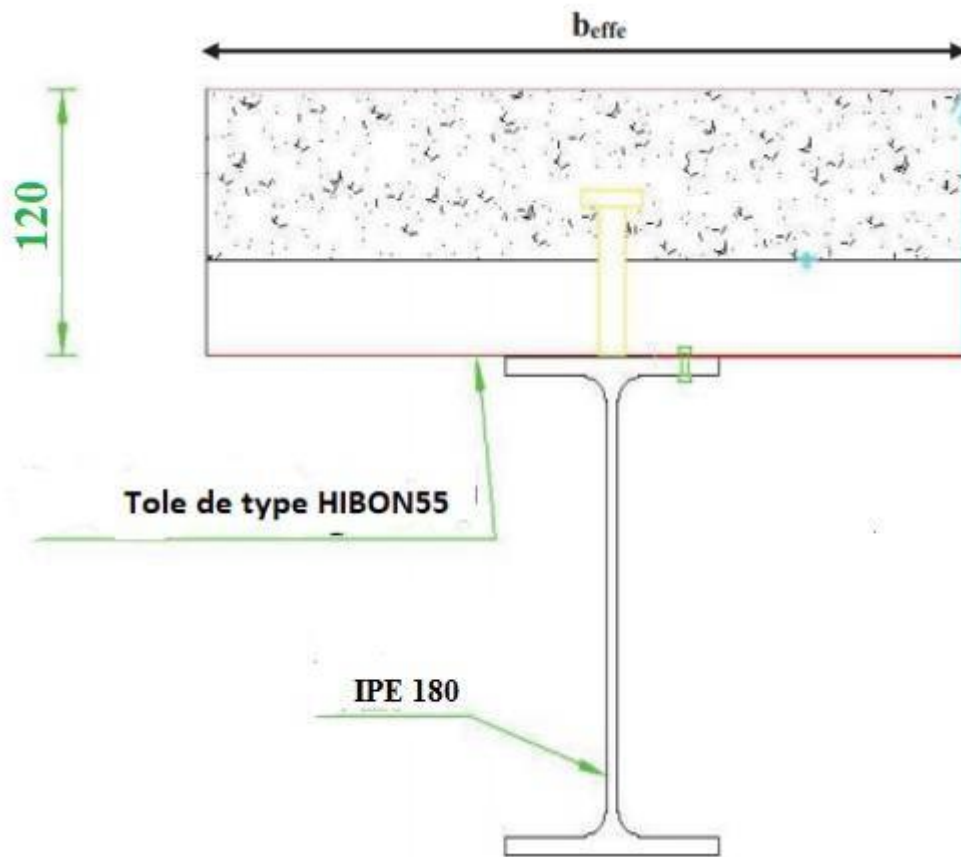


Figure IV- 4: Présentation de la tôle HI-BOND 55

- **Le nombre des vides :**

$$\frac{1}{0,15} = 6,66 = 7 \text{ vide}$$

- **La surface de béton :**

$$S_T = h \times 1.2 = 0.12 \times 1.2 = 0.144 \text{ m}^2$$

- **La surface des vides :**

$$\begin{aligned} S_{vide} &= \left(\frac{b_1+b_2}{2}\right) \times h_p \times n_{vide} \\ &= (61.5 + 88.5)/2 \times 55 \times 7 = 0.029 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- **Le poids de la dalle par ml :**

$$P_{béton} = (S_T - S_{vide}) \times 2500 = (0.144 - 0.029) \times 2500 = 287.5 \text{ Kg/ml}$$

Le poids de la dalle supporté par une solive est : 287.5 Kg/ml

- **Evaluation des charges :**

On utilise le DTR BC -2-2 (charge et surcharge)

- **Les charges permanentes :**

- ✓ Cloison de séparation ep 10cm... 90 kg /m²
- ✓ Revêtement en carrelage (2 cm)... 40 kg /m²
- ✓ Mortier de pose (2 cm)... 40kg /m²
- ✓ Poids de la dalle (12 cm)... 287.5 kg/ml
- ✓ Isolation thermique (4 cm) ... 16 kg/m²
- ✓ Poids de la solive (estimé)... 18.8 kg/m
- ✓ Poids de la tôle (hi-bond 55) ... 12 kg/m²

- **Les surcharges d'exploitations :**

Plancher courant Q = 2,5 KN/m²

➤ Vérification des solives :

• Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- ✓ Le poids propre du béton.....287.5 kg/ml
- ✓ Le poids propre de la tôle12×1.2= 14.4 kg/ ml
- ✓ Le poids propre de la solive (IPE 180).....18.8 kg/ml
- ✓ La surcharge de construction.....100 × 1.2 = 120 kg/ml

$$G = 287.5 + 14.4 + 18.8 = 320.7 \text{ kg/ml}$$

▪ Combinaison de charge :

❖ A l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 320.7 + 1.5 \times 120$$

$$q_u = \mathbf{612.945 \text{ kg/ml}}$$

❖ A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 320.7 + 120$$

$$q_s = \mathbf{440.7 \text{ kg/ml}}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$F_z = \frac{2,5qz \times l^4}{384 \times E \times I_y} < \frac{1}{250} .$$

$$I_y \geq \frac{2,5qz \times 250 \times l^3}{384 \times E} = \frac{2,5 \times 4,407 \times 250 \times 600^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} \quad I_y = \mathbf{737,78 \text{ cm}^4}$$

Soit un **IPE 180** ($I_y = 1317 \text{ cm}^4$)..... classe 1

- **Vérification de la condition de résistance :**

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{612,945 \times 6^2}{8} = 2758,25 \text{ daN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{P_{ply} \times l_y}{2} = \frac{166 \times 2350}{1,1} = 3546,36 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2758.25 \text{ daN.m} < M_{plrd} = 3546.36 \text{ daN.m}$ La condition vérifiée.

IPE 180 :

Profilé IPE 180	Dimensions						Caractéristiques de calcul					
	h	b	t _w	t _r	r	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy} cm ²	A cm ²)	I _y
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²			cm ⁴
	180	91	5.3	8	9	146	166	34.6	11.3	8.76	23.90	1317

Tableau IV- 1: caractéristique de profilé IPE 180.

- **Phase finale :**

Le béton ayant durci donc la section mixte (le profilé dans la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- ✓ Cloison de réparation90 × 1.20= 108 kg/ml
- ✓ Revêtement en carrelage40 × 1.20 = 48 kg /ml
- ✓ Mortier de pose40 × 1.20 = 48 kg/ml
- ✓ Poids de la dalle287.5 kg/ml
- ✓ Isolation thermique16 × 1.20 = 19.2 kg/ml
- ✓ Poids de la solive (IPE 180)18.8 kg/ml
- ✓ Poids de la tôle.....12 ×1.20 = 14.4 kg/ml

$$G = 108 + 48 + 48 + 287.5 + 19.2 + 18.8 + 14.4$$

$$G = 543.9 \text{ kg/ml}$$

- La surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 250 \text{ kg/m}^2 \times 1.2$

$$Q = 300 \text{ kg/ml}$$

- **Combinaison de charge :**

- ❖ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 543.9 + 1.5 \times 300$$

$$q_u = 1184.265 \text{ kg/ml}$$

- ❖ **ELS :**

$$q_s = G + Q = 543.9 + 300$$

$$q_s = 843.9 \text{ kg/ml}$$

- **Vérification de la condition de résistance : (moment fléchissant) :**

$$q_u = 1184.265 \text{ kg/ml}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l_2}{8} = \frac{1184.265 \times 6^2}{8} = 5329.19 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

- **Détermination de la position de l'axe neutre plastique :**

- **Résistance de la section d'acier :**

$$F_a = \frac{A_s \cdot F_y}{\gamma_a} = \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 51059.09 \text{ daN}$$

- **Résistance de la section du béton :**

$$F_b = \frac{0.85 \times h_c \times B_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

$$f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$h_c = h - h_p = 120 - 55 = 65 \text{ mm}$$

$$F_b = \frac{0.85 \times 6.5 \times 120 \times 250}{1.5} = 110500 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$: Donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton ; d'où :

$$Z_e = \frac{F_a}{0.85 \times B_{eff} \times f_{c28}} = \frac{51059.09}{0.85 \times 120 \times 250} = 2.002 \text{ cm}$$

$$Z_e = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

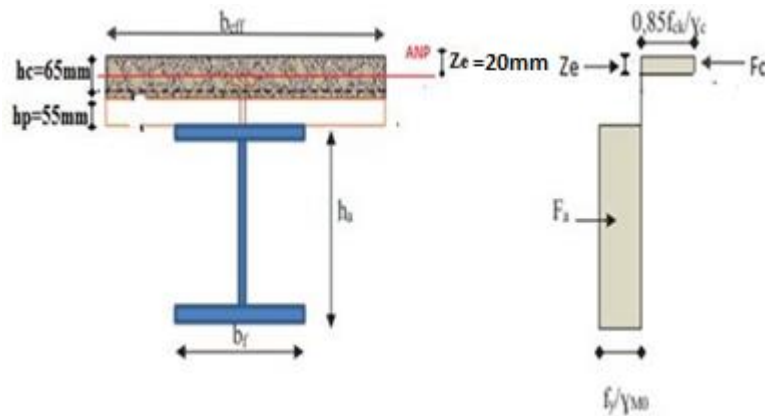


Figure IV- 5: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).

- **Vérification du moment de résistance plastique :**

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 :

$$M_{plyrd} = F_a(h/2) + hc - hp - Z/2$$

$$= \frac{Aa \cdot Fy}{ya} \left(\frac{h}{2} + hc + hp + \frac{z}{2} \right) = 51059.09 \left(\frac{0.18}{2} + 0.065 + 0.055 - \frac{0.02}{2} \right)$$

$$M_{plyrd} = 10211.82 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 5329.19 \text{ daN.m} < M_{plyrd} = 10211.82 \text{ daN.m}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{plyrd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1184.265 \times 6}{2} = 3552.795 \text{ daN}$$

$$V_{plyrd} = \frac{av \cdot FY}{\gamma MO \sqrt{3}}$$

$$A_v = A_{vz} = 11.3 \text{ cm}^2$$

$$V_{plyrd} = \frac{11.3 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 13937.76 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3552.795 \text{ daN} < V_{plyrd} = 13937.76 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier .}$$

- **Vérification de l'ELS :**
- **Vérification de la flèche**

$$F_{max} < F_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4cm$$

$$F_{max} = \frac{2.5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_h}$$

L : la portée de la solive.

I_h : Le moment d'inertie homogénéisé (de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique).

E : module d'élasticité de l'acier.

- $I_a = 1317 \times 10^4 \text{ mm}^4$
 - $A_a = 23.9 \times 10^2 \text{ mm}^2$
 - $H_a = 180 \text{ mm}$
 - $h_c = 65 \text{ mm}$
- $B_{eff} = 1200 \text{ mm}$

$$n = \frac{F_a}{(E c_{im}/2)} = \frac{21 \times 10^4}{15250} = 13.77$$

- **L'aire de la section homogénéisée :**

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} = 2390 + \left(\frac{1200 \times 65}{13.77} \right)$$

$$A_h = 8054.49 \text{ mm}^2$$

$$A_h \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) = 8054.49 \times (90 + 55) = 1167901.05 \text{ mm}^2$$

$$\frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n} = \frac{1200 \times 65^2}{2(13.77)} = 184095.86 \text{ mm}^2$$

$$A_h \left(\frac{h_a}{2} + h_c \right) > \frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n}$$

Donc, l'axe neutre élastique se situe dans le profilé métallique à une distance Z_e de la face supérieure de la dalle

$$Z_e = \frac{A_a}{A_h} \left(\frac{A_a}{2} + h_p + h_c \right) + \frac{1}{A_h} \times \frac{b_{eff} \times A_c^2}{2n}$$

$$= \frac{2390}{8054.49} \left(\frac{180}{2} + 55 + 65 \right) + \frac{1}{8054.49} \times \frac{1200 \times 65^2}{2(13.77)}$$

$$Z_e = 85.17 \text{ mm}$$

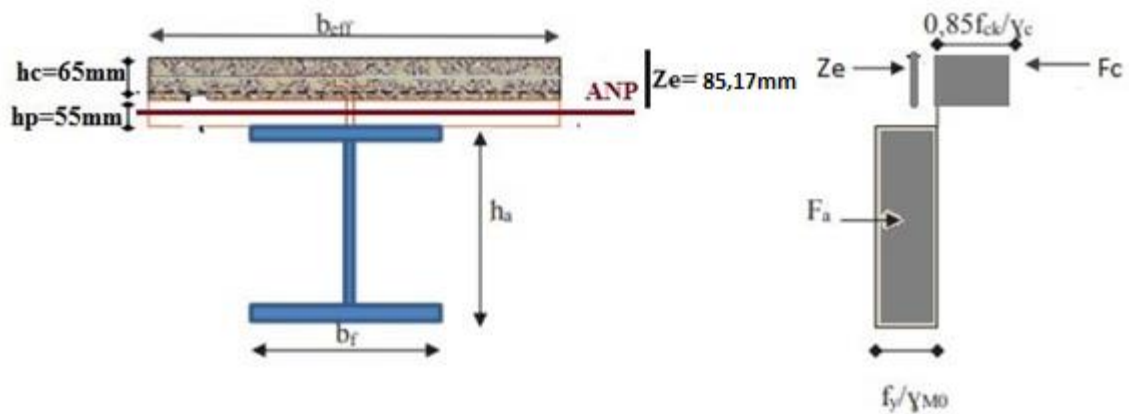


Figure IV- 6: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle

$$\begin{aligned}
 I_n &= \left[I_a + A_a + \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - Z_e \right) \right] + \left[\frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{2} + \left(Z_e - \frac{h_c}{2} \right) \right) \right] \\
 &= \left[1317 \times 10^2 + 2390 \left(\frac{180}{2} + 55 + 64 - 85.17 \right) \right] + \left[\frac{1200 \times 65}{13.77} \left(\frac{65^2}{2} + \left(85.17 - \frac{65}{2} \right) \right) \right]
 \end{aligned}$$

$$I_n = 3117.67 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$F_{max} = \frac{2,5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_n} = \frac{2,5 \times 8,439 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3117,6} = F_{max} = 1,09 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$F_{max} = 1.09 \text{ cm} < F_{adm} = 2.4 \text{ cm}$$

Donc l'IPÉ 180 convient pour les solives.

IV.3 Calcul des connecteurs acier-béton :

Choix des dimensions des connecteurs suivant l'Eurocode 4 :

On choisit des connecteurs de diamètre tel que ne doit pas être inférieur à 1.25 d et la hauteur moyenne ne doit pas être inférieur à 0.20 d, ni la hauteur minimal inférieur à [0.15 × d].

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins 1.5 d et d'une hauteur d'au moins 0.4 d ; ou d est le diamètre du fut de goujon.

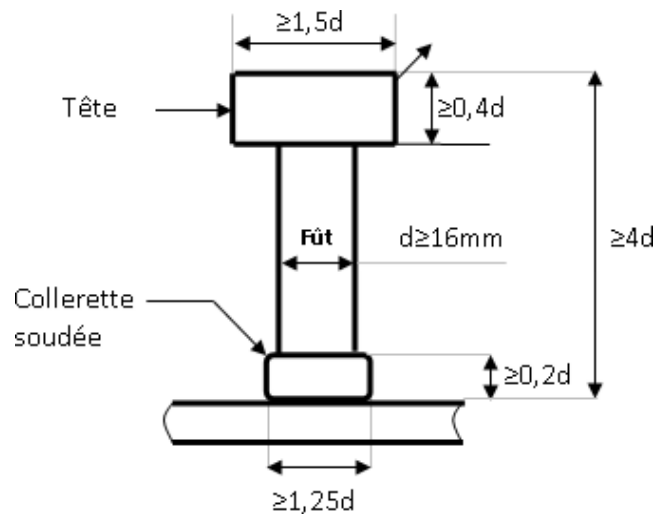


Figure IV- 7: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle

- On prend le diamètre : $d = 19 \text{ mm}$
 $19 \text{ mm} < 1.25 d = 1.25 \times 19 = 23.75 \text{ mm}$
- $\frac{h}{d} > 4 \quad h > 4 \times d$
 On a : $d = 19 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \times 19 = 76 \text{ mm}$
- On prend la hauteur de goujon : $h = 80 \text{ mm}$
 Béton de classe $C25/30 = f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- $E_{cm} = 30500 \text{ Mpa}$.
- $F_u = 400 \text{ Mpa}$

$$\alpha : \text{Facteur de correction} = \begin{cases} 0,2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) \Rightarrow \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 \Rightarrow \text{si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4,21 \quad \text{alors : } \alpha = 1$$

- **Calcul de nombre de connecteurs n :**

$$N \geq \frac{V_L}{P_{RD}}$$

V_L : Effort total de cisaillement longitudinal de calcul

P_{Rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

- **Calcul de la résistance au cisaillement P_{Rd} d'un goujon :**

Selon l'article 3-10-2 (*Eurocode 4*), elle est donnée par la plus petite valeur des deux résistances suivantes :

$$P_{RD1} = 0.85 \times F_u \times \frac{\pi \times D^2}{4 \times \gamma_{m2}} = 0.85 \times 400 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 77080.7 \text{ daN}$$

$$P_{RD2} = 0.29 \times \frac{\alpha \times D^2}{\gamma_{m2}} \times \sqrt{F_{CK} \times E_{cim}} = 0.29 \times \frac{1 \times 19^2}{1.25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 7313.29 \text{ daN}$$

On prend $P_{Rd} = 7313.29 \text{ daN}$

- ✓ $d = 19 \text{ mm}$: le diamètre du fût du goujon.
 - ✓ $F_u = 400 \text{ Mpa}$: la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.
 - ✓ $F_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'étage considéré (fc28).
 - ✓ E_{cim} : la valeur moyenne du model sécant du béton.
 - ✓ $\gamma_{M2} = 1.25$ le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs.
- **Calcul de coefficient min orateur :**

Dans notre cas : les nervures de la tôle est perpendiculaire à l'axe de la poutre, donnée par l'expression suivante :

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N}} \left[\frac{b_a}{h_p} \times \left(\frac{h_g}{h_p} + 1 \right) \right] \leq 1$$

b_a : largeur moyenne d'une onde.

$$b_a = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{88.5 + 61.5}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$b_a = 75 \text{ mm}$$

- ✓ N_r : 1e nombre de goujons dans une nervure.
- ✓ $hg = 80 \text{ mm}$ la hauteur hors-tout du goujon.
- ✓ $hp = 55 \text{ mm}$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \left[\frac{75}{55} \times \left(\frac{80}{55} + 1 \right) \right] \leq 1$$

$$K_t = 0,434 < 1$$

- **On retiendra que pour un goujon :**

$$P_{Rd} = P_{Rdmin} \times K_t = 7313.29 \times 0.434$$

$$P_{Rd} = 3173.97 \text{ daN.}$$

- **Longueur critique :**

Qui représente la distance du point d'appuis de la poutre jusqu'au point le plus sollicité par le moment de flexion M_{max} :

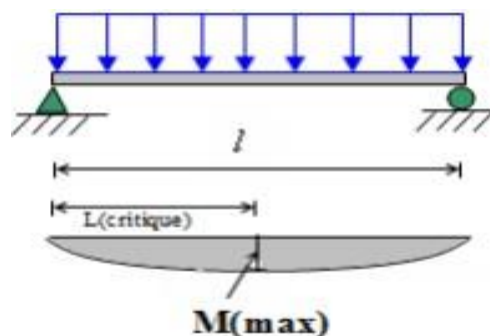


Figure IV- 8: la largeur critique.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{6}{2} = 3\text{m}$$

- **Calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal V_L :**

L'effort total de cisaillement longitudinal V_{Ln} s'exerçant sur chaque longueur antique (c'est-à-dire chaque demi travée de la poutre) est donnée par

$$V_{L1} = F_a = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 51059.1 \text{ daN}$$

$$V_{L2} = F_b = 0.85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times hc = 0.85 \times \frac{250}{1.5} \times 120 \times 6.5 = 110500 \text{ daN}$$

$$V_L = \min \{V_{L1}, V_{L2}\} = V_{L1} = 51059.1 \text{ daN.}$$

Donc :

- **Le nombre de goujons :**

$$N = \frac{V_L}{P_{RD}} = \frac{51059.1}{3173.97} = 16.08 \rightarrow N=16 \text{ goujons.}$$

- **Espacement des connecteurs :**

$$e = \frac{L}{N} = \frac{6000}{16} = 375 \text{ mm} = 0.375 \text{ m}$$

IV.4 Calcul des poutres principales

- **Stade de montage :**

Portée : $L = 6 \text{ m}$

Distance entre axe = 6 m

Pour le poids de béton par ml :

$$S_{nett} = \left[(0.12 \times 1) - \frac{0.0615 - 0.0885}{2} \times 0.055 \times 7 \right] \times 6 \times 2500 = 1366.88 \text{ kg/ml}$$

Poids de la solive par ml :

Nous avons 8 solives par une poutre principale

$$18.8 \times 8 \times 6 = 902.4 \text{ Kg}$$

$$\text{Poids de solive : } 902.4 / 6 = 150.4 \text{ Kg/ml}$$

Chapitre IV : Etude de plancher

- ✓ Le poids propre du béton.....1366,88 kg/ml
- ✓ Le poids propre de la tôle..... $12 \times 6=72$ kg/ml
- ✓ Le poids propre de la solive IPE180.....150,4 kg /ml
- ✓ La surcharge de construction..... $100 \times 6 = 600$ kg/ml

- **La charge permanente**

$$G = 1366.88 + 72 + 150.4 = 1589.28 \text{ kg/ml}$$

- **La charge de construction : $\dot{u}1$**

$$Q = 600 \text{ kg/ml}$$

- **Combinaison de la charge (ELS) :**

$$G + Q = 1589.28 + 600 = 2189.28 \text{ kg/ml}$$

$$F = \frac{3}{384} = \frac{q_s \times L^2}{384} < F_{adm} = \frac{l}{300}$$

➤ **Dimensionnement du profilé :**

$$I_Y \geq \frac{2.5 \times q_s \times 300 \times L^3}{384 \times E} = \frac{2.5 \times 2189.28 \times 10^{-2} \times 1000^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 20361.61 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE 400 ($I_y = 23130 \text{ cm}^4$).

Poids de la poutre (IPE 400)..... 66.3 kg/ml

$$G = 1366.88 + 72 + 150.4 + 66.3 = 1655.58 \text{ kg/ml.}$$

- **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 1655.58 + 1.5 \times 600 = 3135.03 \text{ kg/ml}$$

$$\text{ELS : } G + Q = 1655.58 + 600 = 2255.58 \text{ kg/ml}$$

➤ **Vérification à la résistance :**

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

Chapitre IV : Etude de plancher

- **Calcul de l'effort tranchant dans la section :**

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times L}{2} = \frac{2255.58 \times 6}{2} = 6766.74 \text{ daN}$$

- **Calcul de la résistance plastique au cisaillement de la section :**

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{42,7 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 52667,47 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 6766.74 \text{ daN} \leq V_{plrd} = 52667.47 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} \leq M_{plyrd}$$

- **Calcul de moment fléchissant :**

$$M_{ysd} = \frac{q_{sd} \times L^2}{12} = \frac{3135.03 \times 6^2}{12} = 9405.09 \text{ daN.m}$$

- **Calcul de moment plastique :**

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1307 \times 2350}{1,1} = 27922,27 \text{ daN.m}$$

$$M_{ysd} = 9405.09 \text{ daN.m} \leq M_{plyrd} = 27922.27 \text{ daNm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$F_{max} \leq F_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{2.5 \times q_s \times L^4}{384 \times E} = \frac{2.5 \times 2255.58 \times 10^{-2} \times 1000^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 23130} = 3.02 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{1000}{300} = 3,33 \text{ cm}$$

$$F_{max} = 3.02 \text{ cm} \leq F_{adm} = 3.33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La rigidité est vérifiée.}$$

- **Vérification du déversement :**

Notre plancher est collaborant, la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral qui empêche le déversement.

Donc L'IPE 400 est vérifié au stade de montage

- **Stade finale :**

- Evaluation des charges :**

- ✓ Cloison de séparation..... $90 \times 6 = 540$ kg/ml
 - ✓ Revêtement en carrelage..... $40 \times 6 = 240$ kg/ml
 - ✓ Mortier de pose $40 \times 6 = 240$ kg/ml
 - ✓ Poids de la dalle 1366.88 kg/ml
 - ✓ Isolation thermique..... $16 \times 6 = 96$ kg/ml
 - ✓ Poids de la tôle... $12 \times 6 = 72$ kg/ml
 - ✓ Poids de solive $150,4$ kg/ml
 - ✓ Poids de la poutre (IPE400)..... 66.3 kg/ml

- **Les charges variables :**

Charge d'exploitation $Q = 250 \times 6 = 1500$ kg/ml

- **Combinaison de charge :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 (Q) = 1.35 \times 2771.58 + 1.5 \times (1500)$$

$$q_u = 5991.63 \text{ kg/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sd} = G + Q = 2771.58 + 1500$$

$$q_{sd} = 4271.58 \text{ kg/ml}$$

- **Caractéristique de la dalle mixte :**

- Calcul de la largeur participante de la dalle en béton :**

$$B_{eff} = \min (2 \times l_0 / 8, e)$$

$l_0 = l$: La longueur de la poutre maitresse ($l = 6\text{m}$)

e : Entre axes des poutres ($e = 6\text{m}$)

$$\text{Donc : } B_{eff} = \min (2 \times \frac{6}{8} = 1,5\text{m}, 6\text{m}) = 1,5\text{m}$$

- **Vérification à L'ELU :**
- **Vérification de l'effort tranchant (au cisaillement) :**

$$V_{sd} \leq V_{plyrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5991,63 \times 6}{2} = 17974,89 \text{ daN}$$

$$V_{plyrd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{mo}} = \frac{42,7 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 52667,47 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 17974,89 \text{ daN} \leq V_{plyrd} = 52667,47 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification du moment fléchissant (à la résistance) :**

$$M_{sd} \leq M_{plyrd}$$

(La poutre est encadrée à ces deux extrémités)

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{5991,63 \times 6^2}{12} = 17974,89 \text{ daN.m}$$

- **Calcul de la distance de l'axe neutre plastique à la fibre supérieure du béton :**

Résistance de la section en acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{mo}} = F_a = \frac{84,5 \times 2350}{1,1}$$

$$F_a = 180522,73 \text{ daN}$$

- **Résistance de la section du béton :**

$$F_b = \frac{0,85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 1500 \times 65 \times 2,5}{1,5} = F_b = 138125 \text{ daN}$$

$F_a > F_b \implies$ L'axe neutre se trouve dans la poutre.

$$F_a - F_b = 180522,73 - 138125 = 42397,73 \text{ daN}$$

$$2b_f t_f \gamma_{yd} = 2 \times 180 \times 13,5 \times \frac{235}{1,1} = 103827,3 \text{ daN}$$

$F_a - F_b < 2b_f t_f \gamma_{yd}$ ANP (axe neutre plastique) dans la semelle.

$$Z = \frac{F_a - F_b}{2b_f f_y} \times \gamma_{m0} + h_c + h_p = \frac{423977.3}{2 \times 180 \times 235} \times 1.1 + 65 + 55 = 125.51 \text{ mm}$$

- **Le moment résistant de calcul :**

$$M^+_{pl.r.d} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - \left(\frac{F_a - F_b}{2} \right) \times (Z + h_p)$$

$$M^+_{pl.r.d} = 1805227.3 \left(\frac{400}{2} + \frac{65}{2} + 55 \right) - \left(\frac{423977.3}{2} \right) \times (125.51 + 55)$$

$$M^+_{pl.r.d} = 48073.68 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 17974.89 \text{ daN.m} \leq M^+_{plyrd} = 48073.68 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification à la flèche :**

$$F_{max} \leq F_{adm}$$

$$F_{adm} = \frac{1}{300} = \frac{1000}{300} = 3.33 \text{ cm}$$

$$F_{max} = \frac{2.5 \times q_{sd} \times l^4}{384 \times E_a \times h}$$

- **Le moment d'inertie homogénéisé :**

$$A_h = A_a + \frac{B_{eff} \times h_c}{n} = 8450 + \frac{1500 + 65}{13.77} = 15530.61 \text{ mm}^3$$

$$A_h \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) = 15530.61 (200 + 55) = 3960305.55 \text{ mm}^2$$

$$\frac{B_{eff} \times h_c^2}{2n} = \frac{1500 \times (65)^2}{2 \times (13.77)} = 230119.83 \text{ mm}^2$$

$A_h \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) \geq \frac{B_{eff} \times h_c^2}{2n}$ l'axe neutre élastique se situe dans le profilé métallique à une distance Z_e de la face supérieure de la dalle.

$$Z_e = \left(\frac{A_a}{A_h} \times \left(\frac{h}{2} + h_p + h_c \right) + \frac{1}{A_h} \times \frac{B_{eff} \times h_c^2}{2n} \right) = \left(\frac{8450}{15530.61} \times \left(\frac{400}{2} + 55 + 65 \right) \right) + \frac{1}{15530.61} \times \frac{1500 \times (65)^2}{2 \times 13.77}$$

$$Z_e = 188.92 \text{ mm}$$

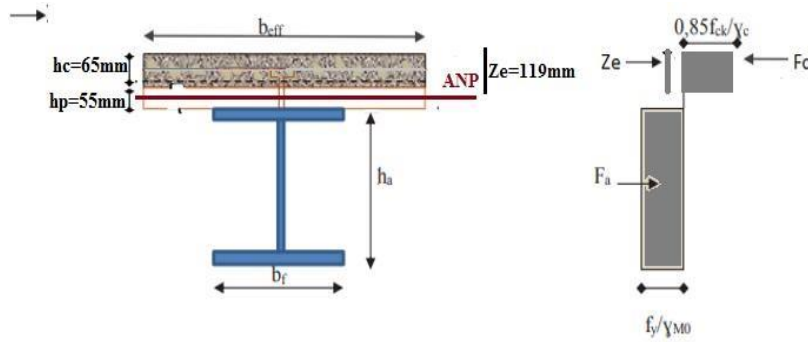


Figure IV- 9: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans le profilé en acier (flexion positive).

$$I_h = \left(I_a + A_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c + Z_e \right)^2 + \frac{B_{eff} \times h_c}{h} \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(Z_e - \frac{h}{2} \right)^2 \right) \right)$$

$$= \left(23130 \times 10^4 + 8450(200 + 55 + 65 + 188.92)^2 + \frac{1500 \times 65}{13.77} \left(\frac{65^2}{12} + \left(188.92 - \frac{65}{2} \right)^2 \right) \right)$$

$$I_h = 259558.21 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$F_{max} = \frac{2.5 \times qsd \times l^4}{384 \times E \times lh} = \frac{2.5 \times 42.7158 \times (1000^4)}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 259558.21} = 0.51 \text{ cm}$$

$$F_{max} = 0.51 \text{ cm} \leq F_{adm} = 3.3 \text{ cm}$$

Donc l' **IPE 400** convient pour la phase finale.

IV.5 Conclusion :

À travers cette étude nous avons montrés que le plancher mixte réaliser avec une dalle en béton d'épaisseur 12 cm posé sur des solives IPE180.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 19 mm, espacées de 37.5 cm entre eux.

***Chapitre V : Calcul des éléments
secondaires***

V.1 Introduction :

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'embranchement, largeur des marches s'appellent giron (g) et la hauteur contre marche (h), et il est constitué généralement de :

Palier : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

Volée : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

Limon : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploi des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.

Garde-corps : Il est utilisé pour assurer la sécurité des utilisateurs d'escalier.

Giron : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

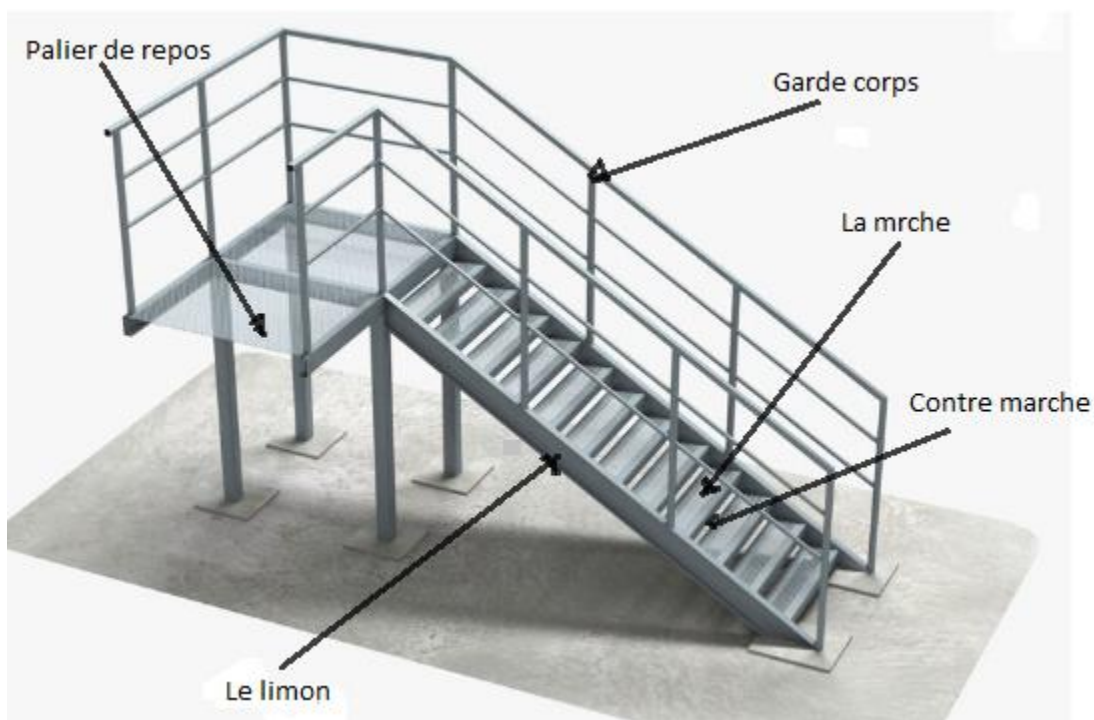


Figure V- 1: Schéma d'escalier.

V.2 Pré-dimensionnement des marches :

Pour dimensionnement des marches on utilise la formule de **BLONDEL** pour calculer,

(g : giron) et (h : contre marche).

Chapitre V : Calcul des éléments secondaires

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm}$$

h : varie de 14 cm à 18 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

Donc :

Hauteur d'étage $h_e = 9,18$ m

Giron: $g = 30\text{cm}$

On a $59\text{cm} \leq (30+2h) \leq 66\text{cm}$

Pour $h=17$ cm on a :

$$N = \frac{N}{h} = \frac{918}{17} = 54$$

Donc : nous avons 54 marches.

$$\frac{54}{6} = 9 \text{ donc : } 9 \text{ marches à chaque volée.}$$

La longueur de la ligne de la foulée sera :

$$L = g(n-1) = 30(9-1)$$

$$L = 240 \text{ cm} = 2,4 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\beta = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \quad \text{donc : } \beta = 29,54^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$L = \frac{9 \times 17}{\sin 29,54} = 3,1 \text{ m}$$

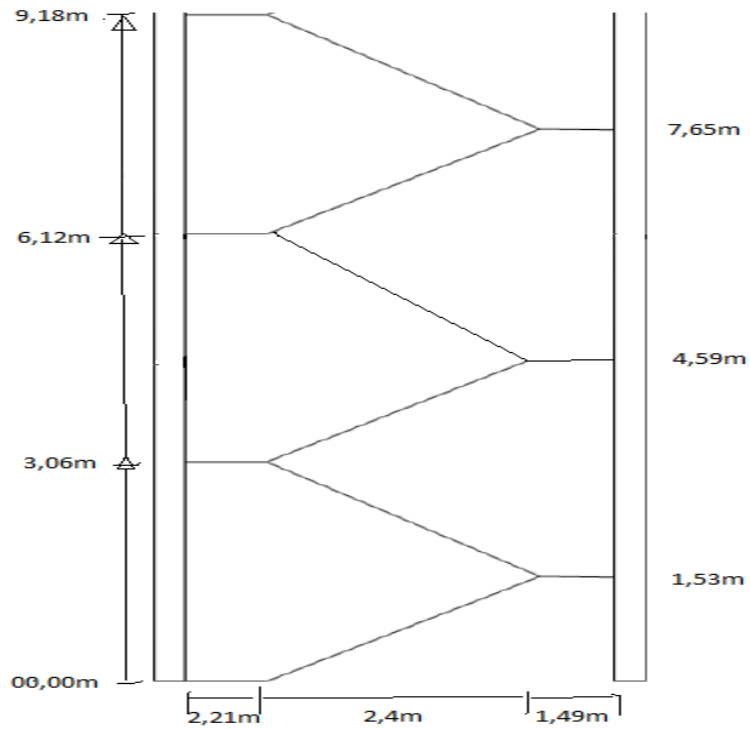


Figure V- 2: Schéma statique d'escalier

V.3 Dimensionnement des éléments porteurs :

Supports de marches :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

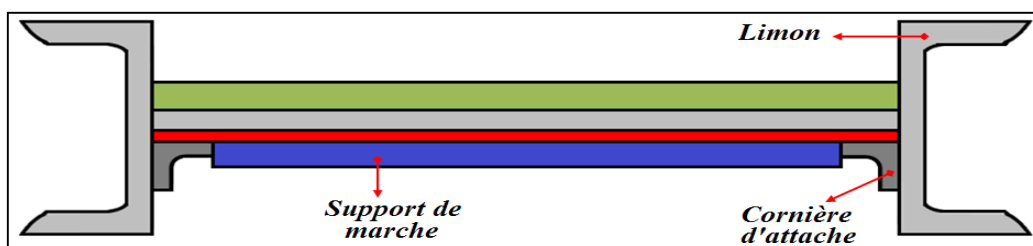


Figure V- 3: Disposition des cornières

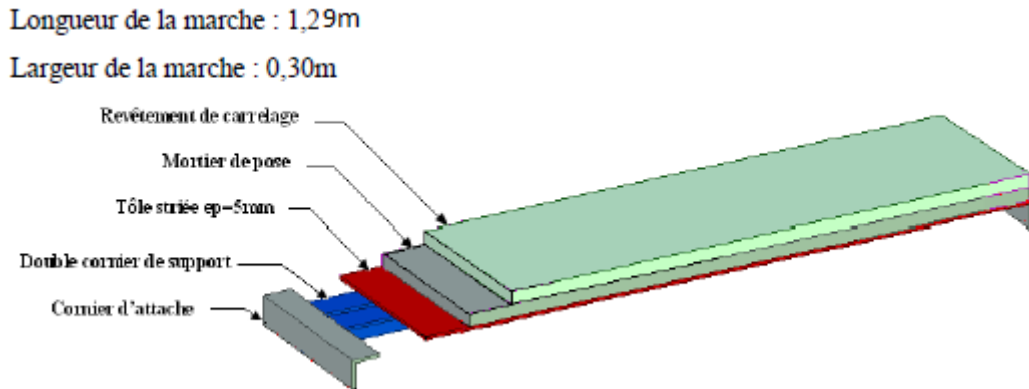


Figure V- 4: Les constituants de marche

• **Evaluation des charges et surcharges :**

• **Charges permanentes :**

- support de marche (estimer) :.....8daN/m
- tôle d'épaisseur 5mm :.....40daN/m²
- mortier de pose :.....40daN/m²
- revêtements carrelage :.....40daN/m²

Charges totale : $G = (40 + 40 + 40) \times 0,3 + 8 = 44\text{daN/m}$

• **Charges d'exploitation :**

$Q = 250 \times 0,3 = 75\text{daN/m}$

V.4 Pré dimensionnement des supports de marches :

• **Condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$q_s = G + Q = 44 + 75 = 120\text{daN/m}$ (Combinaison à l'ELS)

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times f_{adm}} = \frac{5 \times 120 \times 10^{-2} \times 300 \times 129^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 4,79\text{cm}^4$$

$I_y \geq 4,79\text{cm}^4$

Chapitre V : Calcul des éléments secondaires

On adopte la cornière **L40 x 40 x 5**

$$G = (40+40+40) \times 0,3 + 8 + 2,97 = 46,97 \text{ daN/m}$$

- **Vérification à ELU :**

$$q_{sd} = 1,35G + 1,5Q = 175,91 \text{ daN/m}$$

- **Classe de la section transversale :** cornière de classe 1

- **Moment fléchissant :**

Condition à vérifier : $M_{y, sd} \leq M_{pl, y, Rd}$

$$M_{y, sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{175,91 \times 1,29^2}{8} = 36,6 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl, y, rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,91 \times 23,5}{1,1} = 40,80 \text{ daNm}$$

$M_{y, sd} \leq M_{pl, y, rd}$ Ok

- **Effort tranchant :**

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{pl, Rd}$

$$V_{z, sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{175,91 \times 1,29}{2} = 113,46 \text{ daN}$$

$$V_{plz, rd} = \frac{A \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3,79 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1} = 4674,7 \text{ daN}$$

$V_{sd} \leq V_{pl, Rd}$ Ok

- **Vérification à ELS :**

Condition à vérifier $f_{max} \leq f_{ad}$:

$$f_{max} = \frac{5 \times q_{sd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 175,91 \times 10^{-2} \times 1,29^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5,43} = 0,56 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{129}{300} = 0,43 \text{ cm}$$

La cornière **L40x40x5** est non adopté comme support des marches.

- **On augmente la cornière à L50x50x4 :**

$$G = (40+40+40) \times 0,3 + 8 + 3,06 = 47,06 \text{ daN/m}$$

- **Vérification à ELU :**

$$q_{sd} = 1,35G + 1,5Q = 176,03 \text{ daN/m}$$

- **Classe de la section transversale :** cornière de classe 1

- **Moment fléchissant :**

Condition à vérifier : $M_{y.sd} \leq M_{el,y.Rd}$

$$M_{y.sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{176,03 \times 1,29^2}{8} = 36,62 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{2,46 \times 23.5}{1.1} = 52,55 \text{ daNm}$$

$$M_{y.sd} \leq M_{ply,rd} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

- **Effort tranchant :**

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{z.sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{176,03 \times 1,29}{2} = 113,54 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{3,89 \times (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 4798,04 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

- **Verification a ELS :**

Condition à vérifier $f_{max} \leq f_{adm}$:

$$f_{max} = \frac{5 \times q_{sd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 176,03 \times 10^{-2} \times 129^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 8,97} = 0,34 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{129}{300} = 0,43 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.34 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.43 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

La cornière **L50×50×4** est adopté comme support des marches.

V.5 Prés-dimensionnement des limons :

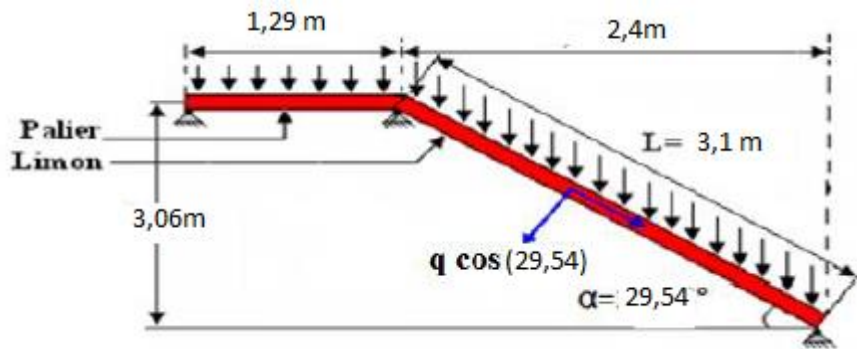
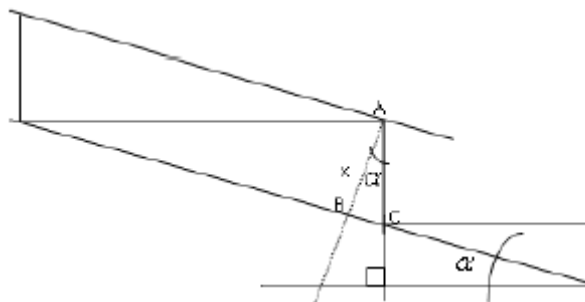


Figure V- 5: schéma statique de limon.

- **Remarque importante :**

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de la largeur de marche pour avoir le profile UPN

Minimum a adopté :



Dans le triangle ABC :

$$\cos a = \frac{AB}{AC} \times \frac{X}{h}$$

$$X = h \cos(a)$$

$$= 17 \cdot \cos 29.54 = 14.79 \text{ cm}$$

→ donc on adopte au minimum un UPN160 de h=16cm

- **Evaluation de charges :**

- **Les charges permanentes :**

Chapitre V : Calcul des éléments secondaires

- ✓ Tôle striée $e_p=5\text{mm}$ $G_1=45 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Mortier de pose + accessoire $G_2=45 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Revêtement de carrelage $G_3=40 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Double Cornier $50\times 50\times 4$ $G_4=6,12 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Cornier de support $\gamma 50\times 50\times 4$ $G_5=3,06 \text{ daN/m}^2$
- Garde de corps $G_6=15 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_6) \cdot a + 2 \cdot G_5 + G_4 \cdot N \cdot a / L$$

$$= (45 + 45 + 40 + 15) \times 1,29 + 2 \times 3,06 + 6,12 \times 9 \cdot (1,29 / 3,1)$$

$$\rightarrow G = 216,1 \text{ daN/m}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$P = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = P \cdot g = 250 \times 1,29 = 322,5 \text{ daN/m}$$

$$\rightarrow Q = 322,5 \text{ daN/m}$$

- **Combinaison des charges :**

À l'ELU :

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 216,1 + 1,5 \times 322,5 = 775,49 \text{ daN/m}$$

À l'ELS :

$$G + Q = 216,1 + 322,5 = 538,6 \text{ daN/m}$$

- **Vérification de la flèche :(ELS)**

$$f_y = \frac{5 \times q_s \times \cos(a) \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$\frac{5 \times 538,6 \times 10^{-2} \times \cos(29,54) \times 310^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 925} = 0,29 \text{ Cm}$$

$$f_{adm} = \frac{310}{300} = 1,03 \text{ Cm}$$

Donc : $f_y < f_{adm}$ La flèche est vérifiée.

- **Vérification à la résistance : (ELU)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plyrd}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times \cos(a) \times l^2}{8} = \frac{775,49 \times \cos(29,54) \times 3,1^2}{8} = 810,47 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{138 \times 2350}{1,1} = 2948,18 \text{ daN.m}$$

Donc : $M_{sd} \leq M_{plyrd}$ La condition à la résistance est vérifiée.

- **Vérification à l'effort tranchant :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plyrd}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times \cos(a) \times l}{2} = \frac{775,49 \times \cos(29,54) \times 3,1}{2} = 1045,76 \text{ daN}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{11,4 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 14061,10 \text{ daN}$$

$$\text{Avec : } A_{vy} = A - A_{vz} = 24 - 12,6 = 11,4 \text{ cm}^2$$

Donc : $V_{sd} \leq V_{plyrd}$ la condition à l'effort tranchant est vérifiée.

- **Vérification à la compression :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{sd} < N_{plrd} \quad \text{Avec :}$$

$$N_{sd} = qu \times \sin(\alpha) \times l$$

$$N_{sd} = 775,49 \sin 29,54 \times 3,1$$

$$N_{sd} = 1185,25 \text{ daN}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{24 \times 2350}{1,1} = 51272,73 \text{ daN}$$

Donc : $N_{sd} < N_{plrd}$ la condition à la compression est vérifiée.

- **Remarque :**

Selon l'EUROCODE -3- il faut vérifier le limon sous la condition d'un élément comprimé et fléchi (flexion composée), la formule suivante doit être vérifiée pour la sécurité :

$$\left[\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right] \leq 1,0$$

$$\frac{1185,25}{51272,73} + \frac{810,47}{14061,10} = 0,08 < 1$$

Donc : la condition est vérifiée, le limon en UPN 160 est vérifié à la sécurité.

V.6 Calcul du palier de repos :

Nous avons prévu pour le palier de repos une tôle striée d'épaisseur 07 mm qui est soudée sur ces quatre cotés avec les poutres porteuses du palier de dimensions (2.21 x 1.29) m.

- **Vérification de la tôle striée :**
 - **Evaluation des charges :**

Les charges permanentes :

Tôle stericale $e_p=7\text{mm}$ $\rightarrow G_1=58,5 \text{ daN/m}^2$

Mortier de pose + accessoire $\rightarrow G_2=45\text{daN/m}^2$

Revêtement de carrelage $\rightarrow G_3=40\text{daN/m}^2$

$$G' = (G_1 + G_2 + G_3) = (58,5 + 45 + 40) = 143,5 \text{ daN/m}^2 \quad \rightarrow G = 143,5 \text{ daN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

- **Combinaison des charges :**

À l'ELU :

$$1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 143.5 + 1.5 \times 250 = 568.72 \text{ daN/m}^2$$

À L'ELS :

$$G + Q = 143,5 + 250 = 393,5 \text{ daN/m}^2$$

• **Vérification de la flèche :**

Selon aide-mémoire -R.D.M, on a pour une plaque rectangulaire uniformément chargée, encastrée sur les quatre coté : $e=0,007 \text{ m}$, $a=1,29 \text{ m}$ et $b=2,21 \text{ m}$ $\rightarrow (b/a) = 1,71 \text{ m}$

Supposant que le centre du repère (oxy) est confondu avec le centre de gravité de la plaque, la flèche max a ($x=0$, $y=0$)

$$f_y = \frac{0,0277 \times q_s \times a^4}{E \times e^3} = \frac{0,0277 \times 393,5 \times 10^{-6} \times (1,29 \times 10^3)^4}{21000 \times 7^3} = 4,19 \text{ mm}$$

$$F_{adm} = \frac{a}{300} = \frac{1290}{300} = 4,3 \text{ mm}$$

Donc : $f_{adm} > f_y$ la flèche est vérifiée.

$$f_z = \frac{0,0277 \times q_s \times b^4}{E \times e^3} = \frac{0,0277 \times 393,5 \times 10^{-6} \times (2,21 \times 10^3)^4}{21000 \times 7^3} = 36,1 \text{ mm}$$

$$F_{adm} = \frac{a}{300} = \frac{2210}{300} = 7,36 \text{ mm}$$

Donc : $f_{adm} < f_z$ la flèche n'est pas vérifiée.

$$\text{Pour : } b' = \frac{b}{2} = \frac{2,21}{2} = 1,105 \text{ mm}$$

$$f_z = \frac{0,0277 \times q_s \times b'^4}{E \times e^3} = \frac{0,0277 \times 393,5 \times 10^{-6} \times (1,105 \times 10^3)^4}{21000 \times 7^3} = 2,26 \text{ mm}$$

$$F_{adm} = \frac{b'}{300} = \frac{1105}{300} = 3,68 \text{ mm}$$

Donc : $f_z < f_{adm}$ la flèche est vérifiée.

V.7 Vérification des poutres :

- **Vérification des poutres de milieu :**

Chaque poutre supporte 1/3 des charges et surcharges de palier de repos

- **Détermination de la section de la poutre de la poutre de milieu :**

- **Evaluation des charges :**

$$G = 1,25.G = 1,25 \times 143,5 = 179,37 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 1,25.Q = 1,25 \times 250 = 312,5 \text{ daN/m}^2$$

- **Combinaison des charges :(ELS)**

$$G + Q = 179,37 + 312,5 = 491,87 \text{ daN/m}^2 = 491,87 \times 1,29 = 634,51 \text{ daN/ml} = n$$

- **Avec la condition de la flèche ($f_{adm} \geq f_y$) :**

$$\frac{a}{300} \geq \frac{5 \times n \times a^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times n \times a^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times 634,51 \times 10^{-3} \times (1,29 \times 10^3)^3}{384 \times 21000}$$

$$I_y \geq 25,33 \text{ Cm}^4 \Rightarrow \text{On adopte pour la poutre à un IPE80}$$

Avec :

Chapitre V : Calcul des éléments secondaires

Profilé IPE80	Dimensions							Caractéristiques de calcul						
	G Kg/m	h mm	b mm	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	d (mm)	Wply cm ³	Wpl, z (cm ³)	A cm ²	Avz (cm ²)	Avy (cm ²)	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴
	6	80	46	3.8	5.2	5	59.6	23.2	5.8	7.64	3.58	4.06	80.1	8.49

Tableau V- 1: Caractéristique de profilé IPE 80.

- Evaluation des charges :**

$$G = 1,25 \cdot G + P_{IPE80} = 1,25 \times 143,5 \times 1,29 + 6 = 237,39 \text{ daN/m}$$

$$Q = 1,25 \cdot Q = 1,25 \times 250 \times 1,29 = 403,13 \text{ daN/m}$$

- Combinaison des charges :**

À l'ELU :

$$qu = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 237,39 + 1,5 \times 403,13 = 925,17 \text{ daN/m}$$

À l'ELS :

$$qs = G + Q = 237,39 + 403,13 = 640,52 \text{ daN/m}$$

- Vérification de la flèche :**

$$f_y = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 640,52 \times 10^{-2} \times 129^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 80,1} = 0,14 \text{ Cm}$$

$$F_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{129}{300} = 0,43 \text{ Cm} \dots \dots \dots \text{ donc la flèche est vérifiée}$$

- Vérification à la résistance :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

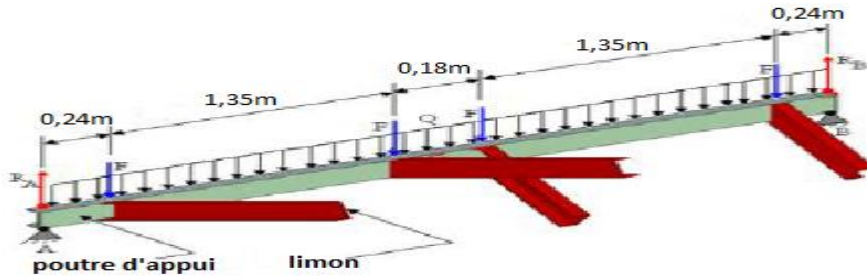
$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{925,17 \times 1,29^2}{8} = 192,44 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply, rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23,2 \times 23,5}{1,1} = 495,64 \text{ daN.m}$$

Chapitre V : Calcul des éléments secondaires

Donc : $M_{plyrd} > M_{sd}$la condition à la flèche est vérifiée

V.8 Calcul des poutres d'appuis des limons :



- **Remarque :**

Notre escalier à cinq paliers de repos et six volés, qu'il a douze limons en UPN 160, ont les mêmes charges et surcharges et les mêmes longueurs, et nous estimons que les poutres sont en UPN 200.

Profilé	Dimensions							Caractéristiques de calcul							
	G Kg /m	h mm	b mm	Tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	d (mm)	Wpl,y cm ³	Wpl,z (cm ³)	A cm ²	Avz (cm ³)	Avy (cm ³)	Iy cm ⁴	Izcm ⁴	
UPN 200	25.3	200	75	8.5	11.5	11.5	6	151	228	51.8	32.2	17.7	14.5	1910	148

Tableau V- 2: Caractéristique de profilé UPN 200.

- **Evaluation des charges :**

Les charges permanent :

- ❖ *Les charges réparties :*

- Tôle sérielle $e_p=7\text{mm}$ $G_1=58,5 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de pose + accessoire..... $G_2=45 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage..... $G_3=40 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de UPN200 $G_4=25,3 \text{ daN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \cdot 1,29 + G_4 = (58,5 + 45 + 40) \times 1,29 + 25,3 = 210,42 \text{ daN/m}$$

$$\rightarrow G = 210,42 \text{ daN/}$$

- **Les charges ponctuelles :**

Chaque poutre d'appuis de notre escalier supporte les charges des quatre limons au mêmes

Chapitre V : Calcul des éléments secondaires

temps et ces dernières sont considérées comme des charges ponctuelles F.

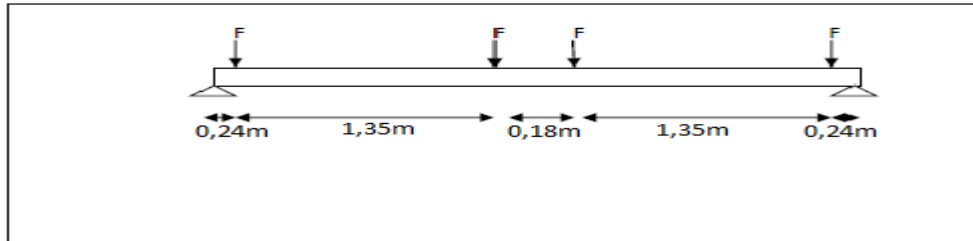


Figure V- 6: les charges ponctuelles sur la poutre d'appuis des limons.

$$F=G \times L = 210,42 \times 3,24 = 681.76 \text{ daN} \quad \Rightarrow \quad F_1 = 681.76 \text{ daN}$$

- **Charges d'exploitation :**

- ❖ **Charges réparties**

$$Q = 250 \times 1.29 = 322,5 \text{ daN/m} \quad \rightarrow Q = 322,5 \text{ daN/m}$$

- ❖ **Charges Ponctuelles :**

$$F_2 = 250 \times 1.29 \times 3.24 = 1044.9 \text{ daN} \quad \rightarrow F_2 = 1044.9 \text{ daN}$$

- **Combinaison des charges :**

À l'ELU :

- **Charges réparties :**

$$N = 1.35.G + 1.5.Q = 1.35 \times 210,42 + 1.5 \times 322,5 = 767,82 \text{ daN/m}$$

- **Charges Ponctuelles :**

$$F = 1.35 \times F_1 + 1.5 \times F_2 = 1,35 \times 681.76 + 1,5 \times 1044.9 = 2487.73 \text{ daN}$$

À l'ELS :

- **Charges réparties :**

$$N = G + Q = 210,42 + 322,5 = 532,92 \text{ daN/ml}$$

- **Charges Ponctuelles :**

$$F' = F_1 + F_2 = 681.76 + 1044.9 = 1726.66 \text{ daN}$$

- **Vérification de la flèche :**
 - **La flèche due aux charges ponctuelles :**

On a quatre charges ponctuelles et des charges réparties sur la poutre UPN200, pour calculer la flèche on utilise le Théorème de superposition qui annonce que la flèche totale est la somme des flèches dues à chacune de ces charges, d'après l'aide de mémoire RDM, la flèche au milieu de la poutre est égale à :

$$f_i = \frac{F \cdot a_i}{48 \cdot E \cdot I_y} \cdot (3L^2 - 4a^2)$$

Donc la flèche au milieu de la poutre porteuse est la somme de f_i : Tel que : $a_1 = a_4 = 0.24$ m, et : $a_2 = a_3 = 1.53$ m

Alors :

$$F_1 = F_4 = \frac{1726.66 \times 24}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 1910} \times (3 \times 324^2 - 4 \times 24^2) = 0.067 \text{ cm} = 0.67 \text{ mm}$$

$$F_2 = F_3 = \frac{1726.66 \times 153}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 1910} \times (3 \times 324^2 - 4 \times 153^2) = 0.3 \text{ cm} = 3 \text{ mm}$$

- **La flèche due aux charges réparties :**

$$F_5 = \frac{5 \times 532.92 \times 10^{-2} \times 324^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1910} = 0.19 \text{ cm} = 1.9 \text{ mm}$$

$$\sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + f_5 = 0.67 + 3 + 3 + 0.67 + 1.9$$

$$\sum f_i = 9.24 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{3240}{300} = 10.8 \text{ mm}$$

Donc : $f_{adm} > \sum f_i$ La flèche est vérifiée.

- **moment max :**

Chapitre V : Calcul des éléments secondaires

$$R_A + R_B = \frac{N \times l + 4 \times F}{2} = \frac{767.89 \times 3.24 + 4 \times 2487.73}{2} = 6219.44 \text{ daN}$$

$$M_{MAX} = R \times l/2 + N \times l^2/8 - F(l - a_1 - a_2) = 6219.44 \times 3.24/2 + 767.89 \times 3.24^2/8 - 2487.73(3.24 - 0.24 - 1.53)$$

$$M_{MAX} = 7426.15 \text{ daN.m}$$

V.9 Dimensionnement des supports de palier de repos :

Nous disposons 4 demi-poteaux sur lesquels repose chaque palier de repos, nous disposons des HEA120.

Le cas le plus défavorable est le cas des demi-poteaux de deuxième palier de repos (H = 4,59 m).

- **Données concernant ce profilé :**

Profilé HEA120	Dimensions							Caractéristiques de calcul						
	G Kg/m	h mm	b mm	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	d (mm)	Wpl,y cm ³	Wpl,z (cm ³)	A cm ²	Avz (cm ²)	Avy (cm ²)	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴
	19.9	114	120	5	8	12	74	119.5	58.85	25.3	8.467	16.84	606,2	230.9

Tableau V- 3: Caractéristique de profilé HEA120.

- **Les charges :**

- réaction des poutres porteuses (poutre d'appuie) : $R_A = 6219,44 \text{ daN}$

- poids propre de HEA120 : $P = 19,9 \times 4,59 = 91,34 \text{ daN}$

$$N_{sd} = R_A + P$$

$$\text{Donc : } N_{sd} = 6219,44 + 91,34 = 6310,78 \text{ daN}$$

- **Vérification de la résistance :**

- **Vérification au flambement :**

Selon L'EUROCODE 3, la vérification d'un élément comprimé est :

$$V_{sd} \leq \chi_{min} \frac{N_{plRd}}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

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

- **Flambement par rapport à l'axe fort y-y :**

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0,5}} \quad \text{Avec : } \chi_y < 1$$

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_A}) \quad \text{Avec } \beta_A = 1 (\text{section de classe -1-})$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{400}{4,89} = 81,79.$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) = \frac{81,79}{93,9} = 0,87.$$

- **La courbe de flambement :**

Section en H \Rightarrow courbe "d"

$$\alpha_y = 0,76$$

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,76 (0,87 - 0,2) + 0,87^2] = 1,13$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,13 + (1,13^2 - 0,87^2)^{0,5}} = 0,54$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible z-z :**

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0,5}} \quad \text{Avec : } \chi_z < 1$$

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_A}) \quad \text{Avec } \beta_A = 1 (\text{section de classe -1-})$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{I_y}{i_z} = \frac{400}{3,02} = 132,45.$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) = \frac{132,45}{93,9} = 1,41$$

- **La courbe de flambement :**

Section en en H \Rightarrow courbe “ d”

$$a_z=0,79$$

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,79(1,41 - 0,2) + 1,412] = 1,95$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,95 + (1,95^2 - 1,41^2)^{0,5}} = 0,3033$$

Donc :

$$\chi_{min} = \min (0,54 ; 0,3) = 0,3033$$

$$N_{plRd} = \frac{A_{fy}}{y_{M1}} = \frac{2530 \times 235}{1,1} = 54050 \text{ daN.}$$

$$\chi_{min} \times N_{plRd} = 0,3033 \times 54050 = 1694,13 \text{ daN.}$$

$$N_{sd} = 6219,44$$

Donc :

$$N_{sd} < \chi_{min} \times N_{plRd} \dots\dots\dots \text{Les demi-poteaux en HEA120 sont vérifiés à la sécurité.}$$

V.10 Conclusion :

Dans notre étude (étude d'un escalier à trois volés et deux palier de repos), on a justifié les choix des dimensions que nous avons prévues en fonction des dimensions de la cage d'escalier ; ainsi nous avons établis les calculs des marches, les calculs de limon, les calculs des paliers de repos et leurs supports, dans ce dernier nous avons prévu une tôle striée soudée sur des poutres UPN (différentes inerties). Aussi pour le limon nous avons utilisé des poutres UPN. Dans le cas des marches, nous avons adopté la conception la plus utilisée, qui se constitue d'une tôle striée rigidifiée par des cornières, et pour les supports des paliers de repos nous avons utilisé des demi-poteaux en HEA120.

***Chapitre VI : Calcul des
contreventements***

VI.1 INTRODUCTION :

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, le freinage des ponts roulants, l'action sismique...etc. Ils sont destinés pour garantir le bon cheminement des efforts horizontaux vers les fondations. Ils sont disposés en toiture dans le plan des versants : poutre au vent "contreventement horizontal" et en façades : palée de stabilité "contreventement vertical", et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur le pignon que sur les long-pans.

VI.2 Dispositions des contreventements :

Les contreventements sont disposés dans les plans des versants de la toiture dans la travée centrale (6^{ème} travée), dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dus au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui joue le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation.

VI.3 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Cette poutre sera calculée comme une poutre treillis reposant sur deux appuis (palées de stabilité). Elle sera soumise à des forces horizontales

- **Effort du vent sur les pignons :**

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

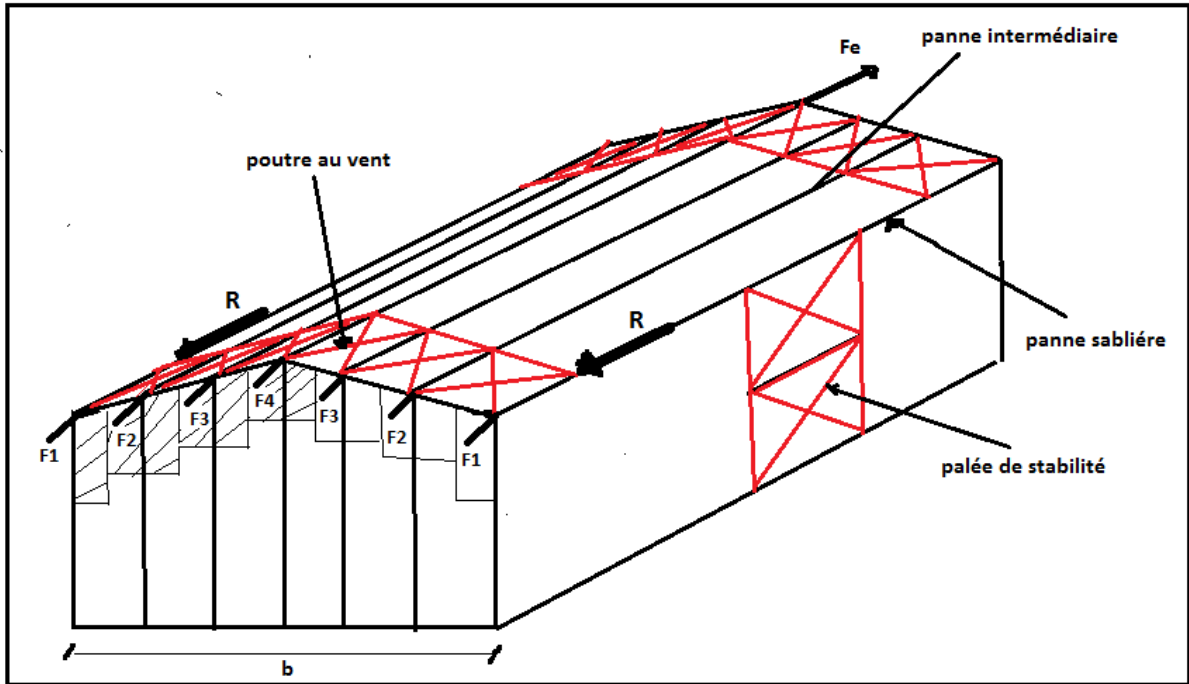


Figure VI- 1: Effort du vent sur les pignons.

- Évaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

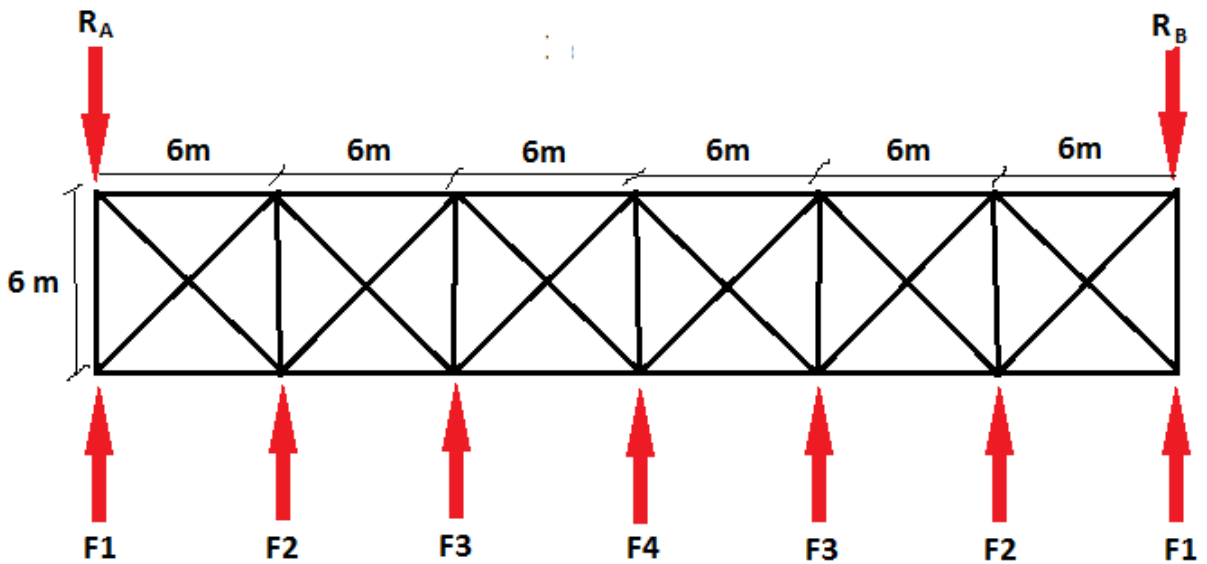
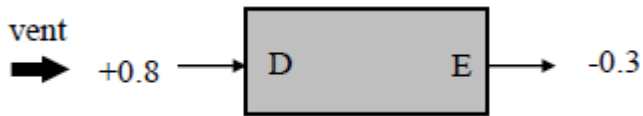


Figure VI- 2: Schéma statique de la poutre au vent.

Chapitre VI : Calcul des contreventements

Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre 2) :

– La valeur de C est donnée ci-dessous



- **Le coefficient de réduction**

$$\zeta C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

- **La pression dynamique :**

$$q_{pz} = q_{réf} \times c_e = 37.5 \times 1.924 = 72.15 \text{ daN/m}^2$$

La pression du vent :

$$v = w(z) = q_p(z) \times \sum C_r \times C_d = 72.15 \times 1.1 \times 1 = 79.37 \text{ daN/m}^2$$

– On a négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au pignon

$$F_{fr} = 0 \text{ daN (chapitre 2).}$$

- **Calcul des efforts horizontaux F_i :**

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(79.37 \times \frac{12}{2} \times \frac{36}{12} \right) + 0 = 1428.66 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(79.37 \times \frac{12.69}{2} \times \frac{36}{6} \right) + 0 = 3021.62 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(79.37 \times \frac{13.39}{2} \times \frac{36}{6} \right) + 0 = 3188.29 \text{ daN}$$

$$F_4 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(79.37 \times \frac{14.1}{2} \times \frac{36}{6} \right) + 0 = 3357.35 \text{ daN}$$

- **Effort de traction dans les diagonales :**

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

Chapitre VI : Calcul des contreventements

- **Par la méthode des coupures**

On établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2 + F_3) + F_4}{2} = \frac{2(1428,66 + 3021,62 + 3188,29) + 3357,35}{2} = 9317.245 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{6}{6} = 1 \quad \text{avec} \quad \tan^{-1}(\theta) = 45^\circ$$

$$\text{D'où : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta}$$

$$F_d = \frac{9317.245 - 1428,66}{\cos 45^\circ} = 11156.14 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 16734.22 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 167.3422 \text{ KN}$$

- **Section de la diagonale :**

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_0}{f_y} = \frac{16734.22 \times 1.1}{23.5} = 7,83 \text{ cm}^2$$

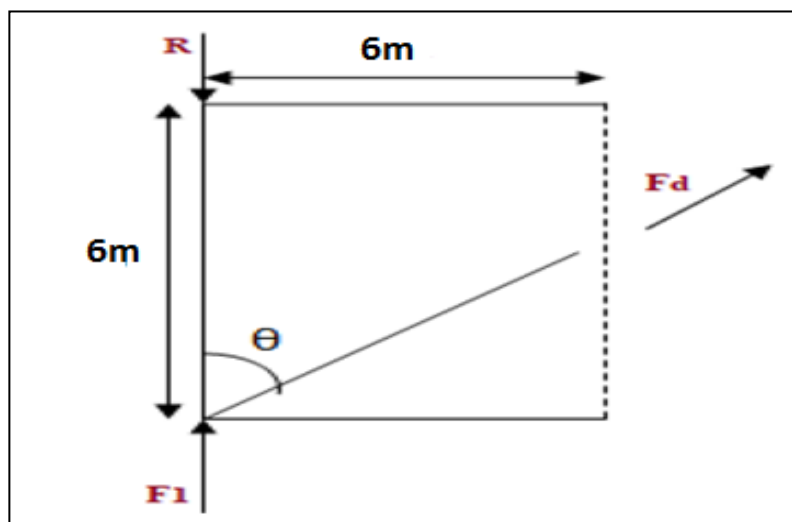
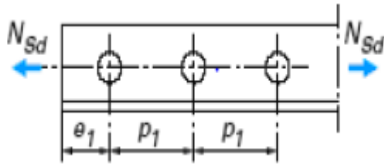


Figure VI- 3: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

Chapitre VI : Calcul des contreventements

On opte pour une cornière de **L70x70x7** d'une section $A= 9,4 \text{ cm}^2$ un boulon de 12 mm et un trou de 13mm

Section nette : $A_{net} = 9.4 - 0.7 \times 1.3 = 8.49 \text{ cm}^2$



• **Vérification à la résistance ultime de la section nette :**

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u;rd} = \frac{B \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Tableau 1 – Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

Tableau VI- 1: coefficients minorateurs β_1 et β_2

Où : β est le coefficient min orateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe P_1 des trous.

Exemple : attache de 3 boulons ou plus

$P = 65 \text{ mm}; e = 40 \text{ mm}$

$P_1 = 65 \text{ mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$

Avec : $d_0 = 13 \text{ mm}$ diamètre de trous

Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$N_{uRd} = \frac{0.7 \times 8,49 \times 36}{1.25} = 171,16 \text{ KN}$

$N_{sd} = 167.3422 \text{ KN} < N_{uRd} = 171,16 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$

Conclusion:

Une cornière de **L70x70x7** avec des boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent

- **Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité :**

Le montant de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. Les formules de vérification sont les suivantes :

- **Vérification de la section à la résistance :**

Section de classes 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y.s.d}}{M_{ny.r.d}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.s.d}}{M_{nz.r.d}}\right)^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2.E$ et $\beta = 5n \geq 1$

$$n = \frac{N_{s.d}}{N_{pl.r.d}}$$

$$M_{ny.r.d} = M_{ply.r.d} \left(\frac{1-n}{1-0.5\alpha}\right) \quad M_{nz.r.d} = M_{plz.r.d} \left(\frac{(1-\alpha)^2}{1-\alpha}\right)$$

$A_w = A - 2b.t_f$; aire de l'ame

$$\alpha : \min\left(\frac{A_w}{A}; 0.5\right)$$

$$M_{ply.r.d} = \frac{W_{ply.xfy}}{\gamma M_0} \quad M_{plz.r.d} = \frac{W_{plz.xfy}}{\gamma M_0}$$

- **Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :**

Flexion déviée : (voir le calcul chapitre 02).

$$G = 37,90 \text{ daN/ml}$$

$$N = 14,02 \text{ daN/ml.}$$

Compression : (voir le calcul de contreventement)

$$V = F_2 = 3021.62 \text{ daN}$$

- **Combinaison des charges :**

$$\checkmark \quad 1.35G + 1.35N + 1.35V$$

$$\checkmark \quad Q_{s.d} = 1.35G + 1.35N$$

$$\checkmark \quad N_{s.d} = 1.35V = 2914.87 \text{ daN}$$

Chapitre VI : Calcul des contreventements

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.5N = 1.35 \times 37,90 + 1.5 \times 14,02 = 72,19 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 72,19 \times \cos(6,65) = 71,70 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \cdot l^2}{8} = \frac{71,70 \times 6^2}{8} = 322,65 \text{ daN.m}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 72,19 \times \sin(6,65) = 8,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{8,36 \times (6/2)^2}{8} = 9,41 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35xV = 1.35 \times 3021.62 = 4079.19 \text{ daN}$$

- Caractéristique géométrique de l'IPE140 :**

Profilé IPE 140	Dimen sions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de torsion	Mome nt D'inertie de gauchi ssem ent
	H	B	T _w	t _f	r	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy}	I _z	I _t	I _w
	Mm	Mm	mm	m m	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶
	140	73	4.7	6.9	7	112.2	88.3	19.3	7.64	12.6	44.9	2.45	1.98x 10 ³

Tableau VI- 2: Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

$$M_{ply ; rd} = W_{pl ; y} \times \frac{f_y}{\gamma M_0} = \frac{88,3 \times 23.5}{1.1} = 1886.41 \text{ daN/ml}$$

$$M_{plz ; rd} = \frac{w_{pl ; z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{19.3 \times 23.5}{1.1} = 412.32 \text{ daN/ml}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{16.4 \times 2350}{1.1} = 35036.36 \text{ daN} = 350,36 \text{ KN}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = \frac{4079.19}{35036.36} = 0.116$$

$$\beta = 5n = 5 \times 0.116 = 0.58 < 1$$

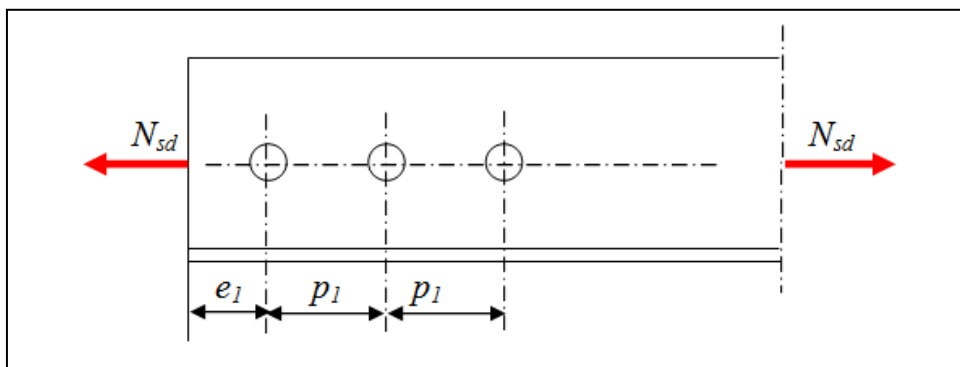
- **Incidence de l'effort tranchant :**

Si $V_{sd} < 0.5 V_{Pl,Rd}$ \longrightarrow il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

Remarque : à mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

- **Incidence de l'effort normal :**

Si $N_{sd} < \min(0,25N_{pl,Rd} ; 0,5A_w \cdot f_y / \gamma M_0)$, il n'y a pas d'interaction entre le moment résistance et l'effort normal.



$$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \times 35036.36 = 8759.09 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 16.4 - 2 \times 0.69 \times 7.3 = 6.33 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{0.5 \times 6.33 \times 2350}{1.1} = 6761.59 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 4079.19 \text{ daN} < \min(8759.09 ; 6761.59) = 6761.59 \text{ daN}$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistance peut être négligée.

Pas de réduction de moment de résistance plastique :

$$M_{ny,Rd} = M_{ply,Rd}$$

$$M_{nz,Rd} = M_{plz,Rd}$$

Chapitre VI : Calcul des contreventements

$$M_{zsd} = \frac{Q_{y_{sd}} \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{5,93 \times (6/2)^2}{8} = 6,67 \text{ daN.m}$$

- **Charge de compression :** (voir calcul de contreventement)

$$N_{sd} = 1,5 \times V = 1,5 \times 3021,62 = 4532,43 \text{ daN}$$

- **Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :**

Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\psi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{pl,zrd}} \leq 1$$

Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_z \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{pl,zrd}} \leq 1$$

- **Calcul de coefficient de réduction X_{min} :**

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

- **Flambement par rapport à l'axe fort yy' (dans le plan) :**

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}; (\beta_A = 1; \text{classe 1})$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{5,74} = 104,53 \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 93,9 \quad \text{car} \quad \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = 104,53 / 93,9 = 1,11$$

courbe de flambement :

$$h/b = 140/73 = 1,92 > 1,2 \rightarrow \text{Axe de flambement } y-y \rightarrow \text{courbe a } (\alpha_y = 0,21)$$

De tableau du coefficient de flambement $X_y = 0,5892$

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\phi_y = 0,5(1 + 0,21(1,11 - 0,2) + 1,11^2) = 1,21$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,21 + (1,21^2 - 1,11^2)^{0,5}} = 0,5911$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible zz' (hors plan) :**

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} ; (\beta_A = 1 ; \text{classe 1})$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1,65} = 181,82 \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 93,9 \text{ car } \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{181,82}{93,9} = 1,94$$

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 :

$$h/b = 140/73 = 1,92 > 1,2 \quad \rightarrow \quad \text{axe de flambement z-z} \quad \rightarrow \quad \text{courbe b } (\alpha_z = 0,34)$$

De tableau du coefficient de flambement $\chi_z = 0,2211$

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\phi_z = 0,5(1 + 0,34(1,94 - 0,2) + 1,94^2) = 2,68$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,68 + (2,68^2 - 1,94^2)^{0,5}} = 0,2208$$

$$X_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0,5911 ; 0,2208) = 0,2208$$

- **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

Chapitre VI : Calcul des contreventements

$$\lambda_{LT} = \frac{lz/iz}{\left(1 + \frac{1}{20} \left(\left(\frac{lz}{iz} \right)^2 \right)^{0.25} \right)^{0.25}} = \frac{\frac{300}{1,65}}{\left(1 + \frac{1}{20} \left(\left(\frac{300}{1,65} \right)^2 \right)^{0.25} \right)^{0.25}} = 114,19$$

$$\left(1 + \frac{1}{20} \left(\left(\frac{lz}{iz} \right)^2 \right)^{0.25} \right)^{0.25} \quad (C1)^{0.5} \quad \left(1 + \frac{1}{20} \left(\left(\frac{300}{1,65} \right)^2 \right)^{0.25} \right)^{0.25} \quad x(1.132^{0.5})$$

C1 = 1.132 (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\bar{\lambda}_{LT} = 114,19 / 93,9 = 1,22 > 0,4 \text{ il ya un risque de deverssement}$$

section laminé $h/b = 1,92 \leq 2 \rightarrow$ courbe de flambement a \rightarrow avec $\alpha_{LT} = 0,21$

De tableau de coefficient de flambement $\chi_{LT} = 0,5175 \leq 1$

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'Eurocode3 :

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

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(1,22 - 0,2) + 1,22^2] = 1,35$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} \quad \text{Avec} \quad \chi_{LT} < 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,35 + (1,35^2 - 1,22^2)^{0,5}} = 0,5186$$

- Calcul du coefficient k_y :**

B_{MY} :facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement

poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta M_y = 1,3$

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2\beta M_y - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1,11x(2x1,3 - 4) + \frac{88,3 - 77,3}{77,3} = -1,412 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1,5 \quad \rightarrow \quad K_y = 1 - \frac{-1,412 \times 4079,19}{0,5911 \times 16,4 \times 2350} = \mathbf{1,25} < 1,5$$

- **Calcul de coefficients k_{LT} :**

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{lt} - 0.15 = 0.15 \times 1.94 \times 1.3 - 0.15 = 0.23 \leq 1.5$$

avec : $\beta_{My} = 1.3$ (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{(0.23) \times 4532.43}{0.2208 \times 16,4 \times 2350} = 0.88$$

- **Calcul de coefficient K_z :**

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1.94 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{19,3 - 12,3}{12,3} = -2,15 \leq 0.9$$

avec : $\beta_{My} = 1.3$ (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \quad \rightarrow \quad K_z = 1 - \frac{(-2,15) \times 4532.43}{0.2208 \times 16,4 \times 2350} = 2.145 \text{ donc : } k_z = 1.5$$

- **Vérification au flambement :**

$$\begin{aligned} & \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1 \\ & = \frac{4532.43}{0.2208 \times 35036.36} + \frac{1.25 \times 816,75}{1886.41} + \frac{1.5 \times 6,67}{412.32} = 1,15 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \end{aligned}$$

- **Vérification au deversement :**

$$\begin{aligned} & \frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{lt} \cdot M_{y,sd}}{X_{lt} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0 \\ & = \frac{4532.43}{0.3245 \times 35036.36} + \frac{0.88 \times 816,75}{0.5186 \times 1886,41} + \frac{1.5 \times 6,67}{412,32} = 1,16 < 1.. \text{Condition non vérifiée} \end{aligned}$$

- **Conclusion**

En va augmenter la section de la panne puisque le flambement et le déversement sont pas vérifier donc en passe de l' IPE140 à l' IPE160.

• **Caractéristique géométrique de l'IPE 160 :**

Profilé IPE 160	Dimen sions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inerti e de torsion	Mome nt D'inert ie de gauchi sseme nt
	H	b	T _w	t _f	r	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy}	I _z	I _t	I _w
	Mm	Mm	mm	m m	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶
	160	82	5	7,4	9	127,2	123,9	26,1	9,66	12,6	68,31	3,6	3,96x 10 ³

Tableau VI- 3: Caractéristiques géométriques de l'IPE 160.

$$M_{ply ; rd} = W_{pl ; y} \times \frac{fy}{\gamma M_0} = \frac{124 \times 23.5}{1.1} = 2649,1 \text{ daN/ml}$$

$$M_{plz ; rd} = \frac{w_{pl ; z} \times fy}{\gamma M_0} = \frac{26,1 \times 23.5}{1.1} = 557,59 \text{ daN/ml}$$

$$N_{pl. Rd} = \frac{A \cdot fy}{\gamma M_0} = \frac{20,1 \times 2350}{1.1} = 42940,1 \text{ daN} = 429,401 \text{ KN}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = \frac{4079.19}{42940,1} = 0,095$$

$$\beta = 5n = 5 \times 0,095 = 0.48 < 1$$

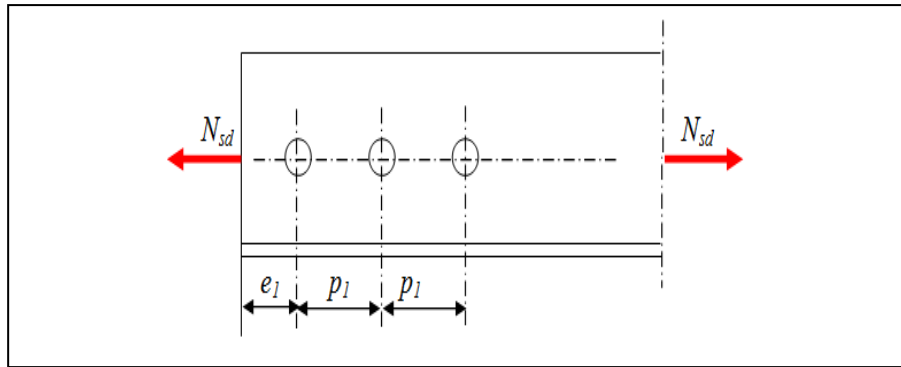
• **Incidence de l'effort tranchant :**

Si $V_{sd} < 0.5 V_{Pl. Rd}$ \longrightarrow il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

Remarque : à mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

• **Incidence de l'effort normal :**

Si $N_{sd} < \min(0,25N_{plRd} ; 0,5A_w \cdot fy / \gamma M_0)$, il n'y a pas d'interaction entre le moment résistance et l'effort normal.



$$0.25N_{pl.Rd} = 0.25 \times 42940,1 = 10735,02 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 20,1 - 2 \times 8,2 \times 0,74 = 7,96 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{0.5 \times 7,96 \times 2350}{1.1} = 8502,7 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 4079.19 \text{ daN} < \min(10735,02 ; 8502,7) = 8502,7 \text{ daN}$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistance peut être négligée.

Pas de réduction de moment de résistance plastique :

$$M_{ny.Rd} = M_{ply.Rd}$$

$$M_{nz.Rd} = M_{plz.Rd}$$

- **La formule de vérification est suivante :**

$$\left[\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right) \right]^a + \left[\left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right) \right]^\beta \leq 1.0$$

$$a = 2 ; \beta = 5n < 1 ; n = 0,095$$

$$\beta = 5n = 5 \times 0,116 = 0.48$$

$$\left[\frac{322.65}{2649,1} \right]^2 + \left[\frac{9.41}{557,59} \right]^{0.48} = 0.16 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{ok}$$

- **Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à l'instabilité :**

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Chapitre VI : Calcul des contreventements

- **Semelle supérieure :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas risque de déversement.

- **Semelle inférieure :**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

- **Combinaison à l'ELU :**

Avec :

$G = 37,90 \text{ daN/ml}$ charge permanente

$V = -146,10 \text{ daN/ml}$ vent de soulèvement (chapitre 3)

$G - 1.5V$ $Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1.5V$ $Q_{ysd} = 1.35G \sin \alpha$ $N_{sd} = 1.5V$

$V' = F2 = 3021.62 \text{ daN}$ effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent)

- **Charge de flexion :** (voir calcul des pannes)

$$Q_{z;sd} = G \cos(\alpha) - 1.5V = 37,90 \cos(6,65) - 1.5 \times 146,10 = -181,50 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y;sd} = 1.35G \sin(\alpha) = 1.35 \times 37,90 \sin(6,65) = 5,93 \text{ daN/m}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \cdot l^2}{8} = \frac{181,50 \times (6)^2}{8} = 816,75 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{5,93 \times (6/2)^2}{8} = 6,67 \text{ daN.m}$$

- **Charge de compression :** (voir calcul de contreventement)

$$N_{sd} = 1.5 \times V = 1.5 \times 3021.62 = 4532.43 \text{ daN}$$

- **Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :**

Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\psi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{pl,zRd}} \leq 1$$

Chapitre VI : Calcul des contreventements

Flexion déviée compose avec risque de déversement :

$$\frac{Nsd}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_z \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{pl,zrd}} \leq 1$$

- **Calcul de coefficient de réduction X_{min} :**

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

- **Flambement par rapport à l'axe fort yy' (dans le plan) :**

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}; (\beta_A = 1; \text{classe 1})$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{6,58} = 91,19 \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 93,9 \quad \text{car } \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = 91,19 / 93,9 = 0,97$$

courbe de flambement :

$$h/b = 160/82 = 1,95 > 1,2 \rightarrow \text{Axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a } (\alpha_y = 0,21)$$

De tableau du coefficient de flambement $\chi_y = 0,6865$

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\phi_y = 0,5(1 + 0,21(0,97 - 0,2) + 0,97^2) = 1,05$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,05 + (1,05^2 - 0,97^2)^{0,5}} = 0,6887$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible zz' (hors plan) :**

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}; (\beta_A = 1; \text{classe 1})$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1,84} = 163,04 \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 93,9 \quad \text{car } \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{163,04}{93,9} = 1,74$$

Chapitre VI : Calcul des contreventements

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 :

$$h/b = 160/82 = 1,95 > 1.2 \quad \rightarrow \quad \text{axe de flambement } z-z \quad \rightarrow \quad \text{courbe b } (\alpha_z = 0.34)$$

De tableau du coefficient de flambement $X_z = 0.2672$

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\phi_z = 0.5(1 + 0.34(1.74 - 0.2) + 1,74^2) = 2.28$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,28 + (2,28^2 - 1,74^2)^{0,5}} = 0,2664$$

$$X_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,6887; 0.2664) = 0.2664$$

• **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z/iz}{\left(1 + \frac{1}{20} \left(\left(\frac{l_z}{iz} \right) \left(\frac{iz}{h} \right) \right)^2 \right)^{0.25}} = \frac{\frac{300}{1,84}}{\left(1 + \frac{1}{20} \left(\left(\frac{300}{1,84} \right) \left(\frac{16}{0,74} \right) \right)^2 \right)^{0.25}} = 109,45 \quad x(1.132^{0.5})$$

C1 = 1.132 (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\bar{\lambda}_{LT} = 109,45 / 93.9 = 1,17 > 0.4 \quad \text{il ya un risque de deversement}$$

section laminé $h/b = 1,95 \leq 2 \rightarrow$ courbe de flambement a \rightarrow avec $a_{LT} = 0.21$

De tableau de coefficient de flambement $X_{LT} = 0.5492 \leq 1$

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'Eurocode3 :

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

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(1,17 - 0,2) + 1,17^2] = 1,29$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} \quad \text{Avec} \quad \chi_{LT} < 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,29 + (1,29^2 - 1,17^2)^{0,5}} = 0,5454$$

- **Calcul du coefficient k_y :**

B_{My} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement

poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta My = 1,3$

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2\beta My - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,97x(2x1,3 - 4) + \frac{124 - 109}{109} = -2,35 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot Nsd}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1,5 \quad \rightarrow \quad K_y = 1 - \frac{2,35 \times 4079,19}{0,6887 \times 20,1 \times 2350} = \mathbf{0,71} < 1,5$$

- **Calcul de coefficients k_{LT} :**

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{lt} - 0,15 = 0,15 \times 1,74 \times 1,3 - 0,15 = 0,19 \leq 1,5$$

avec : $\beta My = 1,3$ (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot Nsd}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0,19 \times 4532,43}{0,2664 \times 20,1 \times 2350} = \mathbf{0,932}$$

- **Calcul de coefficient K_z :**

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2\beta My - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1,74x(2x1,3 - 4) + \frac{26,1 - 16,7}{16,7} = -1,87 \leq 0,9$$

avec : $\beta My = 1,3$ (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot Nsd}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1,5 \quad \rightarrow \quad K_z = 1 - \frac{(-1,87) \times 4079,19}{0,2664 \times 20,1 \times 2350} = \mathbf{1,6} \quad \text{donc : } K_z = 1,5$$

- **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y, sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$
$$= \frac{4532.43}{0.2664 \times 42940,1} + \frac{0,71 \times 816,75}{1886.41} + \frac{1.5 \times 6,67}{412.32} = 0,73 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au deversement :**

$$\frac{N_{sd}}{X_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{lt} \cdot M_{y, sd}}{X_{lt} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$
$$\frac{4532.43}{0.2664 \times 42940,1} + \frac{0.932 \times 816,75}{0.5454 \times 1886,41} + \frac{1.5 \times 6,67}{412,32} = 0,89 < 1.. \text{Condition vérifiée}$$

- **Conclusion :**

Les pannes en **IPE 160** sont vérifiées à la sécurité.

VI. Etude de contreventement vertical :

Le contreventement vertical a pour rôle de transmettre les efforts horizontaux longitudinaux dus à la réaction de la poutre au vent du pignon et les réactions dues au freinage du pont roulant, vers les fondations.

Le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées en admettant qu'elles flambent, dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales tendues. On doit supposer que la résultante totale possède une excentricité de e qui provoque en plus de la translation une rotation avec :

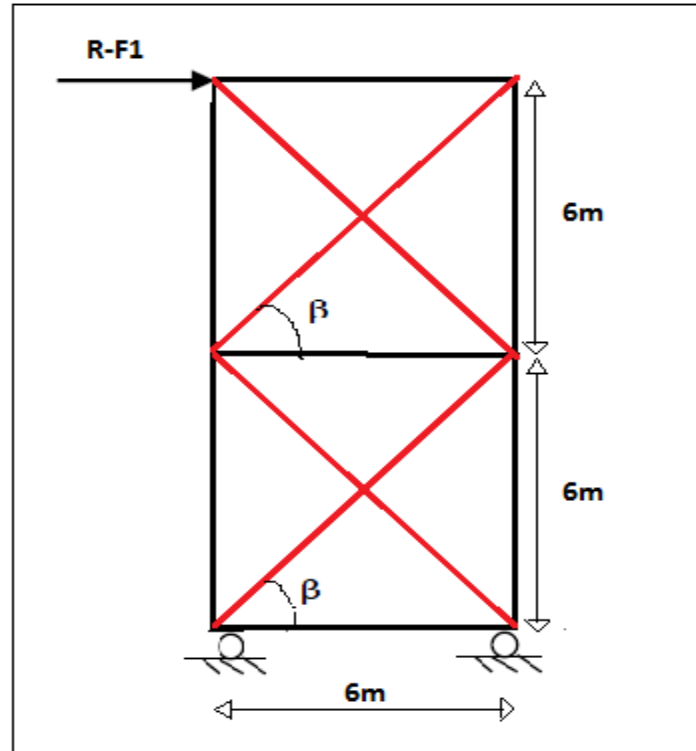


Figure VI- 4: Palier de stabilité suivant le long pan.

- **Effort de traction dans les diagonales :**

$$\text{tng}(\beta) = \frac{6}{6} = 1 \quad \beta = 45^\circ$$

$$N = \frac{R - f1}{\cos(\beta)} = \frac{9317,245 - 1428,66}{\cos(45)} = 11156.14 \text{ daN}$$

- **Section de la diagonale :**

$$N_{tsd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$$N_{sd} = 1.5N = 1.5 \times 11156.14 = 16734.21 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{tsd} \cdot \gamma M_0}{F_y} = \frac{16734.21 \times 1.1}{2350} = 7,83 \text{ cm}^2$$

On opte une cornière de **L70x70x6** d'une section **A=8,13cm²** un boulons de **12 mm** et un trou de **13mm**.

- **Section nette :**

$$A_{net} = 8,13 - 0.6 \times 1.3 = 7,35 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Etude sismique

VII.1 INTRODUCTION :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

VII.1 Choix de la méthode de calcul :

Pour notre étude nous avons opté pour la **méthode statique équivalente** ; Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique). Sa hauteur limitée ($H=14,1 \times 65\text{m}$) et sa régularité en plan $48/36 = 1,33 \times 4$ et en élévation .

VII.2 Evaluation de la force sismique suivant la direction x :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \dots \dots \dots (\text{Formule 4 - 1 du RPA})$$

A : Coefficient d'accélération de zone, donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, et de la Période fondamentale de la structure (T).

Chapitre VII : Etude sismique

R : Coefficient de comportement global de la structure, donné en fonction du système de Contreventement.

Q : Facteur de qualité fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

W : Poids total de la structure

- **Coefficient d'accélération A :**

Zone sismique : III

Groupe d'usage du hangar : 2

$$\Rightarrow A = 0,25 \quad \text{Voir tableau 4.1 du RPA 99 V2003, (Annexe C)}$$

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement.

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite .

$$R = 4 \text{ (Ossature poteaux – poutres auto-stable)}.$$

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

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

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

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\zeta = 5\% \Rightarrow \eta = 1 > 0,7$ok

Dans notre cas : nous avons des portiques en acier avec remplissage léger

D'après le **tableau (4-2 du RPA 99)** $\xi = 4\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \eta = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1,08$$

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il est donné en fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement (η) et du période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

T : Période caractéristique associée à la catégorie du site, donnée par le **tableau 4.7 art 4.2.3 (RPA99/2003)**.

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.30	0.40	0.5	0.70

Notre site est un site ferme (catégorie S2), donc $T_2 = 0.40$ s

- **Calcul de la période fondamentale :**

$$T = C_T \times H_n^{3/4} \dots\dots\dots \text{(Equation 4.6 art 4.2.4 RPA 99/2003)}.$$

H_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure, jusqu'au dernier niveau

$$H_n = 14,1 \text{ m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le **tableau 4.6 (RPA 99/2003)**.

Dans notre cas :

$$C_T = 0.085 : \text{Portique en acier sans remplissage en maçonneries.}$$

$$T = 0,085 \times 14,1^{3/4}$$

$$T = 0,62 \text{ s}$$

$$\text{ona : } T_2 = 0,40 \leq T = 0,62 \leq 3\text{sec}$$

$$\text{Donc : } D = 2,25 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} = 2,25 \times 1,08 \left(\frac{0,40}{3}\right)^{2/3} = 0,63 \quad , \quad D = 0,62$$

Q : Facteur de qualité.

Chapitre VII : Etude sismique

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

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

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA 99.

- **Les critères de qualité "qi " à vérifier sont :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

P1 : Condition minimale sur les files de contreventement (une seule travée : non observé).

P2 : Redondance en plan (une seule file porteuse : non observé)

P3 : Régularité en plan (régulier : observé).

P4 : Régularité en élévation (régulier : observé).

P5 : Contrôle de la qualité des matériaux (Ya un contrôle : observé).

P6 : Contrôle de la qualité d'exécution (Ya un contrôle : observé).

Critère	P_q
1. Conditions minimales sur les files	0,05
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1

Tableau VII 1: Critères de qualité.

$$Q = 1 + 0.05 + 0.1 = 1.15$$

- **Poids total de la structure W :**

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = 1 + \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de l'RPA.

Chapitre VII : Etude sismique

- Dans notre cas : $\beta = 0.5$ (Bâtiments industrielle).

Elément	Type	Poids propre (Kg/ml)	Nombre de chaque élément	La longueur de l'élément (m)	Poids totale (KN)
Poteau	IPE600 O	154	18	12	332,64
traverse	IPE 600 O	154	18	18,12	502,28
Potelet du milieu	IPE330 O	57	2	14,1	16,074
Potelet 2	IPE330 O	57	4	12,69	28,9332
Potelet 3	IPE330 O	57	4	13,39	30,5292
Lisse de bardage	UPN120	13,4	12	48	77,12
Lisse du pignon	UPN120	13,4	12	36	57,89
Panne	IPE160	15,8	26	48	197,18
Liernes	Barre rond $\varphi = 10$ mm	0.620	-	671,04	4,16
Palée de stabilité	L70× 70 × 7	7,38	-	135,76	10 ;02
Poutre au vent	L70× 70 × 7	7,38	-	203,64	15,03
Plancher	-	-	-	-	49,66
Élément	Type	Poids propre	Nombre	Surfaces (m ²)	La charge W (kN)
Couverture du long pan	TL75	13,84	2	576	159,44
Couverture du pignon	TL75	13,84	2	468	129,54
Couverture du versant de toiture	-	12	2	869,86	208,76

Tableau VII 2: Le poids propre des éléments.

$$W_T = 1819,26 \text{ KN}$$

VII.4 Force sismique suivant la direction X :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{4} \quad W = \frac{0,25 \times 0,62 \times 1,15}{4} \times 1819,26 = 81,07$$

Cet effort sismique sera repris par deux files porteuses à parts égales vu qu'on a la même rigidité ainsi l'intensité de la valeur sismique sera :

$$V_X = \frac{V}{2} = 40,53 \text{ KN}$$

VII.5 Force sismique suivant la direction Y :

$$V_Y = \frac{A \times D \times Q}{4} \quad W = \frac{0,25 \times 0,62 \times 1,15}{4} \times 1819,26 = 81,07 \text{ KN}$$

Cet effort sismique sera repris par sept files porteuses à parts égales vu qu'on a la même rigidité ainsi l'intensité de la valeur sismique.

D'où :

$$V_Y = \frac{V}{7} = 11,85 \text{ KN}$$

VII.6 Conclusion :

On remarque bien que les sollicitations dues au vent sont plus défavorable que celles au séisme (dans les deux sens : longitudinal et transversal). Donc on tiendra compte uniquement de l'action du vent pour le calcul du portique et des contreventements .

Chapitre VIII : Etude du portique

VIII.1 Efforts sollicitant le portique :

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

- **Charges permanentes :**

- ✓ Couverture et accessoires de pose : 18.84 Kg/m^2
- ✓ Pannes (IPE160) : $15.8 \text{ Kg/ml} = 10.89 \text{ kg/m}^2$
- ✓ Traverse (Estimée) : 12 Kg/m^2

$$G = 18.84 + 10.89 + 12 = 41.73 \text{ Kg/m}^2$$

- ✓ Entre axes des portiques : $l' = 06 \text{ m}$.

$$\Rightarrow G = 41.73 \times 6 = 250.38 \text{ daN/ml}$$

- **Effet de la neige :**

$$N = 60 \text{ Kg/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

Entre axes des portiques : $l' = 06 \text{ m}$.

$$\Rightarrow N = 9.6 \times 6 = 57.6 \text{ daN/ml}$$

- **Effet du vent : Vent gauche-droite (plus défavorable)**

ZONE	$q_{dyn}(z_j)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$Q_j[\text{N/m}^2]$	$Q_j[\text{daN/m}]$
A	679,125	-1	-0.137	-0,863	-586,084	-351.65
B	679,125	-0.8	-0.137	-0.663	-450,259	-270.16
C	679,125	-0.5	-0.137	-0.363	-246,522	-147.9
D	679,125	+0.8	-0.137	+0.937	636,34	381.8
E	679,125	-0.3	-0.137	-0.163	-110,697	66.42

Tableau VIII- 1: Pressions sur les parois verticales - Direction du vent la plus défavorable

Chapitre VIII : Etude du portique

ZONE	$q_{dyn}(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$Q_j[N/m^2]$	$Q_j[daN/m]$
F	721,5	-1,568	-0.137	-1.431	-1032,466	-619.58
G	721,5	-1,134	-0.137	-0.997	-719,335	431.601
H	721,5	-0,551	-0.137	-0.414	-298,701	-179.221
I	721,5	-0,567	-0.137	-0.43	-310,245	-186.147
J	721,5	-0,666	-0.137	-0.529	-381,673	-229.004

Tableau VIII- 2: Pressions sur la toiture - Direction du vent la plus défavorable

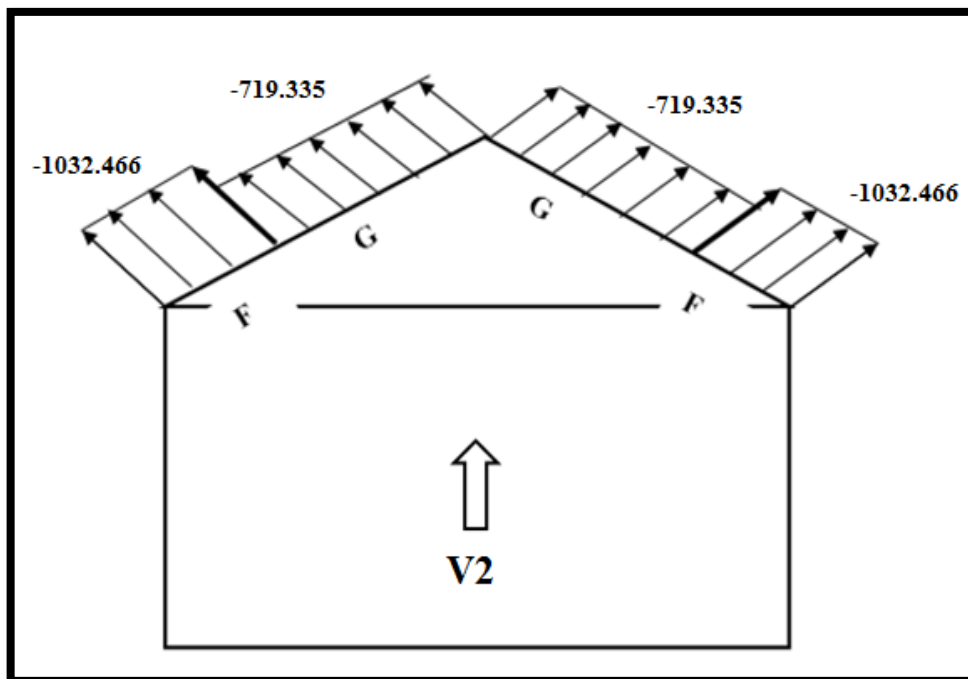


Figure VIII- 1: Pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire - Direction V_2 du vent(a)

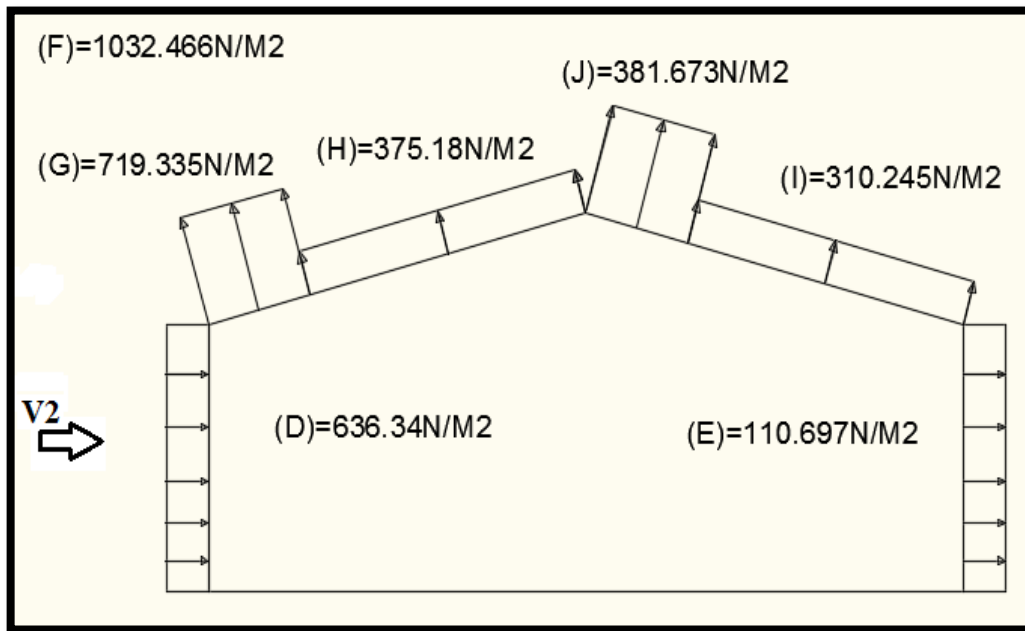


Figure VIII- 2: Pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire - Direction V2 du vent(b)

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.

- **Coefficient de pression équivalent :**

$$\text{Versant gauche : } C_{e,eq} = (C_{e,G} \times e / 10 + C_{e,H} \times (l/2 - e / 10)) / 1$$

$$\text{Versant droit : } C_{e,eq} = (C_{e,G} \times e / 10 + C_{e,I} \times (l/2 - e / 10)) / 1$$

Versant gauche :

$$C_{e,eq} = \frac{(431.601 \times 2.82/10 + 179.22 \times (36/2 - 2.82/10))}{36} = 91.59 \text{ daN/ml}$$

Versant droit :

$$C_{e,eq} = \frac{(229.004 \times 2.82/10 + 186.147 \times (36/2 - 2.82/10))}{36} = 93.41 \text{ daN/ml}$$

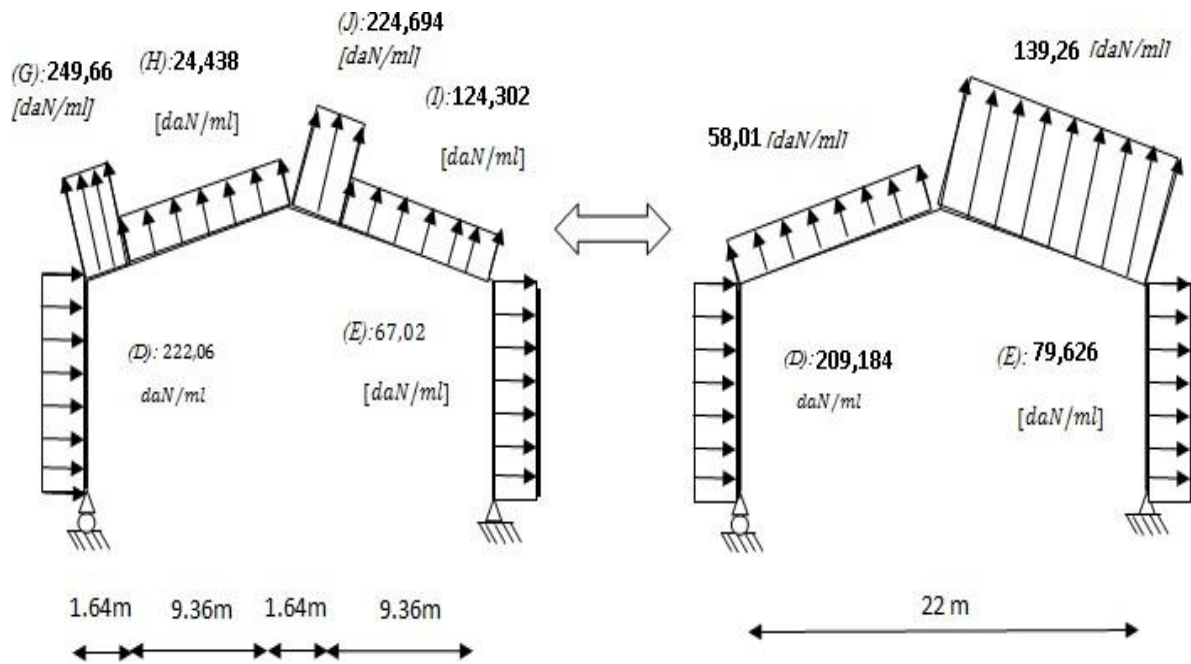


Figure VIII- 3: Charge du vent équivalente a chaque versant.

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants peuvent se renverser selon la direction du vent, et pour des raisons de simplicité on peut admettre une seule valeur équivalente sur les deux versants.

- **Charge équivalente du vent :**

$$W = \frac{91.59 + 93.41}{2} = 92.5 \text{ dan/ml}$$

- **Coefficient de pression équivalent :**

$$C_{pe.eq} = \left[C_{pe.G} \times e / 10 + C_{pe.H} \times (d / 2 - e / 10) + C_{pe.J} \times e / 10 + C_{pe.I} \times (d / 2 - e / 10) \right] / d$$

$$C_{peeq} = \left[\left(-1.134 \times \frac{28.2}{10} \right) + \left(-0.551 \times \left(\frac{36}{2} - \frac{28.2}{10} \right) \right) + \left(-0.666 \times \frac{28.2}{10} \right) + \left(-0.567 \times \left(\frac{36}{2} - \frac{28.2}{10} \right) \right) \right] / 36$$

$$C_{peeq} = -0.612$$

$$V_3 = V_{eq} = W(z)(C_{pe.eq} - C_{pi}),$$

$$V_3 = 72.15(-0.612 + 0.137) = -34.27 \text{ dan/m}^2$$

$$V_3 = -34.27 \times 6 = -205.63 \text{ daN}$$

$$V_1 = W(z)(C_{pe,D} - C_{pi})$$

$$V_1 = 67.91(0.8 + 0.137) = 63.63 \text{ dan/m}^2$$

$$V_1 = 63.63 \times 6 = 381.78 \text{ daN}$$

$$V_2 = W(z)(C_{pe,E} - C_{pi})$$

$$V_2 = 67.91(-0.3 + 0.137) = -11.07 \text{ dan/m}^2$$

$$V_2 = -11.07 \times 6 = -66.42 \text{ daN}$$

VIII.2 Calcul des efforts internes :

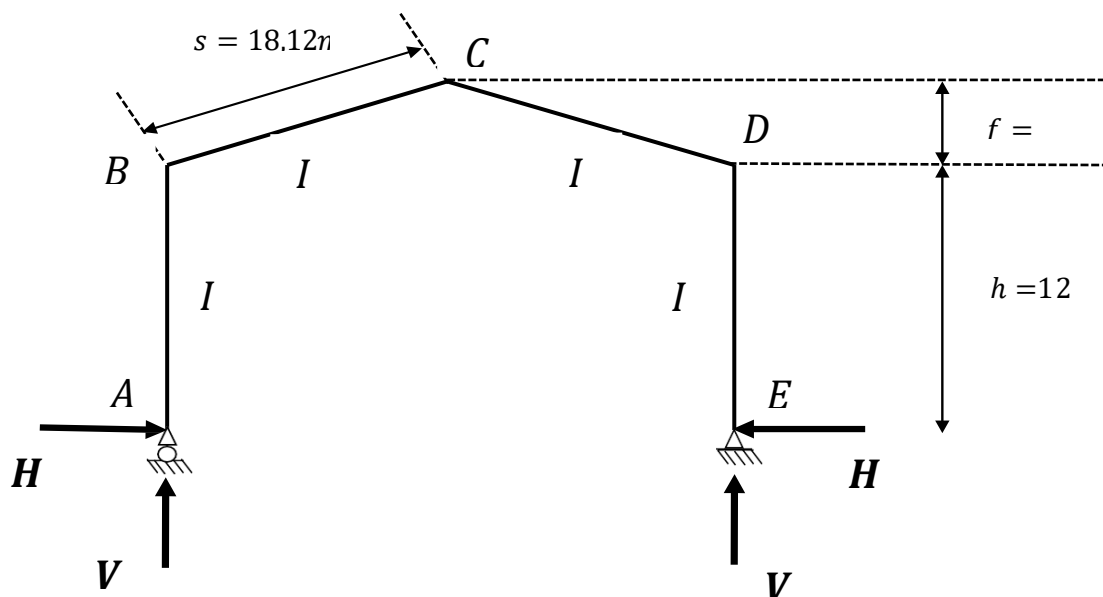


Figure VIII- 4: Schéma statique du portique étudié

$$k = \frac{\text{raideur_rampant}}{\text{raideur_bequille}} = \frac{I_2 h}{I_1 s} = \frac{12}{18.122} = 0.662$$

$$\phi = \frac{f}{h} = \frac{2.1}{12} = 0.175$$

$$\Delta = k + 3 + 3\phi + \phi^2 \quad \Delta = 0.662 + 3 + 3(0.175) + (0.175)^2 = 4.178$$

- **Charge verticale vers le bas : (Charges permanente et surcharge de neige) :**

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h}$$

- $H_A = H_E = 0.53 \frac{1 \times 36^2}{8 \times 12} = 7.155 \text{ dan}$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2}$$

$$V_A = V_E = \frac{1 \times 36}{2} = 18 \text{ dan}$$

$$M_B = M_D = -\beta \frac{ql^2}{8}$$

$$M_B = M_D = -0.53 \frac{1 \times 36^2}{8} = -85.86 \text{ daN.m}$$

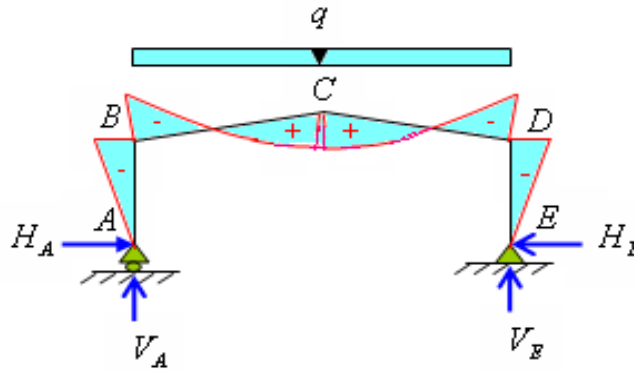
$$M_C = \gamma \frac{ql^2}{8}$$

$$M_C = 0.38 \frac{1 \times 36^2}{8} = 61.56 \text{ daN.m} ;$$

$$\beta = \frac{8 + 5\varphi}{4\Delta} \quad \beta = \frac{8 + 5 \times 0.175}{4 \times 4.178} = 0.53$$

$$\gamma = 1 - \frac{(1 + \varphi)(8 + 5\varphi)}{4\Delta}$$

$$\gamma = 1 - \frac{(1 + 0.175) \times (8 + (5 \times 0.175))}{4 \times 4.178} = 0.38$$



- **Charges verticales vers le haut: (Vent de soulèvement) :**

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h}$$

$$H_A = H_E = 0.53 \frac{1 \times 36^2}{8 \times 12} = 7.155 \text{ dan}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2}$$

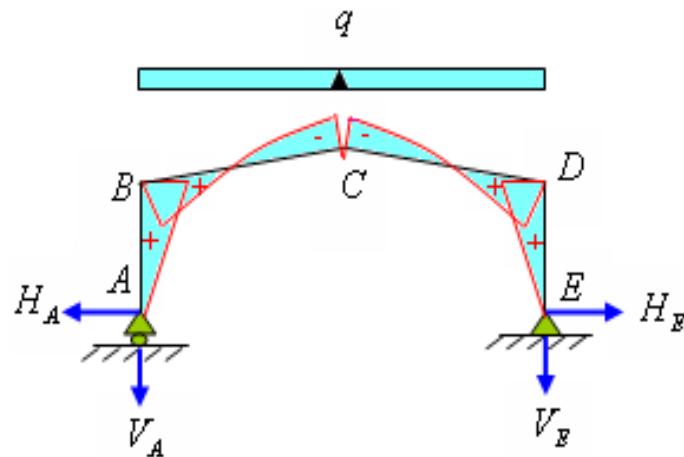
$$V_A = V_E = \frac{1 \times 36}{2} = 18 \text{ dan}$$

$$M_B = M_D = +\beta \frac{ql^2}{8}$$

$$M_B = M_D = +0.53 \frac{1 \times 36^2}{8} = 85.86 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{ql^2}{8}$$

$$M_C = -0.38 \frac{1 \times 36^2}{8} = -61.56 \text{ daN.m}$$



• **Vent horizontal (pression) :**

$$H_E = \delta \frac{qh}{2} = 0.489 \frac{1 \times 12}{2} = 2.934 \text{ daN}$$

$$H_A = ql - H_E = 1 \times 12 - 2.934 = 9.066 \text{ daN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{qh^2}{2l} = -\frac{1 \times 12^2}{2 \times 36} = -2.00 \text{ daN}$$

$$M_B = \beta \frac{qh^2}{2} = 0.511 \times \frac{1 \times 12^2}{2} = 36.79 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -\delta \frac{qh^2}{2} = -0.489 \frac{1 \times 12^2}{2} = -35.208 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{qh^2}{2} = -0.025 \frac{1 \times 12^2}{2} = -1.8 \text{ daN.m}$$

$$\beta = 1 - \delta = 1 - 0.489 = 0.511$$

$$\delta = \frac{5K+12+6\varphi}{8\Delta} = \frac{5 \times 0.662 + 12 + 6 \times 0.175}{8 \times 4.178} = 0.489$$

$$\gamma = \frac{(1+\varphi)(5k+12+6\varphi)}{8\Delta} - \frac{1}{2} = \frac{(1+0.175)(5 \times 0.662 + 12 + 6 \times 0.175)}{8 \times 4.178} - \frac{1}{2} = 0.025$$

• **Vent horizontal (dépression) :**

$$H_A = \delta \frac{qh}{2} = 0.489 \frac{1 \times 12}{2} = 2.934 \text{ daN}$$

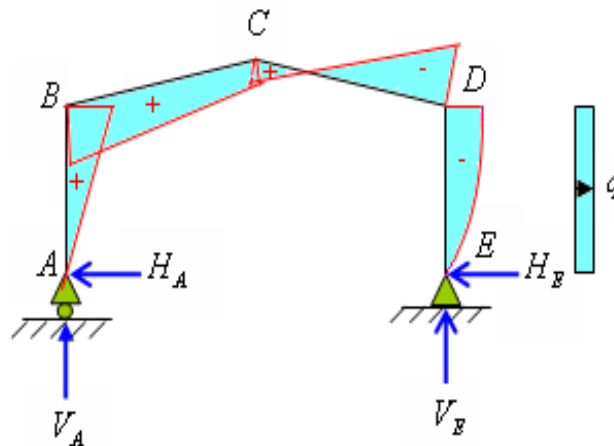
$$H_E = ql - H_A = 1 \times 12 - 2.934 = 9.066 \text{ daN}$$

$$V_E = -V_A = -\frac{qh^2}{2l} = -\frac{1 \times 12^2}{2 \times 36} = -2.00 \text{ daN}$$

$$M_B = -\delta \frac{qh^2}{2} = 0.489 \times \frac{1 \times 12^2}{2} = 35.21 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -\beta \frac{qh^2}{2} = -0.511 \frac{1 \times 12^2}{2} = -36.79 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{qh^2}{2} = 0.025 \frac{1 \times 12^2}{2} = 1.8 \text{ daN.m}$$



- **Effort horizontale en tête du poteau :**

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right]$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0.175(3+2 \times 0.175)}{2 \times 4.178} \right] = 0.54 \ ;$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right]$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0.175(3+2 \times 0.175)}{2 \times 4.178} \right] = 0.465$$

$$\gamma = \frac{\phi}{2} \left[1 - \frac{(1+\phi)(3+2\phi)}{2\Delta} \right]$$

$$\gamma = \frac{0.175}{2} \left[1 - \frac{(1+0.175)(3+2 \times 0.175)}{2 \times 4.178} \right] = 0.05$$

$$H_E = P - H_A$$

Chapitre VIII : Etude du portique

$$H_E = 92.55 - 49.52 = 43.03 \longrightarrow daN$$

$$H_A = \frac{P}{2} \left[1 + \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right]$$

$$H_A = \frac{92.55}{2} \left[1 + \frac{0.175(3+2 \times 0.175)}{2 \times 4.178} \right] = 49.52 \longrightarrow daN$$

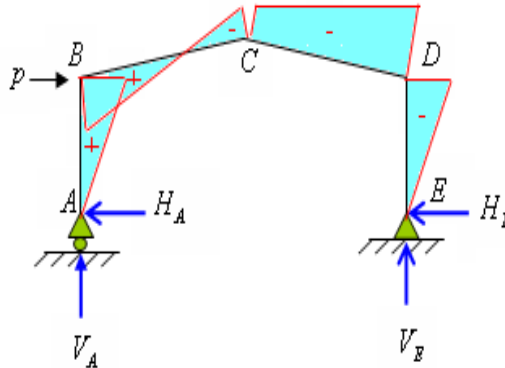
$$V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{92.55 \times 14.1}{36} = -36.25 \longrightarrow daN$$

$$M_B = \beta Ph \qquad M_B = 0.54 \times 92.55 \times 14.1 = 704.68 \longrightarrow daN.m;$$

$$M_D = -\delta Ph \qquad M_D = -0.465 \times 92.55 \times 14.1 = -606.8 \longrightarrow daN.m ;$$

$$M_C = -0.05 \times 92.55 \times 14.1 = -65.25 \longrightarrow daN.m \quad M_C = -\gamma Ph$$



Charge unitaire :

	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN)		
	H_A	H_E	V_A	V_E	M_B	M_C	M_D
G	7.155	-7.155	18	18	-85.86	61.56	-85.86
N	7.155	-7.155	18	18	-85.86	61.56	-85.86
V_1(pression)	9.066	2.934	-2,0	+2,0	36.79	-1.8	-35.21
V_2(deprssion)	+2.934	+9.066	+2,0	-2,0	35.21	1.8	-36.79
V_3(soulevement)	+7.155	+7.155	-18	-18	85.86	-61.56	85.86

Chapitre VIII : Etude du portique

Charge actuelles :

	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN)			
	<i>q=1kg/ml</i>	H _A	H _E	V _A	V _E	MB	MC	MD
G	250,38	1791,46	-1791,46	4506,84	4506,84	-21497,62	15413,39	-21497,62
N	57,6	412,128	-412,12	1036,8	1036,8	-4945,53	3545,85	-4945,53
V₁ (pression)	381,78	3461,21	1120,14	-763,56	763,56	14045,68	-687,20	-13442,47
V₂ (depression)	66,42	194,87	602,16	132,84	-132,84	2338,64	119,556	-2443,59
V₃ (Soulevement)	-205,63	-1471,28	-1471,28	3701,34	3701,34	-17655,39	12658,58	-17655,39
V $= V_1 + V_2 + V_3$	242,57	2184,81	251,02	3070,62	4332,06	-1271,05	12090,93	-33541,45

Tableau VIII- 3: Charge actuelles

Combinaison à l'ELU :

	Réactions d'appuis (daN)				Moments(daN)		
	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
1,35G+1,5N	3036,67	-3036,67	7639,43	7639,43	-36440,10	26126,86	-36440,10
p	49,52	43,03	-36,27	36,27	704,68	-65,25	-606,8
1,35G+1,5N+p	3086,19	-2993,64	7603,16	7675,70	-35735,42	26061,61	-37046,90
1,35(G+N+V)	5924,35	-2635,97	11629,25	13332,19	-37414,197	41917,7484	-80979,23
1,35(G+N+V)+P	5973,87	-2592,94	11592,98	13368,46	-36709,517	41852,49	-81586,04
G+1.5V	5068,68	-1414,93	9112,77	11004,93	-23404,21	33549,79	-71809,81

Tableau VIII- 4: Combinaison a l'ELU

VIII.3 Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb):

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

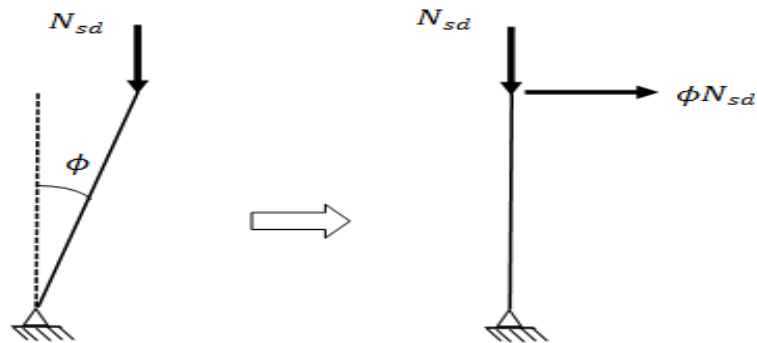


Figure VIII-5: Imperfection géométrique

$$H_{eq} = \phi N_{sd}$$

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$$

Défaut initial d'aplomb :

$$\phi_0 = \frac{1}{200} = 0,005 \quad \text{: est la valeur de base.}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{14.1}} = 0,533 ; \quad h : \text{ hauteur de la construction}$$

$$\text{avec : } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)} = \sqrt{0,5(1 + 1/2)} = 0,866$$

m=2 (nombre de poteaux)

$$\phi = 0,005 * 0,533 * 0,866 = 2.31 \times 10^{-3}$$

Avec :

Chapitre VIII : Etude du portique

- ✓ H_{eq} : Effort horizontale équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- ✓ N_{sd} : Effort normal de compression dans le poteau.
- ✓ ϕ : Défaut initial d'aplomb.
- ✓ ϕ_0 : Valeur de base.
- ✓ α_h : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur applicable au poteau.
- ✓ α_m : Coefficient de réduction qui tient du nombre de poteaux dans une rangée.

$h = 14.10 \text{ m}$: Hauteur de la structure.

$m = 2$: Nombre de poteaux dans une file

- **Modélisation avec les imperfections :**

Efforts au pied de poteaux aux l'ELU :

Combinaisons (ELU)	Poteau 01(daN)		Poteau 02(daN)		Somme(daN)	
	H_A	V_A	H_E	V_E	H	V
Combe 01	30,36	76,39	-30,36	76,39	0	152,78
Combe 02	59,24	116,29	-26,35	133,32	32,88	249,61
Combe 03	50,68	91,12	-14,14	110,04	36,53	201,17

Tableau VIII- 5: Efforts au pied de poteaux aux l'ELU. Les défauts d'aplomb

sont pas à considérer si : $|H| \geq 0,15 |V|$

Combinaisons (ELU)	$0,15 V$	$ H \geq 0,15 V $
Combe 01	22.91	Non
Combe 02	37.44	Non
Combe 03	30.17	Oui

Tableau VIII- 6: Prise en compte des défauts d'aplomb

Chapitre VIII : Etude du portique

- Remarque :**

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour la combinaison 03 car la condition $|H| \geq 0,15 |V|$ est vérifiée.

Efforts équivalent en tête poteaux :

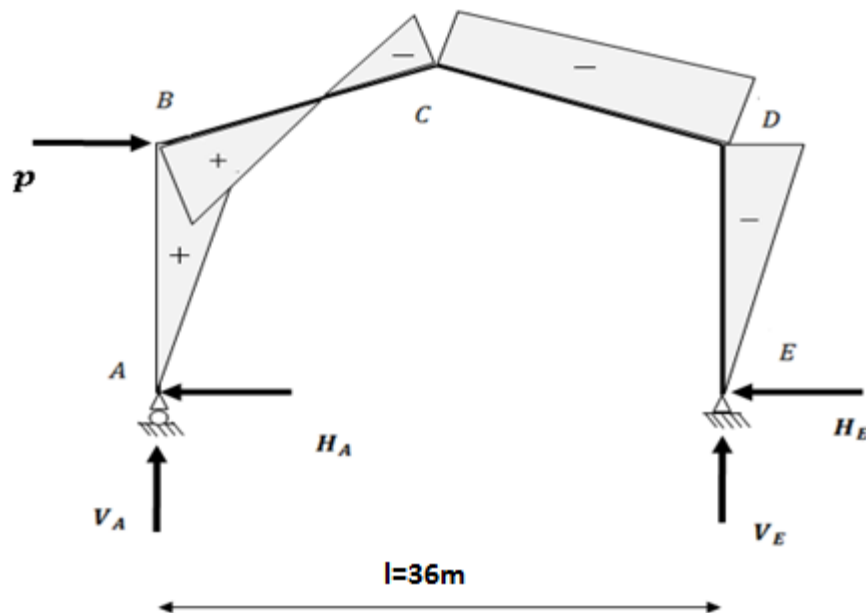
Combinaisons	Poteau 01(daN)		Poteau 02(daN)	
	N_{sd} (daN)	$H_{eq} = \phi N_{sd}$ (daN)	N_{sd}	H_{eq}
Combe 01	7639,43	17.57	7639,43	17.57
Combe 02	11629,25	26.75	13332,19	30.66

Tableau VIII- 7: Efforts équivalent en tête poteau

- Calcul des efforts internes additionnels :**

Efforts horizontale en tête poteaux :

$$P = 17.57 + 17.57 + 26.75 + 30.66 = 92.55 \text{ daN}$$



VIII.4 Choix de la méthode d'analyse :

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique α_{cr}

- Si $\alpha_{cr} \geq 10$ **Structure rigide** : analyse élastique au 1er ordre.
- Si $\alpha_{cr} < 10$ **Structure souple** : analyse élastique avec prise en compte des effets du 2ème ordre.
- Si $\alpha_{cr} \geq 15$ **Structure rigide** : analyse plastique.

Détermination du facteur d'éloignement critique α_{cr}

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesuré par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique α_{cr} ; Dans le cas de portique à faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

Avec :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[\frac{N_{sd.t}}{N_{cr.t}} + (4 + 3.3R) \times \left(\frac{N_{sd.p}}{N_{cr.p}} \right) \right]$$

$N_{sd.p}$: effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr.p}$: effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{sd.t}$: effort axial de compression dans la traverse

$N_{cr.t}$: effort critique d'Euler dans la traverse

- **le moment d'inertie de l'IPE 450 suivant l'axe yy (estimé)**

$$R = \frac{I_1 S}{I_2 h} = \frac{S}{h} = \frac{18.12}{12} = 1.51$$

$$N_{cr.p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^4 \times 33740}{1200^2} = 4851.33 \text{ KN}$$

$$N_{cr.t} = \frac{\pi^2 EI}{S^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^4 \times 33740}{1812^2} = 2127.68 \text{ KN}$$

Sous la combinaison : 1.35G + 1.5N

$$N_{sd,t} = 76.39 \sin 6.65 + 30.36 \cos 6.65 = 39 \text{ KN}$$

$$N_{sd,p} = 76.39 \text{ KN}$$

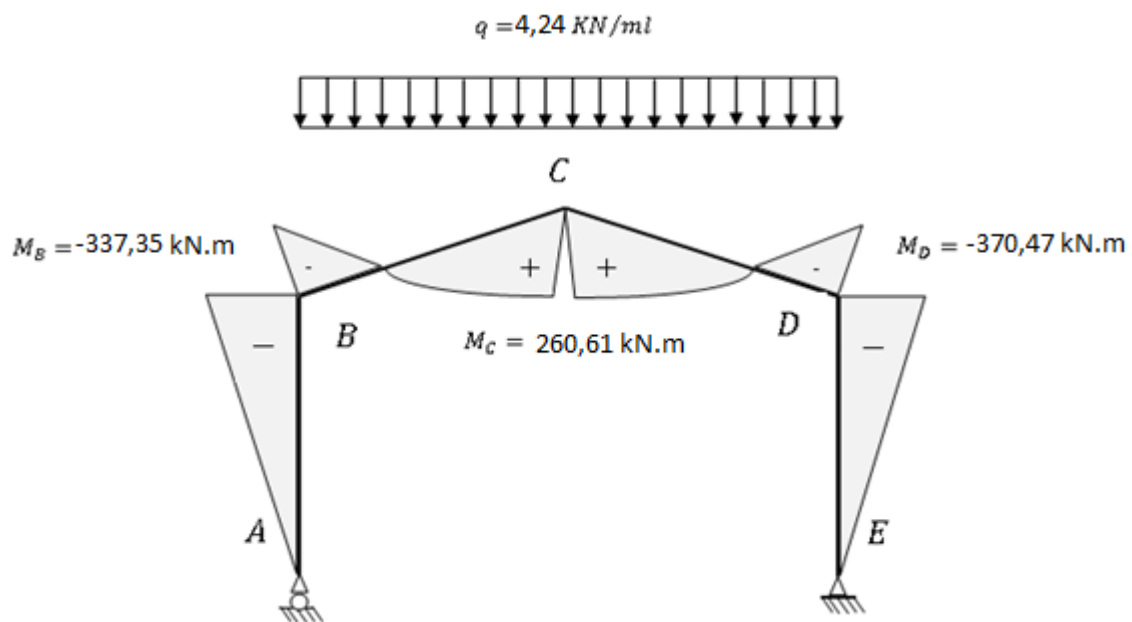
$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[\frac{39}{2127.68} + (4 + 3.3 \times 1.51) \times \left(\frac{76.39}{4851.33} \right) \right] = 0.159$$

$$\alpha_{cr} = 6.28$$

Donc la structure est souple et on prend en considération de l'effet de seconde ordre.

VIII.5 Pré-dimensionnement de la traverse :

Moments sous la combinaison : $1,35 G + 1,5 N$; Avec $q = 1,35 \times 250,38 + 1,5 \times 57.6 = 424.4$ daN/ml



Moments sous la combinaison $1,35G + 1,5N + P$.

- **Moments sollicitant la traverse :**

Actions vers le bas : charges gravitationnelles :

Sous la combinaison : $1,35G + 1,5N + P$

- Aux appuis : $M_B = -357.35 \text{ kN.m}$; $M_D = -370.47 \text{ kN.m}$
- Au faitage : $M_C = 260.61 \text{ kN.m}$

Chapitre VIII : Etude du portique

Actions vers le haut: Vent de soulèvement :

Sous la combinaison : $G+1,5V_3$

- Aux appuis : $M_D = -718.09 \text{ kN.m}$; $M_B = -234.04 \text{ kN.m}$
- Au faitage : $M_C = 335.49 \text{ kN.m}$

• Calcul préliminaire :

$$M_{Y.SD} \leq M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y.Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{y.Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{718.09 \times 1.1 \times 10^2}{23.5} = 3361.27$$

Soit un IPE 600 avec $W_{ply} = 3512 \text{ cm}^3$

VIII.6 Dimensionnement de la traverse :

A L'ELS :

• Vérification a la flèche (IPE600) :

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse (au point C) ; la flèche maximale est donnée par la formule suivante :

Soit un IPE 600 $w_{ply} = 3512 \text{ cm}^3$

$$\delta = \frac{1}{384EI_Y} \times (5ql^4 - 48M_B l^2)$$

$$q = G + N = 2.5 + 0.58 = 3.08 \text{ KN/ml}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_y = 92080 \text{ cm}^4$$

$$l = 36\text{m}$$

$$M_B = 214.97 + 49.45 = 264.42 \text{ KN.m (sous la combinaison G+N)}$$

$$\text{On sachant que : } \delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{3600}{200} = 18 \text{ cm}$$

Chapitre VIII : Etude du portique

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 92080} \times (5 \times 3.08 \times 10^{-2} \times 3600^4 - 48 \times 26442 \times 3600^2)$$

$$= 12.68 \text{ cm}$$

$$= 12.68 \text{ cm} \dots \dots \delta < \delta_{max} \dots \dots \dots \text{flèche vérifiée}$$

- **Vérification de l’IPE 600 pour la traverse a (l’ELU):**

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

- **Vérification de la section a la résistance :**

Bilan des efforts :

$$M_{y.sd} = 718.09 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 76.39 \sin 6.65 + 30.36 \cos 6.65 = 39 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 76.39 \cos 6.65 - 30.36 \sin 6.65 = 79.39 \text{ KN}$$

h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	G(Kg/m)
600	220	12	19	24	514	122
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
156	92080	24.3	3512	3387	4.66	486

Classe de la section : Section sollicitée en flexion composé : section de classe 01

- **Vérifications des efforts tranchants :**

IPE : 600 A= 156 cm²; W_{ply}= 3512 cm³; f_y=23,5 KN/cm²

$$A_{vz} = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f = 83,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz \text{ rd}} = \frac{A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}} = \frac{83.8 \times 23.50 / \sqrt{3}}{1.1} = 1033.61 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 79,39 \text{ k}$$

Chapitre VIII : Etude du portique

$$V_{z.sd} = 79,39 \text{ kN} \lll V_{plz.Rd} = 1033.61 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$V_{z.sd} = 79,39 \text{ kN} < 0.5 V_{plz rd} = 516.8 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

- **Vérifications de l'effort normal :**

$$\text{Si : } N_{sd} \leq \text{Min} \left(0.25 N_{pl.Rd}; 0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 39 \text{ KN}$$

$$d = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{197 \times 23.5}{1.1} = 4208.63 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{pl.Rd} = 0.25 \times 3332.73 = 833.2 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 b \times t_f = 156 - (2 \times 22 \times 1.9) = 72.4 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.4 \times 23.5}{1.1} = 1546.72 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 39 \text{ KN} < \text{Min} \left(0.25 N_{pl.Rd} = 833.2 \text{ KN}; 0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} = 1546.72 \text{ KN} \right)$$

$$N_{sd} = 39 \text{ KN} < \text{Min} \left(0.25 N_{pl.Rd} = 833.2 \text{ KN} \right) \quad \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

- **Vérification de la section à la résistance :**

- **Vérfications du moment fléchissant:**

On doit vérifier que : $M_{y,sd} \leq M_{c,Rd}$

Section de classe 1 :

$$M_{Ysd.} = 718.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{CRd.} = M_{plRd.} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3512 \times 23.5}{1.1} = 75029.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ysd.} = 718.09 \text{ KN.m} < M_{CRd.} = 75029.1 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow La section en IPE 600 est vérifiée.

- **Vérification de l'élément aux instabilités:**

- **Vis-à-vis du flambement:**

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{plRd.}} + \frac{K_y M_{Ysd.}}{M_{plyRd.}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min(x_y; x_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique) :

$$x_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

Avec :

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1.}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{1812}{24.3} = 74.57$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{74.57}{93.9} = 0.79$$

$\frac{h}{b} = \frac{600}{220} = 2,72 > 1,2 \Rightarrow$ *courbe de flambement(a)* ; $\alpha = 0,21$ (Tableau (5-5-1) Eurocode 03
Axe de flambement Y – Y

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.79 - 0.2) + 0.79^2] = 0.874$$

$$x_y = \frac{1}{0.874 + [0.874^2 - 0.79^2]^{0.5}} = 0.8$$

- **Flambement par rapport à l'axe fort Z-Z (dans le plan du portique) :**

$$x_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

Avec :

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w=1 \text{ car la section est de classe 1.}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{906.1}{4.66} = 194.4$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{194.4}{93.9} = 2.07$$

$\frac{h}{b} = \frac{600}{220} = 2,72 > 1,2 \Rightarrow$ courbe de flambement(a) ; $\alpha = 0,21$ (Tableau (5-5-1) Eurocode 03)
 Axe de flambement Y – Y

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(2.07 - 0.2) + 2.07^2] = 2.96$$

$$x_z = \frac{1}{2.96[2.96^2 - 2.07^2]^{0.5}} = 0.2$$

Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

$$x_{min} = \min(0.8; 0.2)$$

- **Calcul du coefficient k :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_z \times A_{fy}} \leq 1.5$$

Avec :

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

Ou :

$$\beta_{my} = \beta_{M\varphi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\varphi}) \quad \text{Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03)}$$

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7\varphi$$

$$\varphi = \frac{Ma}{Mb} ; \varphi = \frac{260.61}{-357.35} = -0.73$$

$$\beta_{MQ} = 1,3 \text{ Cas de charge uniformément répartie}$$

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - (0.7 \times (-0.73)) = 2.311$$

$$M_Q = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4.24 \times 18.12^2}{8} = 174.02 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = 260.61 + 357.35 = 617.96 \text{ KN.m}$$

$$\beta_{my} = 2.311 + \frac{174.02}{617.96} (1.3 - 2.311) = 2.03$$

$$\mu_y = 0.79 (2(2.03) - 4) + \frac{3512 - 3070}{3070} = 0.19$$

$$K_y = 1 - \frac{0.19 \times 39}{0.8 \times 156 \times 23.5} = 0.997$$

- **Vérification au flambement :**

$$\frac{Nsd}{\chi_{\min} N_{plRd}} + \frac{K_y \times M_{yEd}}{M_{plyRd}} \leq 1.0$$

$$\frac{39}{0.2 \times 3332.73} + \frac{0.997 \times 718.09}{750.29} = 1.01 < 1 \dots \dots \dots \text{Elément non vérifié au flambement.}$$

On augmente la section de profilé à IPE 600 O :

A L'ELS :

- **Vérification a la flèche (IPE600 O) :**

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse (au point C) ; la flèche maximale est donnée par la formule suivante :

Soit un IPE 600 $W_{ply} = 4471 \text{ cm}^3$

$$\delta = \frac{1}{384EI_y} \times (5ql^4 - 48M_B l^2)$$

✓ $q = G + N = 2.5 + 0.58 = 3.08 \text{ KN/ml}$

✓ $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$

✓ $I_y = 118300 \text{ cm}^4$

✓ $l = 36\text{m}$

✓ $M_B = 214.97 + 49.45 = 264.42 \text{ KN.m}$ (sous la combinaison G+N)

Chapitre VIII : Etude du portique

On sachant que : $\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{3600}{200} = 18 \text{ cm}$

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 118300} \times (5 \times 3.08 \times 10^{-2} \times 3600^4 - 48 \times 26442 \times 3600^2)$$

$$= 9.87 \text{ c}$$

$= 9.87 \text{ cm} \dots \dots \delta < \delta_{max} \dots \dots \dots$ flèche vérifiée

- **Vérification de l'IPE 600 O pour la traverse a (l'ELU):**

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

- **Vérification de la section a la résistance :**

Bilan des efforts :

- $M_{y.sd} = 718.09 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 76.39 \sin 6.65 + 30.36 \cos 6.65 = 39 \text{ KN}$
- $V_{z.sd} = 76.39 \cos 6.65 - 30.36 \sin 6.65 = 79.39 \text{ KN}$

h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	G(Kg/m)
610	224	15	24	24	514	154
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
197	118300	24.5	4471	4521	4.79	640

Classe de la section : Section sollicitée en flexion composé :

section de classe 01

- **Vérifications des efforts tranchants :**

IPE 600 O: $A = 197 \text{ cm}^2$; $W_{ply} = 4471 \text{ cm}^3$; $f_y = 23,5 \text{ KN/cm}^2$ Av_z
 $= A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f = 104 \text{ cm}^2$

$$V_{plz \text{ rd}} = \frac{Av_z \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}} = \frac{104 \times 23.50 / \sqrt{3}}{1.1} = 1282.77 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 79,39 \text{ kN}$$

Chapitre VIII : Etude du portique

$$V_{z.sd} = 79,39 \text{ kN} \lll V_{plz.Rd} = 1282.77 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$V_{z.sd} = 79,39 \text{ kN} < 0.5 V_{plz rd} = 641.38 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

• Vérifications de l'effort normal :

$$\text{Si } : N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl.Rd}; 0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}})$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 39 \text{ KN}$$

$$d = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{197 \times 23.5}{1.1} = 4208.63 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{pl.Rd} = 0.25 \times 4208.63 = 1052.16 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 b \times t_f = 197 - (2 \times 22.4 \times 2.4) = 89.48 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.4 \times 23.5}{1.1} = 1911.61 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 39 \text{ KN} < \text{Min} (0.25 N_{pl.Rd} = 1052.16 \text{ KN}; 0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} = 955.8 \text{ KN})$$

$$N_{sd} = 39 \text{ KN} < \text{Min} (0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} = 955.8 \text{ KN}) \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

- **Vérification de la section à la résistance :**

- **Vérfications du moment fléchissant:**

On doit vérifier que : $M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$

Section de classe 1 :

$$M_{Ysd.} = 718.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{CRd.} = M_{plRd.} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4471 \times 23.5}{1.1} = 95516.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ysd.} = 718.09 \text{ KN.m} < M_{CRd.} = 95516.8 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow La section en IPE 600 O est vérifiée.

- **Vérification de l'élément aux instabilités:**

- **Vis-à-vis du flambement:**

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} N_{plRd.}} + \frac{K_y M_{Ysd.}}{M_{plyRd.}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

$$x_{min} = \min(x_y; x_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique) :

$$x_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \lambda_y^{-2}]^{0.5}}$$

Avec :

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1.}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{1812}{24.3} = 74.57$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{74.57}{93.9} = 0.79$$

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{220} = 2,72 > 1,2 \implies \text{courbe de flambement}(a) ; \alpha = 0,21 \text{ (Tableau (5-5-1) Eurocode 03)}$$

Axe de flambement Y – Y

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.21(0.79 - 0.2) + 0.79^2] = 0.874$$

$$x_y = \frac{1}{0.874 + [0.874^2 - 0.79^2]^{0.5}} = 0.8$$

Flambement par rapport à l'axe fort Z-Z (dans le plan du portique) :

$$x_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

Avec :

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1.}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{906.1}{4.79} = 189.16$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{189.16}{93.9} = 2.01$$

$\frac{h}{b} = \frac{600}{220} = 2,72 > 1,2 \Rightarrow \text{courbe de flambement}(a) ; \alpha = 0,21$ (Tableau (5-5-1) Eurocode 03)
 Axe de flambement Y – Y

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(2.01 - 0.2) + 2.01^2] = 2.83$$

$$x_z = \frac{1}{2.83[2.83^2 - 2.01^2]^{0.5}} = 0.17$$

Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

$$x_{min} = \min(0.8; 0.17)$$

- **Calcul du coefficient k :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N s d}{\chi_z \times A f_y} \leq 1.5$$

Avec :

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

Ou :

$$\beta_{m_y} = \beta_{M\varphi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\varphi}) \quad \text{Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03)}$$

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7\varphi$$

$$\varphi = \frac{Ma}{Mb} ; \varphi = \frac{260.61}{-357.35} = -0.73$$

$\beta_{MQ} = 1,3$ Cas de charge uniformément répartie

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - (0.7 \times (-0.73)) = 2.311$$

$$M_Q = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4.24 \times 18.12^2}{8} = 174.02 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = 260.61 + 357.35 = 617.96 \text{ KN.m}$$

$$\beta_{my} = 2.311 + \frac{174.02}{617.96} (1.3 - 2.311) = 2.03$$

$$\mu_y = 0.79 (2(2.03) - 4) + \frac{4471 - 3879}{3879} = 0.2$$

$$K_y = 1 - \frac{0.2 \times 39}{0.2 \times 197 \times 23.5} = 0.99$$

- **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{plRd}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{M_{plyRd}} \leq 1.0$$

$$\frac{39}{0.17 \times 4208.63} + \frac{0.99 \times 718.09}{955.168} = 0.79 < 1 \dots \dots \dots \text{Elément vérifié au flambement}$$

- **Vis-à-vis du diversement:**

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de diversement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{pply.Rd}} \leq 1$$

- **Actions vers le bas :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux.

L'élançement réduit sera $\bar{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C1^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left(\frac{L/iz}{h/es} \right)^2 \right\}^{0.25}}$$

Avec :

$$C1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 = 1.57 \leq$$

$$\psi = \frac{Ma}{Mb} ; -1 \leq \psi \leq 1$$

Ma < Mb : Moments aux extrémités du tronçon

IPE 600 : $iz = 4.79 \text{ cm}$; $h = 61 \text{ cm}$; $tf = 2.4 \text{ cm}$

$$L = \frac{900}{\cos 6.65} = 906 \text{ cm}$$

$$Mb = -718.09 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment au point quelconque P :

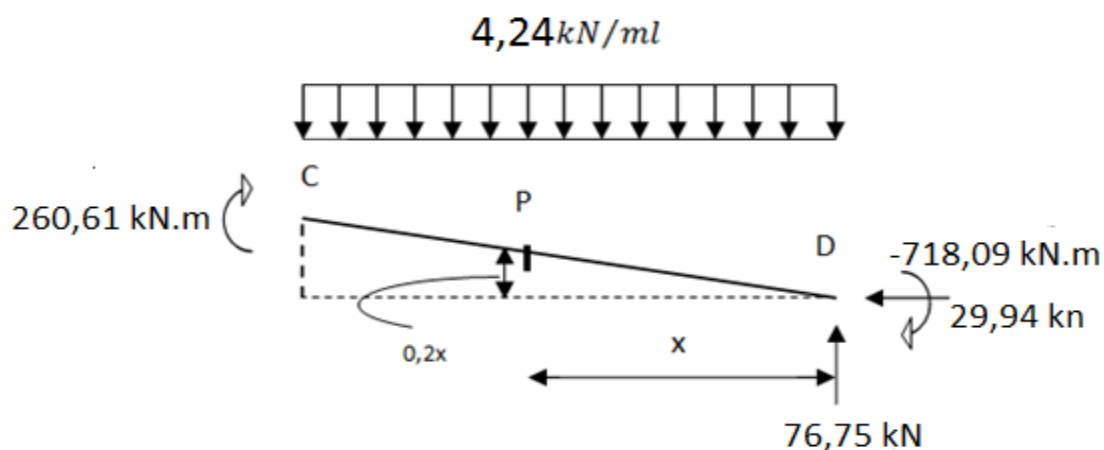


Figure VIII- 5: Calcul du moment au point quelconque P.

$$M_P = (76.75 \cdot x) - 718.09 - (29.94 \times 0.24x) - \left(4.24 \times \frac{x^2}{2} \right)$$

$$M_P = -2.12 \cdot x^2 + 69.56 \cdot x - 718.09$$

$$M_a = M_P(x = 8.7) = -2.12 \cdot x^2 + 69.56 \cdot x - 718.09 = -273.38$$

$$\psi = \frac{Ma}{Mb} = \frac{-273.38}{718.09} = -0.38$$

$$C_1 = 1.88 - (1.4 \times (-0.38) + 0.52 \times (-0.38)^2) = 2.48 < 2.7$$

$l = 8.7m$: longueur de flambement latérale.

IPE 600 : $i_z = 4.79$ cm ; $h = 61$ cm ; $t_f = 2.4$ cm

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{10.5} \left\{ 1 + 1/20 \left(\frac{L/i_z}{h/e_s} \right)^2 \right\}^{0.25}} = \frac{870/4.79}{2.48^{10.5} \left\{ 1 + 1/20 \left(\frac{870/4.79}{61/2.4} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 84$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{84}{93.9} = 0.89 \quad \bar{\lambda}_{LT} > 0.4 \text{ risque de diversemen}$$

Axe de Flambement y - y :

$\frac{h}{b} = \frac{600}{220} = 2,72 > 1,2 \Rightarrow$ courbe de flambement(a) ; $\alpha = 0,21$ (Tableau (5-5-1) Eurocode 03)
Axe de flambement $Y - Y$

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

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.89 - 0.2) + 0.89^2] = \mathbf{0.9685}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_{LT} < 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.9685 + (0.9685^2 - 0.89^2)^{0.5}} = \mathbf{0,74}$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne

Les valeurs du coefficient de réduction χ_{LT} pour un élancement réduit de $\bar{\lambda}_{LT} = 0.89$

$$\chi_{LT} = 0.7470$$

- **Calcul du coefficient k :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_Z \times A_{fy}} K_Z \leq 1.5$$

Avec : $\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \mu_{LT} \leq 0.9$

Ou : $\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03)

$$\beta_{MLT} = 1.8 - (0.7 \times (-0.38)) = 1.99$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 2.01 \times 1.99 - 0.15 = 0.45 \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.45 \times 39}{0.17 \times 197 \times 23.5} = 0.97 \leq 1.5 \quad k_{LT} = 0.97$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} = \frac{39}{0.17 \times 4208.63} + \frac{0.97 \times 718.09}{0.7470 \times 955.168} = 1 \leq 1$$

Elément vérifié au diversement pour les charges descendantes.

- **Actions vers le haut :**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre sur toute sa longueur

Bilan des efforts pour les charges ascendantes :

$$M_{y.sd} = 718.09 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 110.04 \sin 6.65 + 14.14 \cos 6.65 = 26.79 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 110.04 \cos 6.65 - 14.14 \sin 6.65 = 107.66 \text{ KN}$$



Figure VIII- 6: Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes.

L'élancement réduit sera $\bar{\lambda}_y$ sera déterminé par la foemule suivante :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w=1 \text{ car la section est de classe 1}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C1^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left(\frac{L/iz}{h/es} \right)^2 \right\}^{0.25}}$$

Avec :

$$C1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 = 1.57 \leq$$

$$\psi = \frac{Ma}{Mb} ; -1 \leq \psi \leq 1$$

$Ma < Mb$: Moments aux extrémités du tronçon

IPE 600 O : $iz = 4.79 \text{ cm}$; $h = 61 \text{ cm}$; $tf = 2.4 \text{ cm}$

$$L = \frac{900}{\cos 6.65} = 906 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{Ma}{Mb} = -718.09 \text{ KN.m}$$

$$\psi = \frac{Ma}{Mb} = \frac{335.49}{-718.09} = -0.47$$

$$C_1 = 1.88 - (1.4 \times (-0.38)) + 0.52 \times (-0.38)^2 = 2.48 < 2.7$$

$l = 8.7m$: longueur de flambement latérale.

IPE 600 : $iz = 4.79 \text{ cm}$; $h = 61 \text{ cm}$; $tf = 2.4 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C1^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left(\frac{L/iz}{h/es} \right)^2 \right\}^{0.25}} = \frac{870/4.79}{2.48^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left(\frac{870/4.79}{61/2.4} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 84$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{84}{93.9} = 0.89 \quad \bar{\lambda}_{LT} > 0.4 \text{ risque de diversement}$$

Axe de Flambement y-y:

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{220} = 2,72 > 1,2 \Rightarrow \text{courbe de flambement}(a) ; \alpha = 0,21 \text{ (Tableau (5-5-1) Eurocode 03)}$$

Axe de flambement Y – Y

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

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.89 - 0.2) + 0.89^2] = 0.9685$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} \quad \text{Avec : } \chi_{LT} < 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.9685 + (0.9685^2 - 0.89^2)^{0,5}} = 0,74$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne
Les valeurs du coefficient de réduction χ_{LT} pour un élancement réduit de $\bar{\lambda}_{LT} = 0.89$

$$\chi_{LT} = 0.7470$$

- **Calcul du coefficient k :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_Z \times A_{fy}} K_Z \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

Ou : $\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03)

$$\beta_{MLT} = 1.8 - (0.7 \times (-0.38)) = 1.99$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 2.01 \times 1.99 - 0.15 = 0.45 \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.45 \times 39}{0.17 \times 197 \times 23.5} = 0.97 \leq 1.5 \quad k_{LT} = 0.97$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ppl,y,Rd}} = \frac{39}{0.17 \times 4208.63} + \frac{0.97 \times 718.09}{0.7470 \times 955.168} = 0.99 \leq 1$$

Élément vérifié au diversement pour les charges descendantes.

• Actions vers le haut :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre sur toute sa longueur

Bilan des efforts pour les charges ascendantes :

- $M_{y,sd} = 718.09 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 110.04 \sin 6.65 + 14.14 \cos 6.65 = 26.79 \text{ KN}$
- $V_{z,sd} = 110.04 \cos 6.65 - 14.14 \sin 6.65 = 107.66 \text{ KN}$

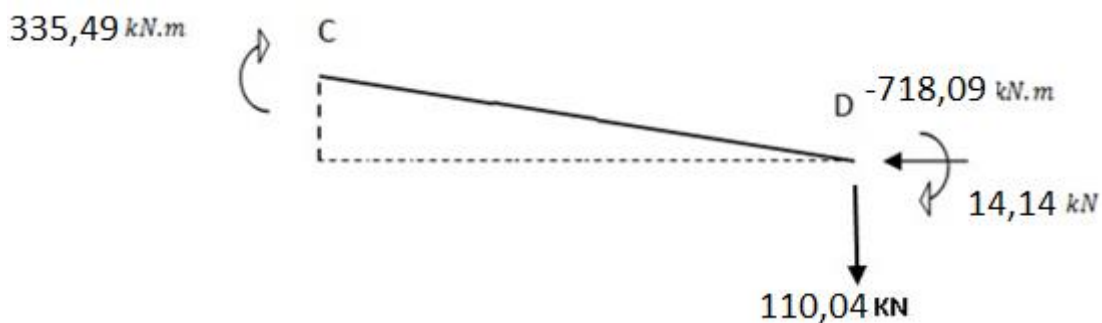


Figure VIII- 7: Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes

L'élancement réduit sera $\bar{\lambda}_y$ sera déterminé par la foemule suivante :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C1^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left(\frac{L/iz}{h/es} \right)^2 \right\}^{0.25}}$$

Avec :

$$C1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 = 1.57 \leq$$

$$\psi = \frac{Ma}{Mb}; -1 \leq \psi \leq 1$$

$Ma < Mb$: Moments aux extrémités du tronçon

IPE 600 O : $iz = 4.79 \text{ cm}$; $h = 61 \text{ cm}$; $tf = 2.4 \text{ cm}$

$$L = \frac{900}{\cos 6.65} = 906 \text{ cm}$$

$$Mb = -718.09 \text{ KN.m}$$

$$\psi = \frac{Ma}{Mb} = \frac{335.49}{-718.09} = -0.47$$

$$C_1 = 1.88 - (1.4 \times (-0.47)) + 0.52 \times (-0.47)^2 = 2.42 < 2.7$$

$l = 8.7 \text{ m}$: longueur de flambement latérale.

IPE 600 : $iz = 4.79 \text{ cm}$; $h = 61 \text{ cm}$; $tf = 2.4 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C1^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left(\frac{L/iz}{h/es} \right)^2 \right\}^{0.25}} = \frac{870/4.79}{2.42^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left(\frac{870/4.79}{61/2.4} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 85.04$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{84}{93.9} = 0.91 \quad \bar{\lambda}_{LT} > 0.4 \text{ risque de diversement}$$

Axe de Flambement y-y:

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{220} = 2.72 > 1.2 \implies \text{courbe de flambement } (\alpha); \alpha = 0.21 \text{ (Tableau (5-5-1) Eurocode 03)}$$

Axe de flambement Y - Y

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

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.91 - 0.2) + 0.91^2] = 0.9886$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} \quad \text{Avec : } \chi_{LT} < 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,9886 + (0,9886^2 - 0,91^2)^{0,5}} = 0,73$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction χ_{LT} pour un élancement réduit de $\bar{\lambda}_{LT} = 0.91$

$$\chi_{LT} = 0.7273$$

- **Calcul du coefficient k :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A_{fy}} K_z \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

Ou : $\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03) :

$$\beta_{MLT} = 1.8 - (0.7 \times (-0.47)) = 2.13$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 2.01 \times 2.13 - 0.15 = 0.49 \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.49 \times 26.79}{0.17 \times 197 \times 23.5} = 0.98 \leq 1.5 \quad k_{LT} = 0.98$$

- **Vérification au diversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} = \frac{26.79}{0.17 \times 4208.63} + \frac{0.98 \times 718.09}{0.7273 \times 955.168} = 0,99 \leq 1$$

Elément vérifié au diversement pour les charges descendantes.

Conclusion :

Le profilé laminé choisi (l'IPE 600 O) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme Traverse du portique.

VIII.7 Vérification des poteaux :

Bilan des efforts :

$$M_{y.sd} = 370.46 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 76.75 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 29.94 \text{ kN}$$

On a jugé bon de ne pas revérifier la résistance en section vu la marge de sécurité qu'on a constaté lors de la vérification de la section de la traverse.

• **Vis-à-vis du flambement:**

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} N_{plRd}} + \frac{K_y M_{y.sd}}{M_{plyRd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

$$x_{min} = \min(x_y; x_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique) :

$$x_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

Avec :

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1.}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \dots\dots \text{Élancement Eulérien.}$$

Remarque :

Vu que l'ossature est sensible aux effets du second ordre ($\alpha_{cr} < 10$). la longueur de flambement du poteau dans le plan du portique sera prise au double de la longueur d'épure :

$$l = 24m.$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{2400}{24.5} = 97.95$$

α : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{97.95}{93.9} = 1.04$$

Courbe de flambement :

$$h/b = 610/224 = 2,72 > 1,2 \quad \text{courbe de } (a) ; \alpha = 0,21 \text{ (Tableau (5-5-1))}$$

Axe de flambement Y - Y

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(1.04 - 0.2) + 1.04^2] = 1.13$$

$$x_y = \frac{1}{1.13 + [1.13^2 - 1.04^2]^{0.5}} = 0.64$$

Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :

Remarque :

Vu que l'ossature est sensible aux effets du second ordre ($\alpha_{cr} < 10$). la longueur de flambement du poteau hors du plan du portique sera prise au double de la longueur qui sépare le pied du poteau et la lisse qui sera considéré comme un appui latérale au poteau :

$$l = 4 \text{ m.}$$

$$x_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

Avec :

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1.}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9\varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \dots \dots \text{Elencement Eulérien.}$$

$$\lambda = \frac{400}{4,79} = 83.5$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{83.5}{93.9} = 0.89$$

- **Courbe de flambement :**

$$h/b = 610/224 = 2,72 > 1,2 \quad \text{courbe de flambement } a = 0,34 \text{ (Tableau (5-5-1))}$$

Axe de flambement Z - Z

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.89 - 0.2) + 0.89^2] = 1.01$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.01 + [1.01^2 - 0.89^2]^{0.5}} = 0.67$$

Il ne peut y avoir de flambement suivant l'axe Z-Z car la cloison maintient le poteau latéralement.

Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,64; 0,67) = 0,64$$

- **Calcul du coefficient k :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{u_y \times N_{sd}}{x_y \times A_f} \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\Lambda}_y (2 \beta_{my} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} \leq 0.9$$

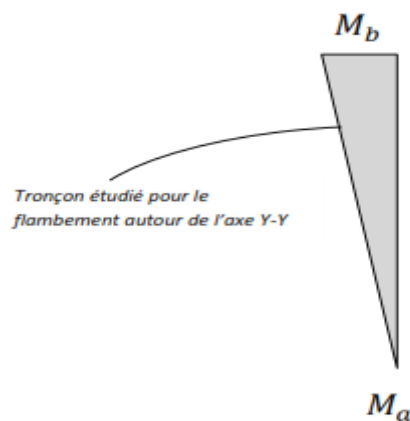


Figure VIII- 8: Efforts internes pour le poteau

Ou :

$$\beta_{mlt} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi \text{ acteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)}$$

Le facteur β_{My} doit être calculé en considérant le diagramme des moments fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien de flambement dans le plan considéré. Dans notre cas le tronçon de barre pour le calcul β_{Mz} ne peut être le même que β_{My}

$$\psi = \frac{Ma}{Mb} \quad , \quad \psi = \frac{0}{370.46} = 0$$

$$\beta_{My} = 1,8$$

$$\mu_y = 1.04 (2 \times 1.8 - 4) + \frac{4471 - 3879}{3879} = -0.26 \leq 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.26 \times 76.75}{0.64 \times 197 \times 23,5} = 1.006$$

- **Vérification au flambement :**

$$\begin{aligned} \frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{plyRd}} &\leq 1.0 \\ &= \frac{76.75}{0.64 \times 4208.68} + \frac{1,006 \times 370.46}{955.168} = 0.42 < 1 \dots \dots \text{Elément vérifié au flambement.} \end{aligned}$$

- **Vis-à-vis du diversement :**

L'élancement réduit sera $\bar{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\alpha_1} \times (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

ou :

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \\ \bar{\lambda}_{LT} &= \frac{L/iz}{C_1^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left(\frac{L/iz}{h/t_f} \right)^2 \right\}^{0.25}} \text{ Avec : } iz = 4,79 \text{ cm, } h = 61 \text{ cm, } t_f = 2.4 \text{ cm} \end{aligned}$$

Avec :

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{Ma}{Mb} - \leq \psi \leq 1$$

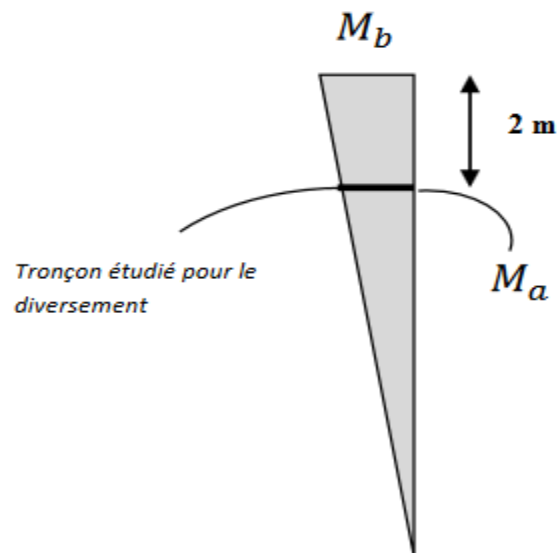
[$M_a < M_b$] : Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé.

Chapitre VIII : Etude du portique

$$M_b = -370.46 \text{ kN.m}$$

$$M_a = M_{y.sd}(1h = 10m) = \frac{370.46 \times 10}{12} = 308.71 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 308.71 \text{ KN.m}$$



$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{308.71}{370.46} = 0.83$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow C_1 &= 1,88 - 1,4(0,83) + 0,52(0,83)^2 \\ &= 1.07 < 2,7 \end{aligned}$$

- ✓ $l = 2 \text{ m}$: la longueur de flambement latérale (maintien latérale par la lisse)
- ✓ $i_z = 4,79 \text{ cm}$
- ✓ $h = 61 \text{ cm}$
- ✓ $t_f = 2.4 \text{ cm}$

$$\bar{\Lambda}_{LT} = \frac{200/4.79}{1.07^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left(\frac{200/4.79}{61/2.4} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 39.1$$

$$\bar{\Lambda}_{LT} = \frac{\Lambda_{LT}}{\Lambda_1} = \frac{39.1}{93.9} = 0.42, \quad \bar{\Lambda}_{LT} > 0,4, \text{ ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\text{section laminée } \alpha_{LT} \Rightarrow \text{courbe de flambement } a$$

$$\frac{h}{b} = 2,72 > 1,2$$

La valeur de χ_{LT} pour l'élanement est réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ déterminée à partir de la formule (5.49) de l'eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \text{ Avec } \bar{\lambda}_{LT} < 1$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.42 - 0.2) + 0.42^2] = 0.61$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,61 + [0,61^2 - 0,42^2]^{0.5}} = 0.95$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne Lesvaleurs du coefficient de réduction χ_{LT} pour un élanement réduit de $\bar{\lambda}_{LT} = 0,42$.

• Calcul du coefficient k :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{u_{LT} \times N_{sd}}{x_z \times A_f} \leq 1.5$$

Ou : $\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{308.71}{370.46} = 0.83$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - [0,7 (0,83)] = 1,219$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.89 \times 1.219 - 0.15 = 0.013$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,013 \times 76.75}{0,67 \times 197 \times 23,5} = 0,99 \Rightarrow k_{LT} = 0,99$$

• Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{plRd}} + \frac{K_{lt} \times M_{ysd}}{\chi_{lt} M_{plyRd}} \leq 1.0 \quad \frac{76.75}{0.67 \times 4208.68} + \frac{0,99 \times 370.46}{0.95 \times 955.168} = 0.43 < 1$$

... ..Elément vérifié au diversement pour les charges descendantes.

VIII.8 Etude numérique de portique de la mezzanine avec logiciel ROBOT

VIII.9 Introduction :

Pour faire l'étude d'un système il ya plusieurs méthodes manuelles classiques, mais vu la disposition d'un logiciel ROBOT Structural Analysis notre tâche consiste a introduit les données suivantes :

- les données pour définir la géométrie de la structure.
- Les informations concernant les propriétés des matériaux.
- Les sollicitations au qu'elle la structure est soumise.

Nous avants choisi le calcul par ordinateur ; pour la rapidité, et l'exactitude des résultats.

VIII.10 Logiciel de calcul et l'optimisation des structures :

ROBOT Structural Analysis : 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

- **Description du logiciel ROBOT :**

Après le lancement d'un système ROBOT, la fenêtre représentée ci-après s'affiche, elle permet de définir le type de structure a étudier, d'ouvrir un dimensionnement de la structure.



Figure VIII- 9: type de structure a étudier sur ROBOT

- **Les étapes a suivre dans le logiciel :**

- **La première étape :**

- **La modélisation :**

La définition d'une structure commence par la définition des nœuds et des barres. Dans ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, seule la définition des barres est nécessaire puisque les nœuds sont alors automatiquement créés aux extrémités de ces dernières. ROBOT propose de nombreuses fonctionnalités qui permettent une modélisation avancée.

- **La deuxième étape :**

Application des efforts (neige, vent, séisme, charge d'exploitation, les combinaisons des efforts ...etc.) à la structure.

- **Type de chargements :**

Toutes les charges dans le logiciel ROBOT Structural Analysis 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 définir dans ROBOT Structural Analysis , vous pouvez par exemple, définir les natures suivantes : neige, vent, permanentes et d'exploitations.

- **Combinaisons de charges :**

La génération automatique des pondérations ROBOT Structural Analysis permet de créer une combinaison de cas de charge créée. Les combinaisons seront du type ELU, ELS ou accidentelle. Cette fonctionnalité de base permet à l'utilisateur de déclarer ces 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.).

Chapitre VIII : Etude du portique

- **Analyse graphique pour les 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.

VIII.11 Les charges et surcharges injectées au logiciel Robot :

- (↓) PERM1 = 2.5 KN/ml sur la toiture. (panne, isolant, accessoire de pose)
- (↓) G2 = 27.72 KN sur les deux plancher. (Cloison de séparation . Revêtement en carrelage . Mortier de pose, Poids de la dalle ,Isolation thermique, Poids de la tôle ,Poids de solive ,Poids de la poutre (IPE400))
- (↓) G4 = 17.06 KN sur les deux poteaux de portique.(lisses, isolant, accessoire de pose.....)
- (↓) N = 0.58 KN/ml sur la toiture.
- (↑) V = 2.056 KN/ml sur la toiture.
- (→) V = 3.82 KN/ml sur le poteau gauche de portique.
- (→) V = 0.66 KN/ml sur le poteau droite de portique.
- (↓) Q = 15 KN/ml charge d'exploitation .

VIII.12 Résultats de logicielle :

Vérification des éléments :

Structure :

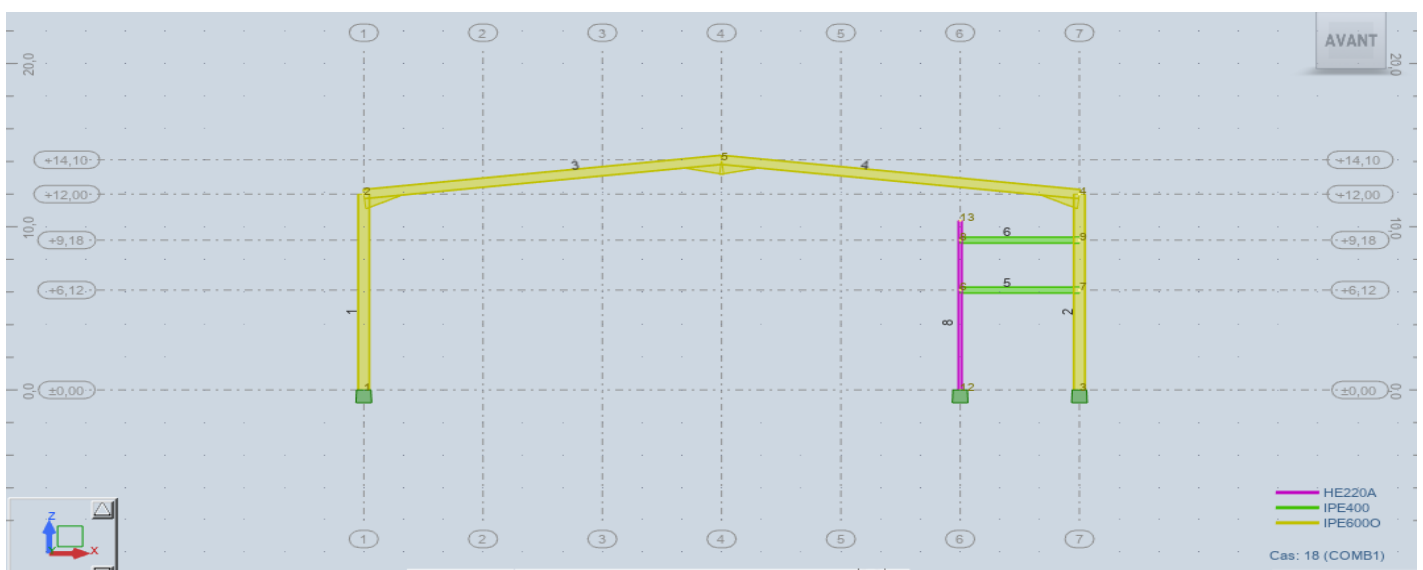


Figure VIII- 10: Le schéma de portique avec mezzanine sur robot

Détermination des résultats calculés à l'aide de logiciel Robot :

Après avoir lancé le calcul dans le logiciel Robot en respectant les différentes étapes de modélisation, et application des charges et surcharges ainsi que les différentes combinaisons d'actions à L'ELU et à L'ELS ; le logiciel Robot montre que les sections choisis, répond à toutes les vérifications de la résistance et de la sécurité globales de portique.

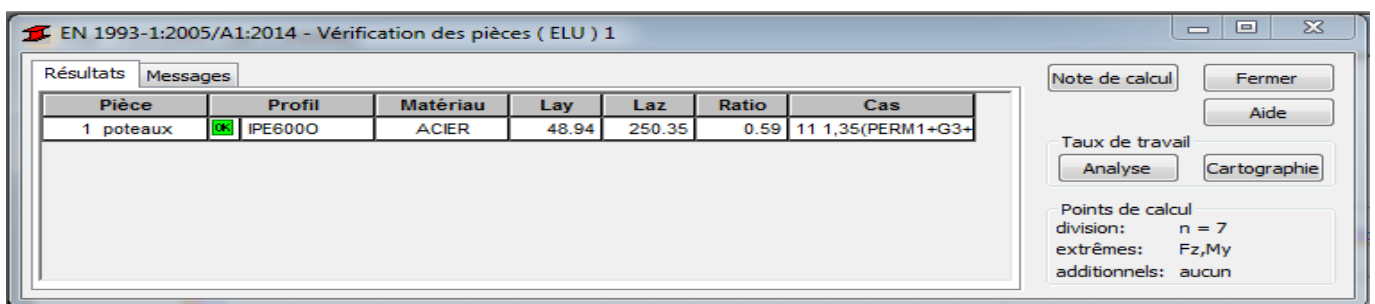
VIII.13 Combinaisons de charges injectées au logiciel ROBOT :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la combinaison	Nature du cas	Définition
10 (C)	1,35(PERM1+G3+G4)+1,35(V1+N)	Combinaiso	ELU	Structurelle	(1+3+4+5+8)*1.35
11 (C)	1,35(PERM1+G3+G4)+1,5N	Combinaiso	ELU	Structurelle	(1+3+4)*1.35+8*1.50
12 (C)	1,35(PERM1+G3+G4)+1,35V1	Combinaiso	ELU	Structurelle	(1+3+4+5)*1.35
13 (C)	1,35(PERM1+G3+G4)+1,35(V2+N+Q)	Combinaiso	ELU	Structurelle	(1+3+4+6+8+9)*1.35
14 (C)	1,35(PERM1+G3+G4)+1,35(N+Q)	Combinaiso	ELU	Structurelle	(1+3+4+8+9)*1.35
15 (C)	1,35(PERM1+G3+G4)+1,5Q	Combinaiso	ELU	Structurelle	(1+3+4)*1.35+9*1.50
16 (C)	1,35(PERM1+G3+G4)+1,5N	Combinaiso	ELU	Structurelle	(1+3+4)*1.35+8*1.50
17 (C)	1,35(PERM1+G2)+1,5Q	Combinaiso	ELU	Structurelle	(1+2)*1.35+9*1.50
18 (C)	1,35(PERM1+G3)+1,35(V3+N)	Combinaiso	ELU	Structurelle	(1+3+7+8)*1.35
19 (C)	PERM1+G3+1,5V3	Combinaiso	ELU	Structurelle	(1+3)*1.00+7*1.50
20 (C)	1,35(PERM1+G2)+1,5Q	Combinaiso	ELU	Structurelle	(1+2)*1.35+9*1.50
21 (C)	PERM1+G3+G4+V1+N	Combinaiso	ELS	Structurelle	(1+3+4+8+5)*1.00
22 (C)	PERM1+G3+G4+N	Combinaiso	ELS	Structurelle	(1+3+4+8)*1.00
23 (C)	PERM1+G3+G4+V1	Combinaiso	ELS	Structurelle	(1+3+4+5)*1.00
24 (C)	PERM1+G3+G4+V2+N+Q	Combinaiso	ELS	Structurelle	(1+3+4+6+8+9)*1.00
25 (C)	PERM1+G3+G4+N+Q	Combinaiso	ELS	Structurelle	(1+3+4+8+9)*1.00
26 (C)	PERM1+G3+G4+Q	Combinaiso	ELS	Structurelle	(1+3+4+9)*1.00
27 (C)	PERM1+G3+G4+N	Combinaiso	ELS	Structurelle	(1+3+4+8)*1.00
28 (C)	PERM1+G2+Q	Combinaiso	ELS	Structurelle	(1+2+9)*1.00
29 (C)	PERM1+G3+V3+N	Combinaiso	ELS	Structurelle	(1+3+7+8)*1.00
30 (C)	PERM1+G3+N	Combinaiso	ELS	Structurelle	(1+3+8)*1.00
31 (C)	PERM1+G3+V3	Combinaiso	ELS	Structurelle	(1+3+7)*1.00
32 (C)	PERM1+G2+Q	Combinaiso	ELS	Structurelle	(1+2+9)*1.00
33 (C)	1,35(PERM1+G3)+1,5N	Combinaiso	ELU	Structurelle	(1+3)*1.35+8*1.50

Figure VIII- 11:Tableau de combinaisons logiciel ROBOT

VIII.14 Note de calcul donné par robot:

- Poteau gauche de portique :



Chapitre VIII : Etude du portique

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1 poteau

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ L = 12.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 1,35(PERM1+G3+G4)+1,5N (1+3+4)*1.35+8*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE6000

$h=61.0$ cm	$gM0=1.10$	$gM1=1.15$	
$b=22.4$ cm	$A_y=119.66$ cm ²	$A_z=104.36$ cm ²	$A_x=196.76$ cm ²
$t_w=1.5$ cm	$I_y=118302.00$ cm ⁴	$I_z=4520.76$ cm ⁴	$I_x=319.40$ cm ⁴
$t_f=2.4$ cm	$W_{ply}=4471.04$ cm ³	$W_{plz}=640.08$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{y,Ed} = 139.58$ kN	$M_{y,Ed} = -567.83$ kN*m	
$N_{c,Rd} = 4203.51$ kN	$M_{y,Ed,max} = -567.83$ kN*m	
$N_{b,Rd} = 498.65$ kN	$M_{y,c,Rd} = 955.18$ kN*m	$V_{z,Ed} = -79.17$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 955.18$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 1287.21$ kN
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

Chapitre VIII : Etude du portique

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 12.00 \text{ m}$$

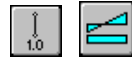
$$\text{Lam}_y = 0.52$$

$$L_{cr,y} = 12.00 \text{ m}$$

$$X_y = 0.92$$

$$\text{Lam}_y = 48.94$$

$$k_{yy} = 0.66$$



en z:

$$L_z = 12.00 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 2.67$$

$$L_{cr,z} = 12.00 \text{ m}$$

$$X_z = 0.12$$

$$\text{Lam}_z = 250.35$$

$$k_{zy} = 0.30$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N, Ed / N_c, R_d = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_y, Ed / M_{y,c}, R_d = 0.59 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_z, Ed / V_{z,c}, R_d = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}_y = 48.94 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 250.35 > \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N, Ed / (X_y * N, R_k / gM1) + k_{yy} * M_y, Ed, max / (XLT * M_y, R_k / gM1) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N, Ed / (X_z * N, R_k / gM1) + k_{zy} * M_y, Ed, max / (XLT * M_y, R_k / gM1) = 0.47 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

- Poteau droit de portique :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
2 poteaux	IPE6000	ACIER	48.94	250.35	0.57	10 1,35(PERM1+G3+)

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

Chapitre VIII : Etude du portique

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2 poteau

POINT: 1

COORDONNEE: x = 1.00 L = 12.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $10 \cdot 1,35(\text{PERM1}+\text{G3}+\text{G4})+1,35(\text{V1}+\text{N}) (1+3+4+5+8)*1.35$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE6000

h=61.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.15	
b=22.4 cm	Ay=119.66 cm ²	Az=104.36 cm ²	Ax=196.76 cm ²
tw=1.5 cm	Iy=118302.00 cm ⁴	Iz=4520.76 cm ⁴	Ix=319.40 cm ⁴
tf=2.4 cm	Wply=4471.04 cm ³	Wplz=640.08 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 198.07 kN	My,Ed = -365.51 kN*m	
Nc,Rd = 4203.51 kN	My,Ed,max = 538.51 kN*m	
Nb,Rd = 498.65 kN	My,c,Rd = 955.18 kN*m	Vz,Ed = 84.99 kN
	MN,y,Rd = 955.18 kN*m	Vz,c,Rd = 1287.21 kN
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

Chapitre VIII : Etude du portique



en y:

$$L_y = 12.00 \text{ m}$$

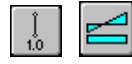
$$\text{Lam}_y = 0.52$$

$$\text{Lcr}_y = 12.00 \text{ m}$$

$$X_y = 0.92$$

$$\text{Lamy} = 48.94$$

$$k_{yy} = 0.67$$



en z:

$$L_z = 12.00 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 2.67$$

$$\text{Lcr}_z = 12.00 \text{ m}$$

$$X_z = 0.12$$

$$\text{Lam}_z = 250.35$$

$$k_{zy} = 0.28$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N, Ed/Nc, Rd = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_y, Ed/M_{y,c}, Rd = 0.38 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_z, Ed/V_{z,c}, Rd = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}_y = 48.94 < \text{Lambda}_{\text{max}} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 250.35 > \text{Lambda}_{\text{max}} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N, Ed/(X_y * N, Rk/gM1) + k_{yy} * M_y, Ed, \text{max}/(XLT * M_y, Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N, Ed/(X_z * N, Rk/gM1) + k_{zy} * M_y, Ed, \text{max}/(XLT * M_y, Rk/gM1) = 0.57 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

La traverse :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
3 Travs1	IPE6000	ACIER	67.36	377.67	0.65	33 1,35(PERM1+G3)

Buttons: Note de calcul, Fermer, Aide, Taux de travail (Analyse, Cartographie), Points de calcul (division: n = 7, extrêmes: Fz, My, additionnels: aucun)

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

Chapitre VIII : Etude du portique

PIECE: 3 Travs1

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 0.10 L = 1.81 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $33 \text{ 1,35(PERM1+G3)+1,5N (1+3)*1.35+8*1.50}$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235000.00 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE6000

$h=61.0 \text{ cm}$	$gM0=1.10$	$gM1=1.15$	
$b=22.4 \text{ cm}$	$A_y=107.52 \text{ cm}^2$	$A_z=84.30 \text{ cm}^2$	$A_x=196.76 \text{ cm}^2$
$tw=1.5 \text{ cm}$	$I_y=118302.00 \text{ cm}^4$	$I_z=4520.76 \text{ cm}^4$	$I_x=319.40 \text{ cm}^4$
$tf=2.4 \text{ cm}$	$W_{ply}=4334.75 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=633.72 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 90.75 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -385.96 \text{ kN*m}$		
$N_{c,Rd} = 4203.51 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 926.06 \text{ kN*m}$		
$N_{b,Rd} = 221.48 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 926.06 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 94.50 \text{ kN}$	
	$M_{N,y,Rd} = 925.63 \text{ kN*m}$	$V_{z,c,Rd} = 1039.78 \text{ kN}$	
		Classe de la section = 1	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 18.12 \text{ m}$	$\text{Lam}_y = 0.72$
$L_{cr,y} = 18.12 \text{ m}$	$X_y = 0.77$
$\text{Lam}_y = 67.36$	$k_{yy} = 1.08$



en z:

$L_z = 18.12 \text{ m}$	$\text{Lam}_z = 4.02$
$L_{cr,z} = 18.12 \text{ m}$	$X_z = 0.06$
$\text{Lam}_z = 377.67$	$k_{zy} = 0.56$

Chapitre VIII : Etude du portique

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

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

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.42 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.42 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 67.36 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 377.67 > \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{y} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{z} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.65 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

- Poteau mezzanine :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 3 POT MEZZANINE						
5 Pot MZ	HE220A	ACIER	113.20	188.33	0.93	20 1,35(PERM1+G2)

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 3 POT MEZZANINE

PIECE: 5 Pot MZ

POINT:

COORDONNEE: x = 0.88 L = 9.13 m

Chapitre VIII : Etude du portique

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $20 \cdot 1,35(\text{PERM1}+\text{G2})+1,5\text{Q} (1+2)*1.35+9*1.50$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235000.00 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HE220A

$h=21.0 \text{ cm}$	$gM0=1.10$	$gM1=1.15$	
$b=22.0 \text{ cm}$	$A_y=53.70 \text{ cm}^2$	$A_z=20.67 \text{ cm}^2$	$A_x=64.34 \text{ cm}^2$
$tw=0.7 \text{ cm}$	$I_y=5409.70 \text{ cm}^4$	$I_z=1954.56 \text{ cm}^4$	$I_x=28.58 \text{ cm}^4$
$tf=1.1 \text{ cm}$	$W_{ply}=568.46 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=270.59 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 166.23 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -86.83 \text{ kN}\cdot\text{m}$		
$N_{c,Rd} = 1374.54 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -86.83 \text{ kN}\cdot\text{m}$		
$N_{b,Rd} = 256.76 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 121.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -56.43 \text{ kN}$	
	$M_{N,y,Rd} = 121.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 254.95 \text{ kN}$	
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 10.38 \text{ m}$	$\text{Lam}_y = 1.21$
$L_{cr,y} = 10.38 \text{ m}$	$X_y = 0.48$
$\text{Lam}_y = 113.20$	$k_{yy} = 0.87$



en z:

$L_z = 10.38 \text{ m}$	$\text{Lam}_z = 2.01$
$L_{cr,z} = 10.38 \text{ m}$	$X_z = 0.20$
$\text{Lam}_z = 188.33$	$k_{zy} = 0.37$

FORMULES DE VERIFICATION:

Chapitre VIII : Etude du portique

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.72 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.72 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 113.20 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 188.33 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.93 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

- **Poutre principale du plancher :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
6 poutre1	IPE400	ACIER	36.26	151.90	0.75	20 1,35(PERM1+G2)

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 6 poutre1

POINT:

COORDONNEE: x = 0.00 L = 6.00 m

Chapitre VIII : Etude du portique

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $20 \cdot 1,35(\text{PERM1}+\text{G2})+1,5\text{Q} (1+2)*1.35+9*1.50$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235000.00 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE400

$h=40.0 \text{ cm}$	$gM0=1.10$	$gM1=1.15$	
$b=18.0 \text{ cm}$	$A_y=55.99 \text{ cm}^2$	$A_z=42.69 \text{ cm}^2$	$A_x=84.46 \text{ cm}^2$
$tw=0.9 \text{ cm}$	$I_y=23128.40 \text{ cm}^4$	$I_z=1317.82 \text{ cm}^4$	$I_x=51.33 \text{ cm}^4$
$tf=1.4 \text{ cm}$	$W_{ply}=1307.15 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=229.00 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -51.97 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -208.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$		
$N_{t,Rd} = 1804.37 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 279.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$		
	$M_{y,c,Rd} = 279.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$V_{z,Ed} = 200.14 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 279.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$V_{z,c,Rd} = 526.56 \text{ kN}$
			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:

Chapitre VIII : Etude du portique

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.75 < 1.00$ (6.2.5.(1))

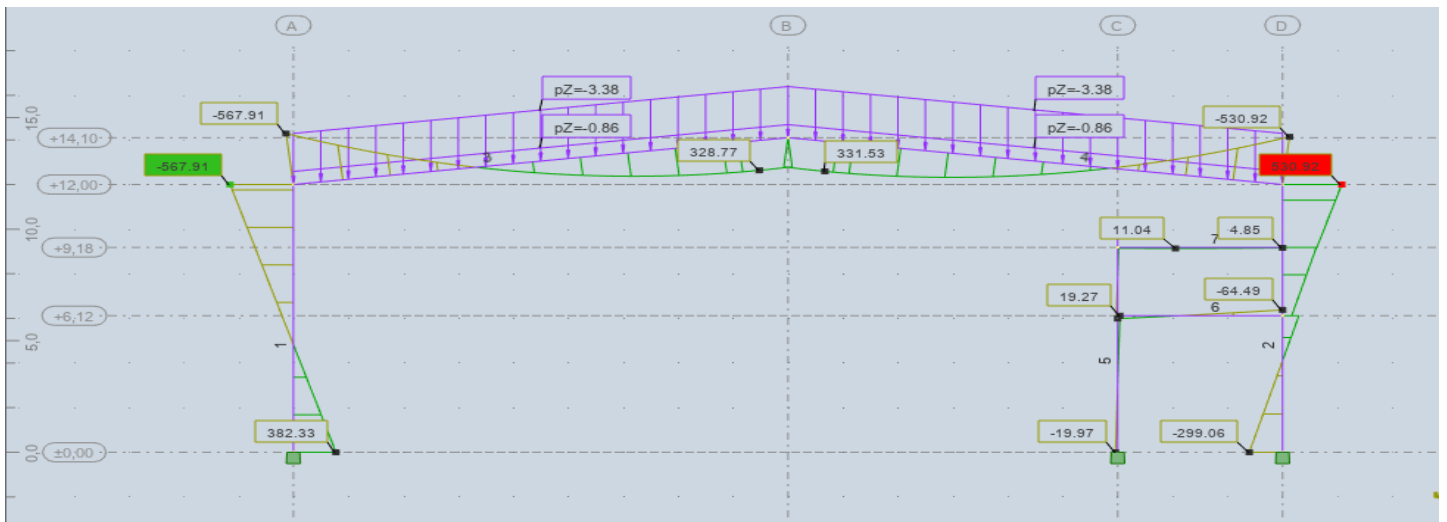
$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.38 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Profil correct !!!

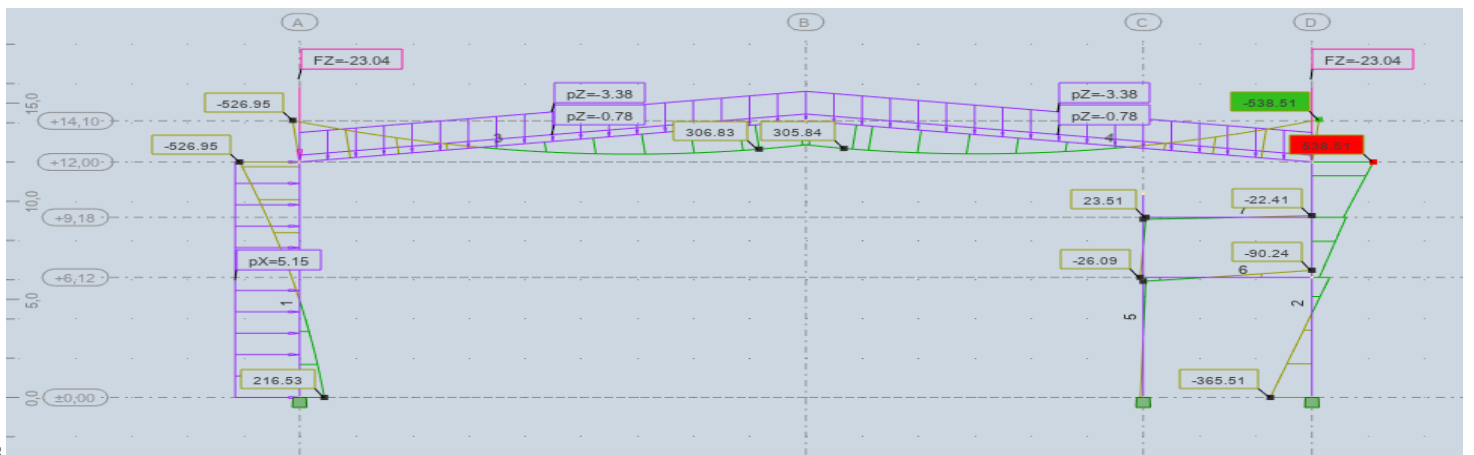
Diagrammes des moments fléchissant M_y :

Selon les combinaisons les plus défavorables :

(ELU1) 1,35(PERM1+G3+G4)+1,5N :



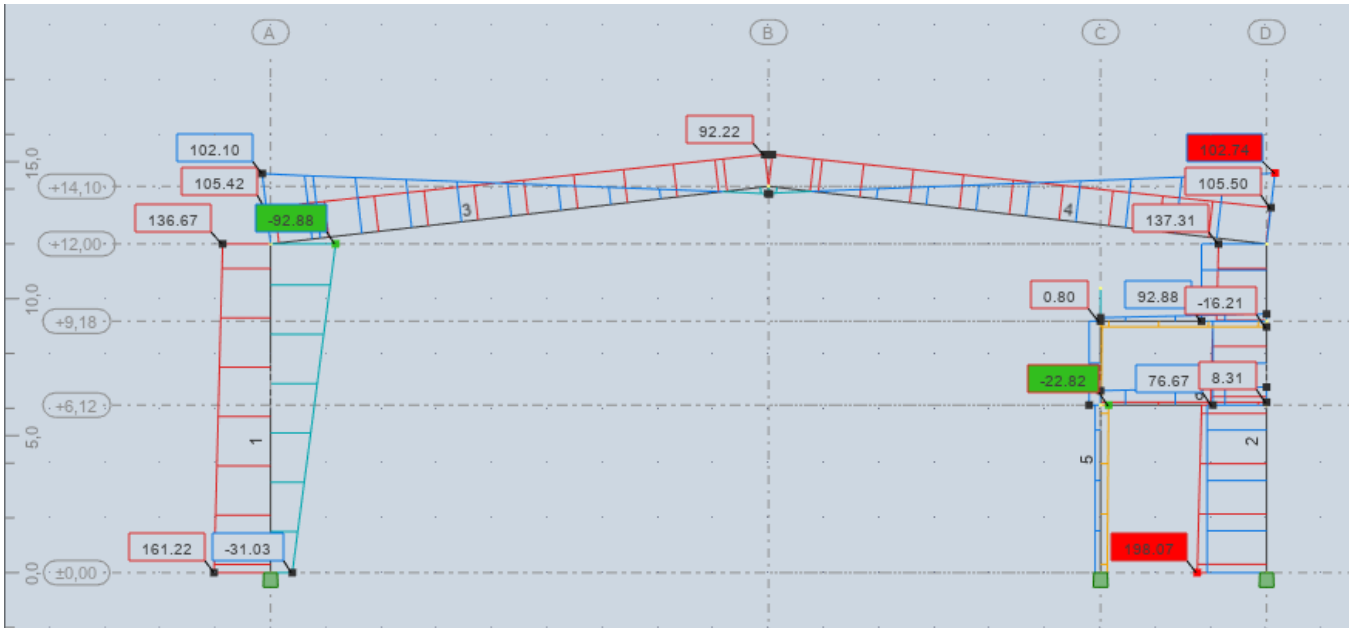
(ELU) 1,35(PERM1+G3+G4)+1,35(V1+N) :



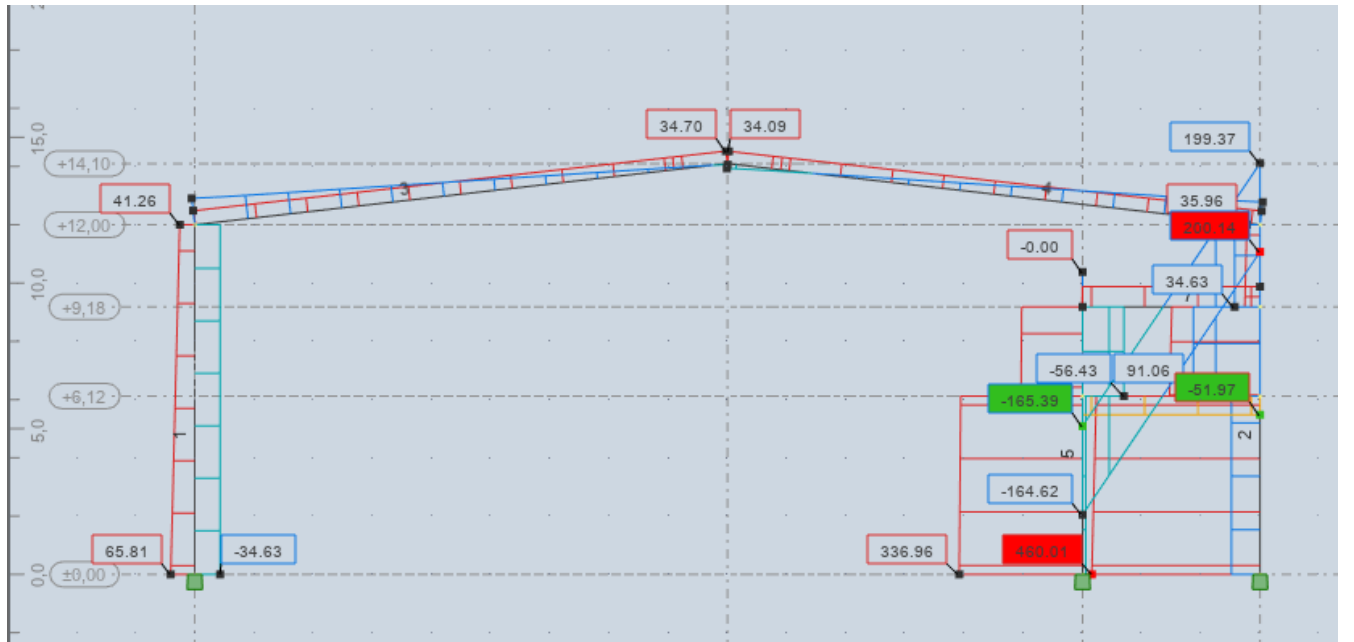
S

Chapitre VIII : Etude du portique

(ELU) $1,35(\text{PERM1}+\text{G3}+\text{G4})+1,35(\text{V1}+\text{N})$:



(ELU) $1,35(\text{PERM1}+\text{G2})+1,5\text{Q}$:



VIII.15 Conclusion :

- ✓ la section du profilé laminé choisi est adéquate pour la traverse et le poteau ainsi (l'IPE 600 O) convient pour l'ossature du portique.
- ✓ la section du profilé laminé choisi (IPE 400) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme poutre principale du plancher.
- ✓ la section du profilé laminé choisi (HEA 220) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme poteau pour la mezzanine.

Chapitre IX : Etude 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

• Calcul des assemblages par boulons

Il faut noter que parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connections boulonnés HR.

Il existe deux types de boulons :

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

- **Avantages des boulons HR :**

- ✓ Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur)
- ✓ Capacité à supporter des charges alternées
- ✓ Meilleur comportement en fatigue

Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte

IX.2 Assemblage de rive (Poteau-Traverse):

- L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

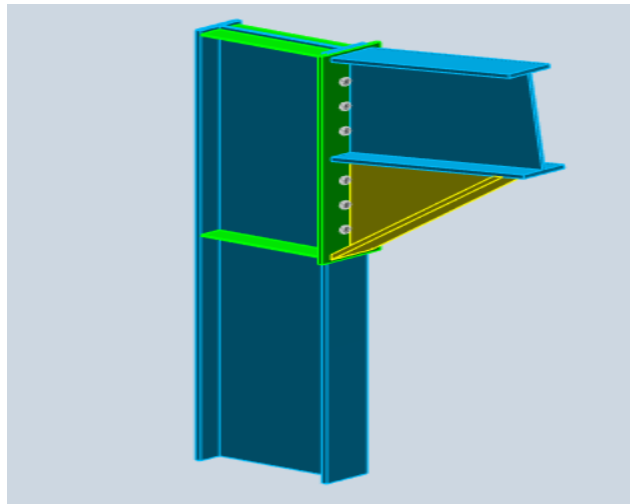


Figure IX- 1: Représentation de l'assemblage poteau-travers avec robot

- **La disposition constructive des boulons :**

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR10.9 de diamètre de 24mm, La platine a une épaisseur de 20mm.

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$ (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

- **Efforts de calcul :**

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$M_{y.sd} = -370,46 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -29,93 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 76,75 \text{ kN}$$

- **Les composants de l'assemblage :**

- ✓ Poteau en IPE600 O.
- ✓ Traverse IPE600 O.
- ✓ Jarret IPE600 O.
- ✓ Platine 1236 x 324 x 20

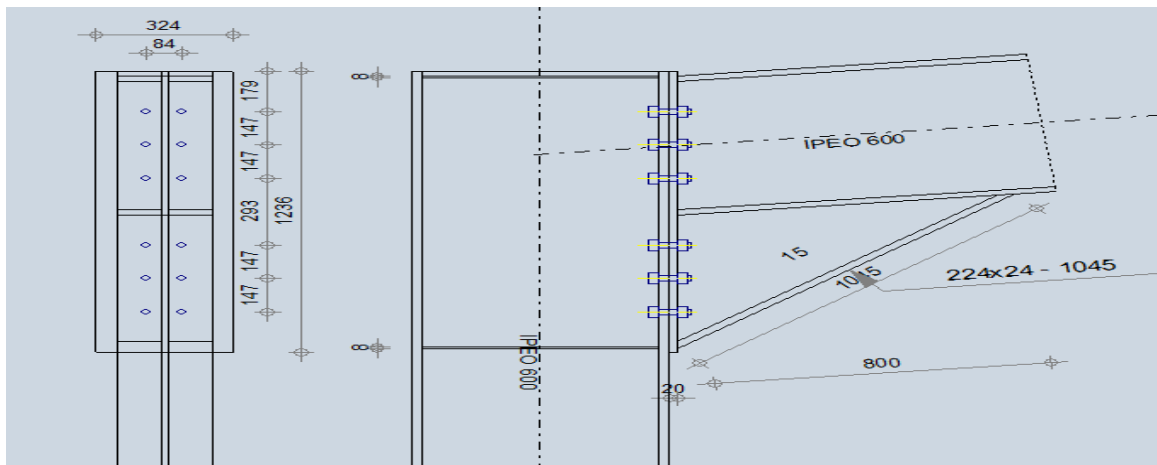


Figure IX- 2: détails d'assemblage avec robot

- **Calcul de la hauteur de la partie comprimée :**

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

Poutre IPE600 O:

$$t_{fb} = 24\text{mm}; t_{wb} = 15\text{mm}; b_b = 224\text{mm}$$

$$x = 24 \sqrt{\frac{224}{15}} = 92,74 \text{ mm}$$

$$d_1 = 1025,5\text{mm}; d_2 = 879\text{mm}; d_3 = 732,5\text{mm};$$

$$d_4 = 439,5\text{mm}; d_5 = 293\text{mm}$$

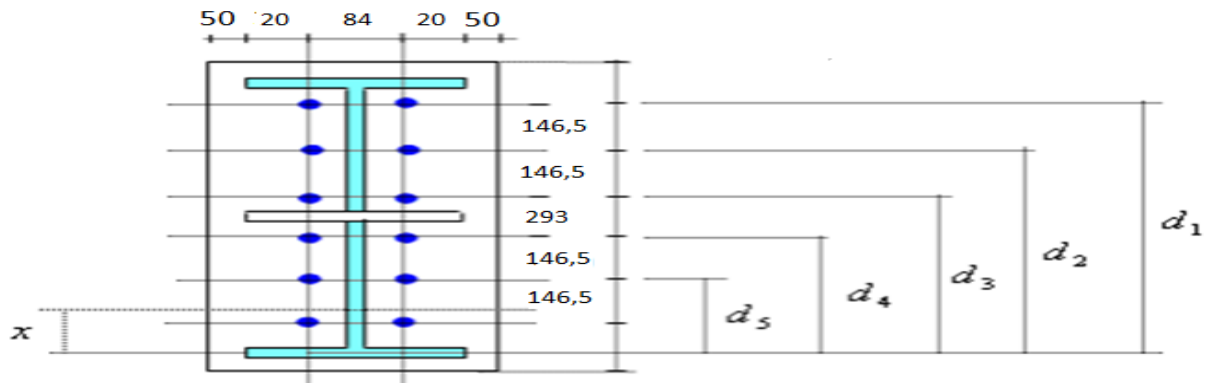


Figure IX- 3: Détails d'assemblage.

- **Calcul du moment résistant :**

$$M_{Rd} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} = \dots$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} \left(d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{D'où : } N_1 = \frac{M_{Rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

- N_1 : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.
- d_1 : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

- **L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :**

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03, on a :

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN... pour un boulon .}$$

- Boulons de diamètre 24 mm :

$$\Rightarrow A_s = 245 \text{ mm}^2,$$

$$\Rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

- **Le moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

$$\sum d_i^2 = (293^2 + 439,5^2 + 732,6^2 + 879^2 + 1025,5^2) = 2640003,26 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 2640003,26}{1025,5} \times 10^{-3} = 883 \text{ kN.m}$$

On a :

$$M_{y.sd} = 370,46 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 883 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$\text{Par boulon : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{76,75}{16} = 4,79 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

- ✓ $K_s = 1.0$: Trou normal (**Eurocode 3 P6.5.8.1**)
- ✓ $m = 1.0$: un plan de frottement
- ✓ $\mu = 0.3$: Coefficient de frottement (**Eurocode 3 P6.5.8.3**)
- ✓ F_p : Précontrainte de calcul (**Eurocode 3 P6.5.8.2**)

$$V_{rd} = 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 4,79 \text{ kN} < V_{rd} = 41.16 \text{ kN}$$

- **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**

Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_{t.rd}$$

Résistance à la traction :

$$\text{Avec : } F_{t.rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$F_{t.rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau

b_{eff} : entre axe des boulons ($p=146,5$ mm)

$$F_{t.rd} = 1.5 \times 14,65 \times \frac{23.5}{1.1} = 469,46 \text{ kN}$$

- **Efforts de cisaillement vaut :**

$$h = 1220\text{mm}(610 \times 2)$$

$$t_f = 48\text{mm}(24 \times 2)$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{370,46}{1,220-0.048} = 316,09 \text{ kN}$$

$$F_v = 316,09 \text{ kN} < F_{t.rd} = 469,46 \text{ kN}$$

Il n'est pas nécessaire d'ajouter un raidisseur.

- **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

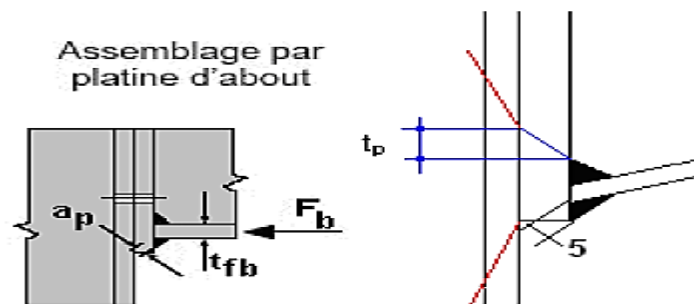


Figure IX- 4: Résistance âme du poteau dans la zone comprimée

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq F_{c.rd}$$

Calcul de $F_{c.rd}$:

$$F_{c.rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h} \right)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Lorsque : $\sigma_{c.sd} \leq 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.0$

Lorsque : $\sigma_{c.sd} > 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.7 - \frac{\sigma_{c.sd}}{f_y}$

Chapitre 9 : Etude des assemblages

$$\text{Donc : } \sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{76,75}{197} + \frac{370,46 \times 10^2 \times 30,5}{118300} = 9,94 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Et : } 0.7f_y = 0.7 \times 23.5 = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Alors : } \sigma_{c.sd} = 9,94 \text{ KN/cm}^2 < 0.7f_y = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Rightarrow K_c = 1.0$$

- ✓ $t_p = 20\text{mm}$: épaisseur de la platine d'extrémité
- ✓ $b_{eff} = 24 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(24+24) + 2 \times 20 = 318,14 \text{ mm}$
- ✓ t_{fb} : épaisseur de la semelle de la poutre
- ✓ t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau
- ✓ r_c : rayon de raccordement âme/semelle du poteau
- ✓ α_p : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5.0mm)

$$\text{Si } \lambda_{BP} \leq 0.72 \quad \rightarrow \quad \rho = 1.0$$

$$\text{Si } \lambda_{BP} > 0.72 \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{(\lambda_{BP} - 0.2)}{\lambda_{BP}^2}$$

$$\lambda_{BP} = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} : \text{Élancement réduit de la partie efficace de l'âme}$$

$$d_{wc} = (h - 2(t_{fc} + r_c))$$

$$d_{wc} = (610 - 2(24 + 24)) = 514 \text{ mm}$$

$$\lambda_{BP} = 0.932 \sqrt{\frac{31,81 \times 51,4 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 1,5^2}} = 0.75 > 0.72$$

$$\Rightarrow \rho = (\lambda_{BP} - 0.2) / \lambda_{BP}^2 = (0.75 - 0.2) / 0.75^2 = 0.97$$

$$\text{On aura donc : } F_{c.rd} = \frac{1 \times 0.97 \times 31,81 \times 1,5 \times 23,5}{1,1 \sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{31,81}{61}\right)^2}}$$

$$\Rightarrow F_{c.rd} = 850 \text{ KN}$$

a) Calcul de N_{sd} :

$$\text{On a : } N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{et} \quad M_{sd} = kN.m$$

$$N_1 = \frac{370,46 \times 1025,5 \times 10^{-3}}{2640003,26 \times 10^{-6}} = 143,9 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{370,46 \times 879 \times 10^{-3}}{2640003,26 \times 10^{-6}} = 123,34 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{370,46 \times 732,5 \times 10^{-3}}{2640003,26 \times 10^{-6}} = 102,78 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{370,46 \times 439,5 \times 10^{-3}}{2640003,26 \times 10^{-6}} = 61,67 \text{ kN}$$

$$N_5 = \frac{370,46 \times 293 \times 10^{-3}}{2640003,26 \times 10^{-6}} = 41,11 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 472,8 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 472,8 \text{ kN} < F_{c.rd} = 850 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

D'où il n'est pas nécessaire d'utiliser un raidisseur

• **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :**

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{rd}$$

• **Calcul de V_{rd}**

$$V_{rd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M0}} = 0.58 \times 23.5 \times 61 \times \frac{1.5}{1.1} = 1133,76 \text{ kN}$$

• **Calcul de l'effort de cisaillement F_v :**

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{370,46}{1,220-0.048} = 316,09 \text{ kN}$$

• $F_v = 316,09 \text{ kN} < V_{rd} = 1133,76 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

IX.3 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée. Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

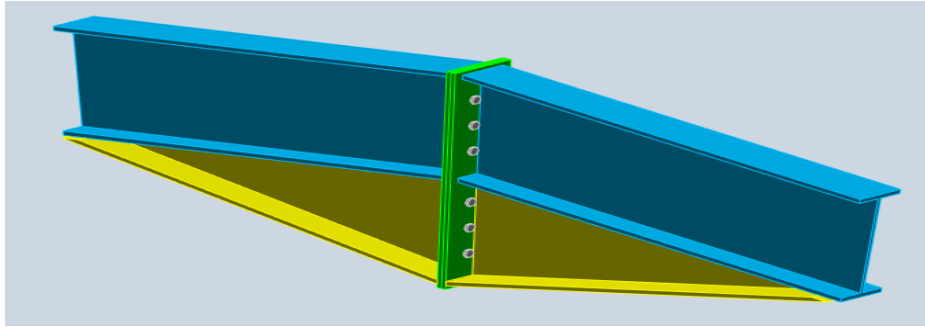


Figure IX- 5: Représentation de l'assemblage traverse-traverse avec robot

- **La disposition constructive des boulons :**

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR10.9 de diamètre de 24mm, La platine a une épaisseur de 20mm.

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$ (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

- **Efforts de calcul :**

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes

$$\begin{aligned} M_{sd} &= 260,61 \text{ KN.m} \\ V_{sd} &= 79,39 \text{ kN} \\ N_{sd} &= 39 \text{ KN} \end{aligned}$$

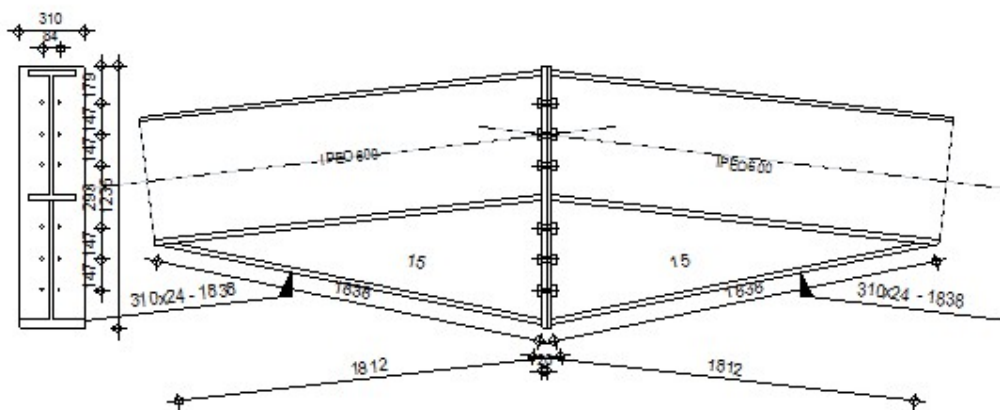


Figure IX- 6: Détails sur l'assemblage avec robot

- **Vérification à la résistance de l'assemblage :**

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

- Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$MRd = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

- L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Boulons de diamètre 24mm :

- $A_s = 245 \text{ mm}^2$,
- $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$
- $F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{pour un boulon}$

- **Vérification à la résistance de l'assemblage :**

Il faut vérifier si :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

$$\sum d_i^2 = (293^2 + 439,5^2 + 732,6^2 + 879^2 + 1025,5^2) = 2640003,26 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 2640003,26}{1025,5} \times 10^{-3} = 883 \text{ kN.m}$$

On a :

$$M_{y.sd} = 32.74 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 883 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Il faut que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd}$$

$$\text{Par boulon : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{79,39}{12} = 6,61 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma M_2}$$

$$V_{rd} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 6,61 \text{ kN} < V_{rd} = 41.16 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IX.4 Calcul des bases des poteaux :

- **Définition :**

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau (comme le montre la figure suivante.). Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

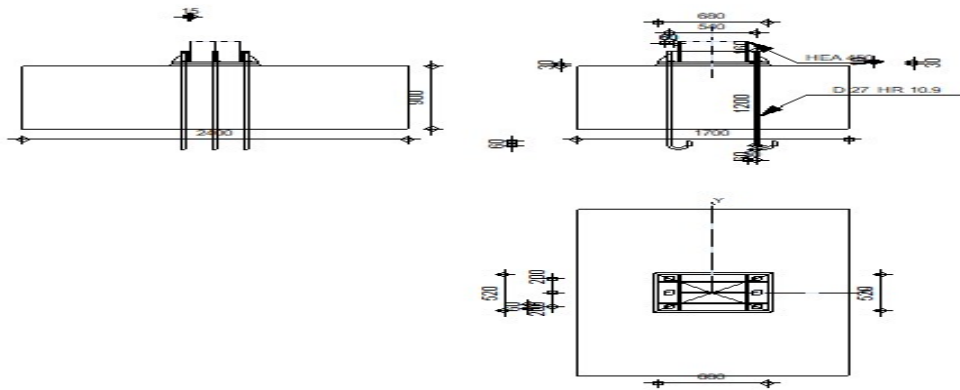


Figure IX- 7: Base des poteaux

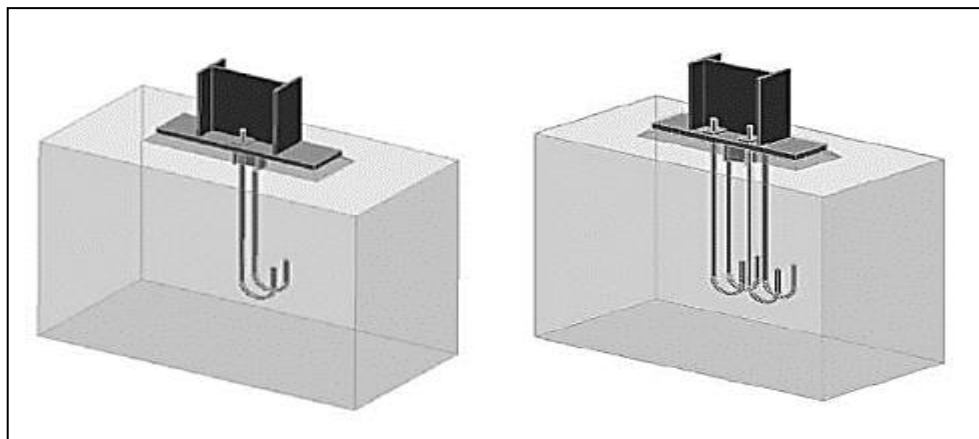


Figure IX- 8: pied de poteaux encastrés.

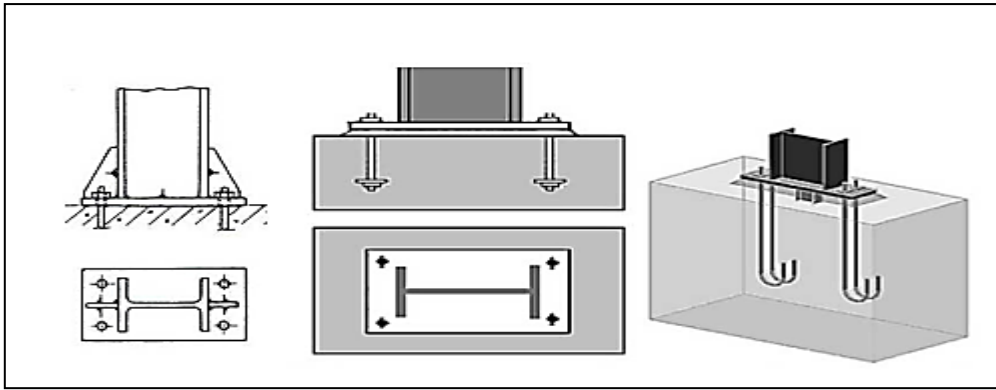


Figure IX- 9: Pieds de poteaux encastrés.

Dans notre structure on a les poteaux en **IPE600 O**. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

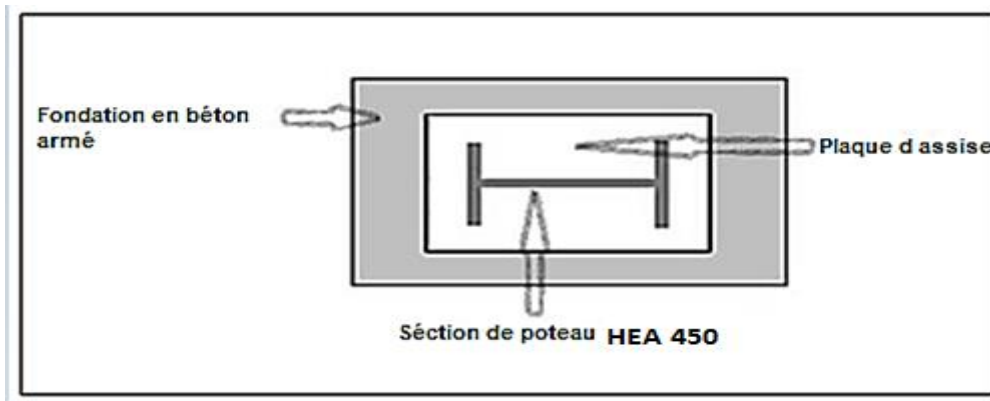


Figure IX- 10: Détails sur l'assemblage.

- **Données de base :**

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe 25/30 : $F_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients partiels de sécurité : Acier : $\gamma_{M0} = 1.1$; $\gamma_{M2} = 1.25$

Béton : $\gamma_c = 1.15$

- **Efforts sollicitant**

- $M_{y.sd} = 370.46 \text{ kN.m}$
- Charge axiale de compression $N_{sd} = 76,75 \text{ KN}$ □
- Effort tranchant $V_{z.sd} = 29,94 \text{ KN}$
- Effort de soulèvement $N_{sd} = 14,14 \text{ KN}$ □
- Effort tranchant correspondant : $V_{z.sd} = 110,04 \text{ KN}$

- **Vérification de la plaque d'assise (platine) :**

Les plaques d'assise sont formées par des platines en acier grade S275-JR de dimensions 900x600x30mm. Ces plaques sont soudées aux bas des poteaux par un cordon de soudure de 10mm d'épaisseur sur le contour de la section du profilé. Des raidisseurs en plaques de 20mm d'épaisseur sont rajoutés pour améliorer l'inertiel de l'assise.

On doit vérifier que

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{A \times B} + \frac{M_{sd}}{I} x v = \frac{76,75 \times 10^{-3}}{0,90 \times 0,60} + \frac{370,46 \times 10^{-3}}{0,60 \times 0,90^3 / 12} \times \frac{0,90}{2} = 4,64 \text{ N/mm}^2$$

Donc :

$$4,64 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa}$$

On opte pour la platine (900x600x30)

- **Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :**

Pour un boulon d'ancrages :

$$N_{sd} / 2 \leq F_{anc, Rd}$$

La résistance d'ancrages en traction d'unetige

D'ancrages est :

$$F_{anc, Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \cdot (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d = 3 \times 30 = 90 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 30 = 600 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 30 = 60 \text{ mm}$$

- **La largeur totale de la tige :**

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 600 + 6.4 \times 90 + 3.5 \times 60 = 1386 \text{ mm}$$

On utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l'**Eurocode de CTICM [1]**

La longueur totale de la tige requise est :

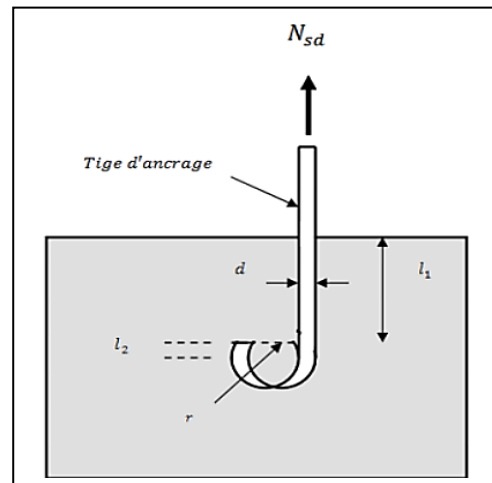


Figure IX- 11: Tige d'ancrage

$$l_{br,qd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

- ✓ f_{ub} : Résistance ultime du boulon d'ancrage.
- ✓ f_{bd} : Contrainte d'adhérence de calcul.
- ✓ d : Diamètre du boulon d'ancrage.
- ✓ Fondation en béton de classe C25: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- ✓ Béton : $\gamma_c = 1,5$.

- **Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :**

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36\sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

- **La longueur totale de la tige requise :**

$$l_{br,qd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}} = 0,144 \times 30 \times \frac{1000}{1,2} = 3600 \text{ mm}$$

- **Calcul de la résistance d'ancrage en traction $F_{anc.Rd}$:**

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{br,qd} \cdot f_{bd} = \pi \times 30 \times 3600 \times 1,2 \times 10^{-3} = 407.15 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{67,75}{2} = 33,88 \text{ KN} < F_{anc.rd} = 407.15 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Pas d'effort de soulèvement vérifiée

- **La longueur d'ancrage de référence requise est :**

$$l_{br,qd} = \frac{N_{sd}}{\pi \cdot d \cdot f_{bd}}$$

Où :

$$N_{sd} = A \sigma_{sd} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \times \sigma_{sd} : \text{Effort de soulèvement par tige d'ancrage}$$

$$l_{br,qd} = \frac{\pi \times d^2 \times \sigma_{sd}}{4 \times \pi \times d \times f_{bd}} = \frac{\sigma_{sd}}{4 \times f_{bd}} ; \frac{l_{br,qd}}{d} = \frac{\sigma_{sd}}{4 \times f_{bd}}$$

On suppose que la tige permet d'être ancrée suffisamment pour développer la résistance en traction de la section de la tige

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \Rightarrow \max \sigma_{sd} = \frac{N_{t.Rd}}{A} = \frac{(0.9 \times f_{ub} \times A_s) / \gamma_{M2}}{A}$$

En prenant :

$$A / A_s \approx 0.8 \quad \Rightarrow \quad \begin{array}{l} A : \text{la section brute de la tige} \\ A_s : \text{section résistante} \end{array}$$

$$\max \sigma_{sd} = 0.576 f_{ub}$$

$$lb.rqd = \frac{\max \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{0.576 f_{ub}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$lb.rqd = 0.144d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

IX.5 Conclusion : Les bases de poteaux tel que conçues résistent à tous les efforts et sollicitations leur sont appliquées.

IX.6 Note de calcul ROBOT .

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau EN 1993-1-8:2005/AC:2009	
		Ratio 0,78



Général

Assemblage N°: 3

Chapitre 9 : Etude des assemblages

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage : Angle de portique
Noeud de la structure: 2
Barres de la structure: 1, 3

Géométrie

Poteau

Profilé: IPEO 600

Barre N°: 1

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 610$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 224$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 15$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 24$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 196,76$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 118302,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235000,00$ [kPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPEO 600

Barre N°: 3

$\alpha = 6,7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 610$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 224$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 15$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 196,76$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 118302,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Chapitre 9 : Etude des assemblages

Matériau: ACIER

$f_{yb} = 235000,00$ [kPa] Résistance

Boulons

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

$d = 24$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 254,16$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 179$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i
= 84 [mm]

Entraxe $p_i = 147; 147; 293; 147; 147$ [mm]

Platine

$h_p = 1236$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 324$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$f_{yp} = 235000,00$ [kPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 224$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 582$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 15$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 1812$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 23,7$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$f_{ybu} = 235000,00$ [kPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 11$ [mm] Soudure âme

Chapitre 9 : Etude des assemblages

Soudures d'angle

$a_w =$	11	[mm]	Soudure âme
$a_t =$	17	[mm]	Soudure semelle
$a_{td} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,15	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 14: $1,35 (PERM1+G3+G4) + 1,35 (N+Q) (1+3+4+8+9) * 1,35$

$M_{b1,Ed} =$	571,06	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	115,74	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-80,87	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	571,06	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	80,87	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-138,77	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 196,76$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 4203,51$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 191,66$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 2363,99$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,05 < 1,00$ **vérifié** (0,05)

Chapitre 9 : Etude des assemblages

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 4471,04$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 955,18$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 9751,32$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 2083,24$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 2083,24$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 1171$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 1779,11$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

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

Pression diamétrale:

$\beta = 6,7$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 23,7$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 370$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 104,36$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,86$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 128167,60$ [kPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

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

$F_{c,wb,Rd1} = 3155,21$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 514$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,91$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,86$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

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

$F_{c,wb,Rd2} = 2595,62$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Chapitre 9 : Etude des assemblages

Résistance de l'aile du renfort

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

$$F_{c,wb,Rd3} = 1435,64 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

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

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1435,64 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 571,06 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 80,87 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

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

$$z = 951 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

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

$$V_{wp,Ed} = 559,87 \quad [\text{kN}] \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 104,36 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 104,36 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 \cdot (f_{y,wc} \cdot A_{vc} + f_{y,wp} \cdot A_{vp} + f_{ys} \cdot A_{vd}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{wp,Rd} = 1158,49 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,48 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,48)$$

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

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 15 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 354 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 104,36 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,86 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 131110,25 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

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

Chapitre 9 : Etude des assemblages

$$F_{c,wc,Rd1} = 981,87 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 514 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,89 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,87 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 820,09 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

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

$$F_{c,wc,Rd} = 820,09 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

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

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 15 \quad [\text{mm}] \quad \text{Épaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{\text{eff},c,wc} = 352 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 104,36 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,87 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{\text{com,Ed}} = 131110,25 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

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

$$F_{c,wc,Rd1} = 977,60 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 514 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,88 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,88 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 818,21 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

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

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 818,21 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Chapitre 9 : Etude des assemblages

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	15	-	70	-	147	96	149	96	149	195	148	148	148
2	15	-	70	-	147	96	149	96	149	293	147	147	147
3	15	-	70	-	220	96	149	96	149	293	147	147	147
4	15	-	70	-	220	96	149	96	149	293	147	147	147
5	15	-	70	-	147	96	149	96	149	293	147	147	147
6	15	-	70	-	147	96	149	96	149	195	148	148	148

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	22	-	120	-	147	139	176	139	176	216	131	131	131
2	22	-	120	-	147	139	238	139	238	293	147	147	147
3	22	-	120	-	220	139	238	139	238	440	220	220	220
4	22	-	120	-	220	139	238	139	238	440	220	220	220
5	22	-	120	-	147	139	238	139	238	293	147	147	147
6	22	-	120	-	147	139	238	139	238	216	192	192	192

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

Chapitre 9 : Etude des assemblages

m – Distance du boulon de l'âme

$l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

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

$$N_{j,Rd} = 1636,41 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 254,16 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 396,29 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

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

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

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

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

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

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

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

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

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	304,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 508,32$	508,32	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 304,31$	304,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 434,32$	434,32	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 444,07$	444,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 1158,49$	1158,49	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 820,09$	820,09	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1779,11$	1779,11	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1435,64$	1435,64	Ame de la poutre - compression

Chapitre 9 : Etude des assemblages

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	304 , 31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 508,32$	508 , 32	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 304,31$	304 , 31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 487,51$	487 , 51	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 444,07$	444 , 07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792 , 59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1158,49 - 304,31$	854 , 18	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 820,09 - 304,31$	515 , 78	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1779,11 - 304,31$	1474 , 80	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1435,64 - 304,31$	1131 , 33	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1016,64 - 304,31$	712 , 33	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 848,99 - 304,31$	544 , 68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 803,37 - 304,31$	499 , 06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 887,91 - 304,31$	583 , 61	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	211 , 47	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 508,32$	508 , 32	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 304,31$	304 , 31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 487,51$	487 , 51	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 444,07$	444 , 07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792 , 59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1158,49 - 608,62$	549 , 87	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 820,09 - 608,62$	211 , 47	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1779,11 - 608,62$	1170 , 49	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1435,64 - 608,62$	827 , 02	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1016,64 - 304,31$	712 , 33	Aile du poteau - traction - groupe

Chapitre 9 : Etude des assemblages

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 846,41 - 304,31$	542,10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 1524,96 - 608,62$	916,34	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 1144,70 - 608,62$	536,09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 880,15 - 304,31$	575,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1173,66 - 304,31$	869,36	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 1274,98 - 608,62$	666,37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 1592,11 - 608,62$	983,50	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 508,32$	508,32	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 304,31$	304,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 487,51$	487,51	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 444,07$	444,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ii,Rd} = 1158,49 - 820,09$	338,40	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 820,09 - 820,09$	0,00	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1779,11 - 820,09$	959,02	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1435,64 - 820,09$	615,55	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1016,64 - 211,47$	805,17	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 846,41 - 211,47$	634,94	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1524,96 - 515,78$	1009,18	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1142,82 - 515,78$	627,04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 2033,28 - 820,09$	1213,19	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1355,76 - 820,09$	535,66	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 943,22 - 211,47$	731,75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1408,40 - 211,47$	1196,92	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1351,76 - 515,78$	835,98	Platine d'about - traction - groupe

Chapitre 9 : Etude des assemblages

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1877,86 - 515,78$	1362,08	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1746,59 - 820,09$	926,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 2296,31 - 820,09$	1476,22	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	1025	304,31	508,32	304,31	434,32	444,07	508,32	792,59
2	878	304,31	508,32	304,31	487,51	444,07	508,32	792,59
3	732	211,47	508,32	304,31	487,51	444,07	508,32	792,59
4	439	-	508,32	304,31	487,51	444,07	508,32	792,59
5	292	-	508,32	304,31	487,51	444,07	508,32	792,59
6	146	-	508,32	304,31	487,51	444,07	508,32	792,59

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

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

$$M_{j,Rd} = 733,66 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,78 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,78)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lr} = 0,89 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 193,67 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 254,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 350,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 350,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	508,32	-13,48	304,31	236,86	223,39	265,75
2	508,32	-13,48	304,31	236,86	223,39	265,75
3	508,32	-13,48	211,47	164,60	151,13	305,08

Chapitre 9 : Etude des assemblages

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
4	508,32	-13,48	0,00	0,00	-13,48	387,34
5	508,32	-13,48	0,00	0,00	-13,48	387,34
6	508,32	-13,48	0,00	0,00	-13,48	387,34

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

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

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

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

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

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

$$V_{j,Rd} = 1998,59 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 430,60 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 194,48 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 236,12 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 727134,64 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -35712,84 \quad \text{[kPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -33701,71 \quad \text{[kPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = 4901,63 \quad \text{[kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 71425,67 < 365000,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 67935,98 < 365000,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 35712,84 < 262800,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

Chapitre 9 : Etude des assemblages

Rigidité de l'assemblage

$t_{wash} =$	5	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	17	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	24	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	75	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	8	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	49,96	3777,65
1	1025	2	334	88	1	14,57	1492,94
2	878	2	334	93	1	12,50	1097,53
3	732	2	334	93	1	10,41	761,84
4	439	2	334	93	1	6,24	273,78
5	292	2	334	93	1	4,16	121,41
6	146	2	334	93	1	2,07	30,15

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

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

$$Z_{eq} = 756 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

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

$$k_{eq} = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 104,36 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 756 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

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

$$b_{eff,c,wc} = 330 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$t_{wc} = 15 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$d_c = 562 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$k_2 = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

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

Chapitre 9 : Etude des assemblages

$S_{j,ini} = 238192,35$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,52$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

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

$S_j = 156776,56$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 109671,35$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 6854,46$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

Composant le plus faible:



AME DU POTEAU EN COMPRESSION

Remarques

Pince du boulon trop grande. 179 [mm] > 120 [mm]

Entraxe des boulons trop grand. 293 [mm] > 200 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,78
--	-------	------

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



Général

Chapitre 9 : Etude des assemblages

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 5
Barres de la structure: 3, 4

Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé: IPEO 600
Barre N°: 3
 $\alpha = -173,3$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 610$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{tbl} = 224$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 15$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{tbl} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 196,76$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 118302,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$f_{yb} = 235000,00$ [kPa] Résistance

Droite

Poutre

Profilé: IPEO 600
Barre N°: 4
 $\alpha = -6,7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 610$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{tbr} = 224$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 15$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{tbr} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

Chapitre 9 : Etude des assemblages

$\alpha = -6,7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $A_{br} = 196,76$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 118302,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$f_{yb} = 235000,00$ [kPa] Résistance

Boulons

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

$d = 24$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 254,16$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 179$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 84$ [mm]
=

Entraxe $p_i = 147;147;293;147;147$ [mm]

Platine

$h_{pr} = 1236$ [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 310$ [mm] Largeur de la platine

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

Matériau: ACIER

$f_{ypr} = 235000,00$ [kPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_{rd} = 310$ [mm] Largeur de la platine

$t_{rd} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} = 582$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrd} = 15$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_{rd} = 1812$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha_d = 11,7$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

Chapitre 9 : Etude des assemblages

$f_{ybu} = 235000,00$ [kPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 11$ [mm] Soudure âme

$a_t = 17$ [mm] Soudure semelle

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

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,15$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

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

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

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 11: $1,35 (PERM1+G3+G4) + 1,5N (1+3+4) * 1.35 + 8 * 1.50$

$M_{b1,Ed} = -324,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 1,02$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -79,17$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 196,76$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 4203,51$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 191,66$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 2363,99$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

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

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 4471,04$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

Chapitre 9 : Etude des assemblages

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

$$M_{b,pl,Rd} = 955,18 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) } \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 10623,53 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

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

$$M_{cb,Rd} = 2269,57 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 2269,57 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 1172 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

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

$$F_{c,fb,Rd} = 1936,82 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

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

Pression diamétrale:

$$\beta = 6,7 \text{ [Deg]} \text{ Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 11,7 \text{ [Deg]} \text{ Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 364 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 104,36 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,86 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 0,00 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

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

$$F_{c,wb,Rd1} = 3121,30 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wb} = 514 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 0,90 \text{ Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0,86 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

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

$$F_{c,wb,Rd2} = 2581,13 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance de l'aile du renfort

Chapitre 9 : Etude des assemblages

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

$$F_{c,wb,Rd3} = 1435,64 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

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

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1435,64 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	22	-	113	-	147	139	176	139	176	216	135	135	135
2	22	-	113	-	147	139	229	139	229	293	147	147	147
3	22	-	113	-	220	139	229	139	229	440	220	220	220
4	22	-	113	-	220	139	229	139	229	440	220	220	220
5	22	-	113	-	147	139	229	139	229	293	147	147	147
6	22	-	113	-	147	139	229	139	229	216	188	188	188

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

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

Chapitre 9 : Etude des assemblages

$N_{j,Rd} = 2871,27$ [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,03 < 1,00$ **vérifié** (0,03)

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 254,16$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 396,29$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

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

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

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

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

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

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

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

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

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	434,32	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 434,32$	434,32	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 444,07$	444,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 1936,82$	1936,82	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	372,82	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 479,98$	479,98	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 444,07$	444,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 1936,82 - 434,32$	1502,50	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 807,14 - 434,32$	372,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 901,93 - 434,32$	467,61	Ame de la poutre - traction - groupe

Chapitre 9 : Etude des assemblages

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	444,07	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 479,98$	479,98	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 444,07$	444,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1936,82 - 807,14$	1129,68	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 880,15 - 372,82$	507,33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1173,66 - 372,82$	800,84	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 1278,75 - 807,14$	471,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 1606,13 - 807,14$	798,99	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	444,07	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 479,98$	479,98	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 444,07$	444,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1936,82 - 1251,21$	685,61	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 943,22 - 444,07$	499,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1408,40 - 444,07$	964,33	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1351,76 - 816,89$	534,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1877,86 - 816,89$	1060,97	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1750,36 - 1251,21$	499,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 2310,33 - 1251,21$	1059,12	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	241,54	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 479,98$	479,98	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 444,07$	444,07	Ame de la poutre - traction

Chapitre 9 : Etude des assemblages

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1936,82 - 1695,28$	241,54	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 880,15 - 444,07$	436,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 1173,66 - 444,07$	729,59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 1351,76 - 888,14$	463,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 1877,86 - 888,14$	989,72	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1760,30 - 1260,96$	499,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 2347,33 - 1260,96$	1086,37	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 2158,90 - 1695,28$	463,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 2779,80 - 1695,28$	1084,52	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 479,98$	479,98	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 444,07$	444,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1936,82 - 1936,82$	0,00	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 852,80 - 241,54$	611,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 1071,87 - 241,54$	830,33	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 1324,41 - 685,61$	638,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 1776,07 - 685,61$	1090,46	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 1796,02 - 1129,68$	666,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 2480,27 - 1129,68$	1350,59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 2204,56 - 1502,50$	702,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 2949,74 - 1502,50$	1447,23	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 2603,16 - 1936,82$	666,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 3382,20 - 1936,82$	1445,38	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Chapitre 9 : Etude des assemblages

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	1025	434,32	-	-	434,32	444,07	508,32	792,59
2	879	372,82	-	-	479,98	444,07	508,32	792,59
3	732	444,07	-	-	479,98	444,07	508,32	792,59
4	439	444,07	-	-	479,98	444,07	508,32	792,59
5	293	241,54	-	-	479,98	444,07	508,32	792,59
6	146	-	-	-	479,98	444,07	508,32	792,59

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

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

$$M_{j,Rd} = 1364,17 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,24 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,24)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lr} = 0,89 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 193,67 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 254,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 350,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 350,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	508,32	-13,19	434,32	103,15	89,96	338,37
2	508,32	-13,19	372,82	88,55	75,35	346,32
3	508,32	-13,19	444,07	105,47	92,27	337,11
4	508,32	-13,19	444,07	105,47	92,27	337,11
5	508,32	-13,19	241,54	57,37	44,17	363,29
6	508,32	-13,19	0,00	0,00	-13,19	387,34

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

Chapitre 9 : Etude des assemblages

$F_{ij,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{ij,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

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

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

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

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

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

$$V_{j,Rd} = 2109,55 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

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

Résistance des soudures

$$A_w = 460,22 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 223,72 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 236,50 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 818717,42 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -18056,53 \quad \text{[kPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -16598,85 \quad \text{[kPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = 43,22 \quad \text{[kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 36113,06 < 365000,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 33197,78 < 365000,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 18056,53 < 262800,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 5 \quad \text{[mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 17 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 24 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 75 \quad \text{[mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 8 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Chapitre 9 : Etude des assemblages

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	228,91	17318,39
1	1025	∞	∞	91	6	66,59	6828,41
2	879	∞	∞	93	7	57,29	5035,53
3	732	∞	∞	93	7	47,74	3496,76
4	439	∞	∞	93	7	28,64	1258,65
5	293	∞	∞	93	7	19,09	559,30
6	146	∞	∞	93	7	9,54	139,75

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

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

$$Z_{eq} = 757 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

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

$$k_{eq} = 30 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 3636862,60 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

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

$$S_j = 3636862,60 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 109671,35 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 6854,46 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$



Composant le plus faible:

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Remarques

Pince du boulon trop grande. 179 [mm] > 120 [mm]

Entraxe des boulons trop grand. 293 [mm] > 200 [mm]

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



Général

Assemblage N°: 5
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 3
Barres de la structure: 2

Géométrie

Poteau

Profilé: IPEO 600
Barre N°: 2
 $L_c = 12,00$ [m] Longueur du poteau
Matériau: ACIER

Platine de prescellement

$l_{pd} = 900$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 600$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur

Chapitre 9 : Etude des assemblages

Matériau: ACIER

$f_{ypd} = 235000,00$ [kPa] Résistance

$f_{upd} = 365000,00$ [kPa] Résistance ultime du matériau

Ancrage

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

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 900000,00$ [kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 1200000,00$ [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 24$ [mm] Diamètre du boulon

$n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_H = 280; 280$ [mm]

Entraxe $e_V = 250$ [mm]

Bêche

Profilé: IPE 200

$l_w = 100$ [mm] Longueur

Matériau: ACIER

$f_{yw} = 235000,00$ [kPa] Résistance

Raidisseur

$l_s = 680$ [mm] Longueur

$w_s = 500$ [mm] Largeur

$h_s = 350$ [mm] Hauteur

$t_s = 20$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 40$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

Chapitre 9 : Etude des assemblages

Semelle isolée

$L = 2400$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1700$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [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

$a_p = 9$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$ [mm] Bêche

$a_s = 4$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas: 20: $1,35 (PERM1+G2) + 1,5Q (1+2) * 1.35 + 9 * 1.50$

$N_{j,Ed} = -460,01$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,z} = -39,09$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 89,94$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$c = 51$ [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)]

$F_{c,Rd,n} = 8671,25$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 2461,46$ [kN] Résistance du béton à la flexion M_y [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} = 1661,31$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

Chapitre 9 : Etude des assemblages

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} = 1661,31$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 586$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = 2835,00$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 8671,25$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{c,Rd,y} = 2461,46$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)
$M_{j,Rd,y} = 577,28$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,16 < 1,00$	vérifié	(0,16)

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

$F_{1,vb,Rd,z} = 202,15$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]
-------------------------------	---	-------------

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 107,70$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm} = 53,57$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$F_{v,Rd,cp} = 316,25$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
-----------------------------	---	-------------

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

$F_{v,Rd,c,z} = 369,27$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
------------------------------	---	-------------

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 138,00$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
--------------------------	--------------------------	-------------

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,z} = 233,33$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
-------------------------------	---	--

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

Chapitre 9 : Etude des assemblages

$V_{j,Rd,z} = 907,06$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ **vérifié** (0,04)

Contrôle des raidisseurs

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_d = 8729,21$ [kPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 35606,15$ [kPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 26382,47$ [kPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 46522,07$ [kPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,22 < 1,00$ **vérifié** (0,22)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_d = 2387,72$ [kPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 14049,68$ [kPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 16956,93$ [kPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 29467,17$ [kPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,14 < 1,00$ **vérifié** (0,14)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 24471,86$ [kPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 24471,86$ [kPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{y||} = 0,00$ [kPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{z||} = -3863,90$ [kPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,09 < 1,00$ **vérifié** (0,09)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y||}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_w / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,14 < 1,00$ **vérifié** (0,14)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z||}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_w / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,13 < 1,00$ **vérifié** (0,13)

Chapitre 9 : Etude des assemblages

Soudures verticales des raidisseurs

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	116928,25	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	116928,25	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	65956,16	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	260268,16	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,76 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,76)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	48304,04	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	48304,04	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	42392,34	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	121344,35	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,35 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,35)$$

Soudures horizontales des raidisseurs

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	67312,65	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	67312,65	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	76537,21	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	188938,62	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,55 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,55)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	76025,86	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	76025,86	[kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	50413,81	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	175340,75	[kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

Chapitre 9 : Etude des assemblages

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,51 < 1,00 **vérifié** (0,51)

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} =$	24	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,y} =$	6	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,52		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	871351,60	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	621085,50	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$			RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible:

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

Remarques

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible. 70 [mm] < 72 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,76

Chapitre X : Etude des fondations

X.1 Introduction :

Les fondations représentent la partie de l'ouvrage en contact avec le sol d'assise.

Ces dernières doivent pouvoir lui transmettre tous les efforts de la superstructure sans dépassement des paramètres indiqués sur le rapport géotechnique en particulier la contrainte admissible. Les fondations doivent aussi résister à l'agressivité du sol, au gel et aux venues d'eau, d'où la nécessité de leurs conception en béton armé avec fissuration préjudiciable.

- **Charges à considérer :**

Les efforts maximum résultants du logiciel robot pour la fondation la plus défavorable sont :

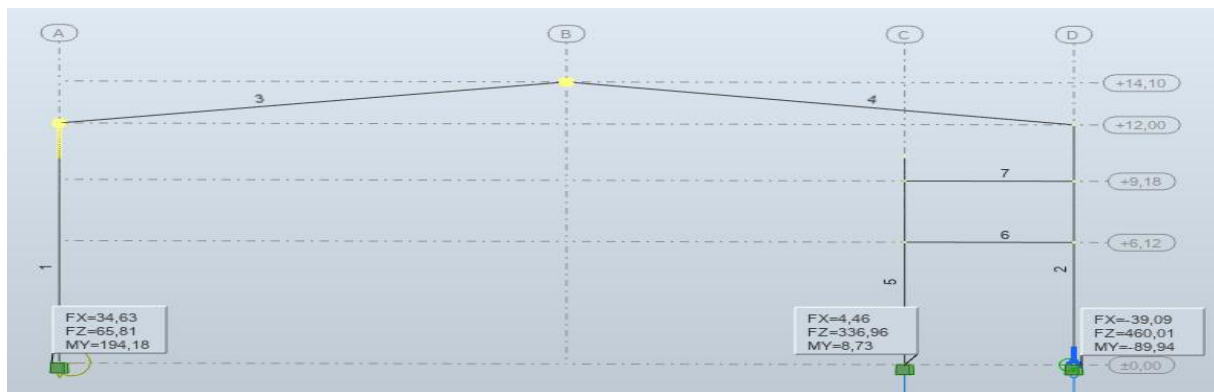


Figure X- 1: Réactions d'appuis

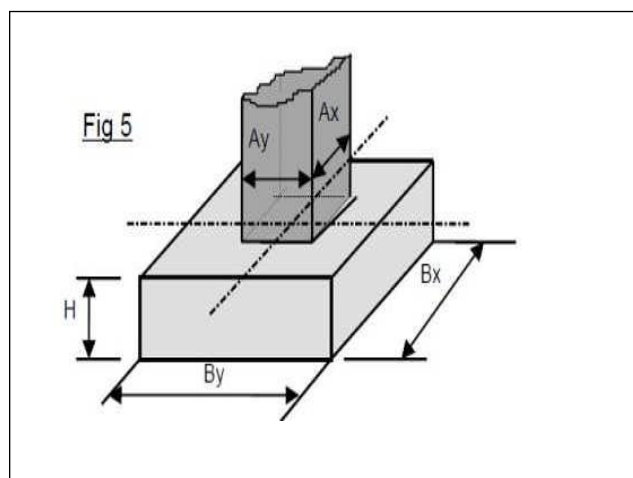
$$N_{sd} = 460,01 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 89,94 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 39,06 \text{ KN}$$

- **Etude du sol :**

Dans l'étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans une étude géométrique approfondie du sol en effectuant plusieurs sondages. Dans notre cas la contrainte admissible du sol est égale à $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$



X.2 Vérification de la contrainte du sol :

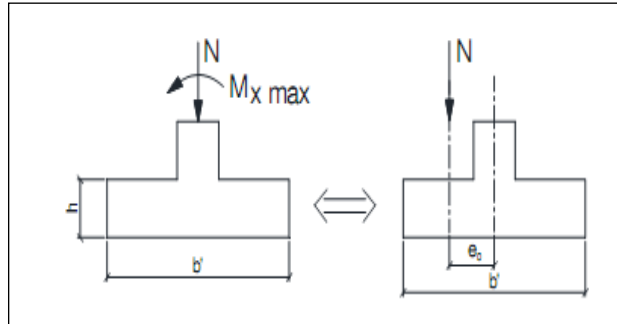
$$A_y = 0,224\text{m}, A_x = 0,61\text{m}, B_y = 1,7\text{m}, B_x = 2,4\text{m}$$

$$h = 0,9\text{m}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

Lorsqu'un élément est sollicité par un effort normal centré et un moment fléchissant, il est possible de remplacer l'effet du moment fléchissant par un effort normal excentré appliqué à une distance e_0 .

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N} = \frac{89,94}{460,01} = 0,2$$



- **Vérification des contraintes :**

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 :

$$e_0 = 0,2 \leq \frac{B_x}{6} = 0,4 \text{ ok} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : il n'existe aucune traction dans le sol.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{a \times b} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{b} \right) = \frac{460,01}{1,7 \times 2,4} \left(1 + \frac{6 \times 0,2}{2,4} \right) = 169,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 169,12 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Les contraintes dans le sol sont vérifiées.

X.3 Ferrailage de la fondation :

Pour notre cas, nous choisissons d'utiliser la méthode des consoles qui consiste à considérer la fondation comme une console libre retenue par le poteau et chargée par la réaction du sol.

$$M_{max} = \frac{p \times l^2}{2} \text{ avec : } P = \sigma_{max} \times 1 \text{ ml}$$

$$M_{max} = \frac{169,12 \times 1,2^2}{2} = 101,47 \text{ KN.m}$$

- **Détermination des armatures :**

Le calcul des armatures sera fait à l'ELS avec une fissuration préjudiciable.

- Etat limite de compression de béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \ll \text{Article A.4.5.2 -BAEL91}\gg$$

- Etat limite d'ouverture de fissures :

$$\sigma_s = 25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\alpha}_{rb} = \frac{\overline{\sigma}_{bc} \times 15}{\sigma_s + \overline{\sigma}_{bc} \times 15} = 0.9$$

$$M_{rb} = 0.5 \times \overline{\alpha}_{rb} \times \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_{rb}}{3}\right) b_0 d^2 \overline{\sigma}_{bc}$$

$$M_{rb} = 0.5 \times 0.9 \left(1 - \frac{0.9}{3}\right) 1 \times 0.75^2 \times 15 = 2,66 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M_{ser} = 101,47 \text{ KN.m} < M_{rb} = 2,66 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

Donc : les armatures comprimé sont nuls $A's=0$

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \overline{\sigma}_s} = \frac{101,47}{1 \times 0.75^2 \times 25} = 7,21$$

$$\overline{z}_{rb} = \frac{15}{16} \times d \times \frac{40 \mu_s + 1}{50 \mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 0.75 \times \frac{40 \times 7,21 + 1}{50 \times 7,21 + 1} = 0.56 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{br} \times \overline{\sigma}_s} = \frac{101,47 \times 10^2}{0.56 \times 10^2 \times 25} = 7,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivant doit être vérifiée :

$$A_s = 0.23 \frac{b_0 d \times f_{t28}}{f_e} \quad \ll \text{Article A.4.2.1 - BAEL91}\gg$$

$$A_s = 0.23 \frac{100 \times 75 \times 2.1}{500} = 7,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

f_{t28} : est la force de traction du béton à 28 jours égale à 2.10 MPA.

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Nous choisissons pour la nappe intérieure des HA20 espacés tous les 20cm soit une section d'armature $A_s = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour la nappe supérieure, on prend des armatures en HA14 espacée tous les 20 cm pour éviter la fissuration de retrait.

X.4 Calcul des longrines :

Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \quad \text{«Article 10.1.1 – RPA99 / version 2003»}$$

Avec :

N : effort normal maximal ; $N = 460,01 \text{KN}$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée :

$\alpha = 12$

$$F = \frac{460,01}{12} = 38,33 \text{ KN}$$

Armature longitudinales en traction simple :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{F}{\frac{F_e}{\gamma_s}} = \frac{38,33}{\frac{500}{1.15}} = \frac{38,33}{434} \times 10^4 = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\% \times B \times H = 0.6 \times 10^{-2} \times 40 \times 60 = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 14,4 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{min}

Soit **8HA16** répartie sur toute la section, avec $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \frac{b \times h \times f_{t28}}{f_e} = \frac{40 \times 60 \times 2.1}{500} = 10,08 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 14,4 \text{ cm}^2 > 10,08 \text{ cm}^2$$

Condition est vérifiée

• **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min(20\text{cm}, 15\phi)$

$$s_t < \min(20\text{cm} ; 1,6 \times 15\text{cm}) = 20 \text{ cm} \quad (\text{RPA 2003 art}(10.1.1))$$

Les cadres sont espacés de 20 cm en travée et de 10 cm en zone nodale.

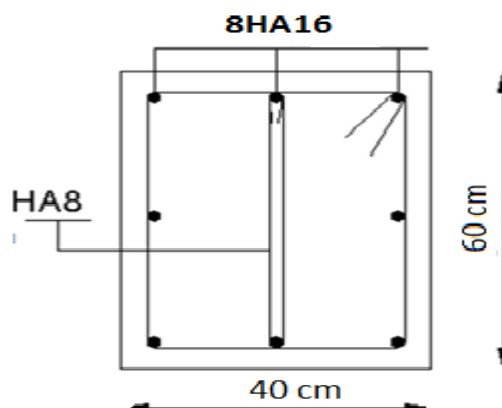


Figure X- 2: Schéma de ferrailage des longrines

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'un hangar en charpente métallique avec mezzanine à usage industriel, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation. La complexité du travail de recherche nous a permis d'avoir une approche globale sur la façon de concevoir et de dimensionner une structure métallique y compris la partie plancher collaborant et assemblages, fondations, et de se familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique tel que l'Eurocodes3, le RNV99, le RPA99.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil dans le domaine informatique notamment l'utilisation du logiciel Robot.

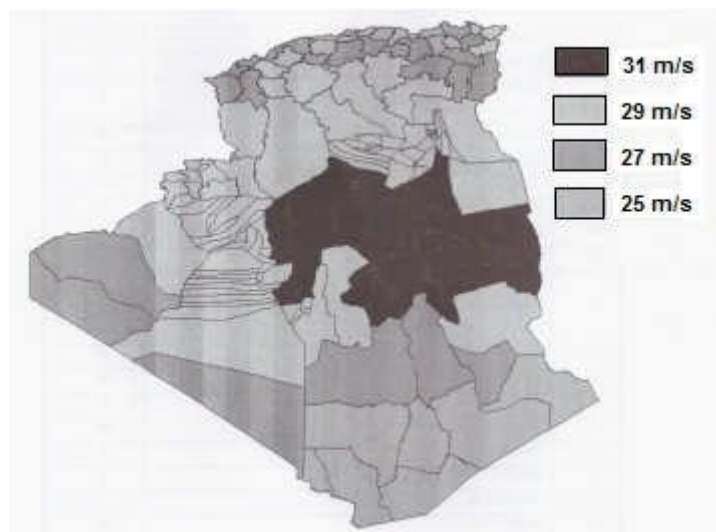
Notre travail si présents à débiter à partir d'un plan d'architecture, ce qui nous a amené à trouver des solutions technologiques et diverses méthodes de calculs afin de permettre la réalisation du plan.

Lors de notre étude, on est parvenus à un certain nombre de points :

- La modélisation doit autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soit il ou structuraux ce qui permet de avoir une idée précise sur comportement réelles de la structure.
- L'usage de logicielle de calcul (ROBOT) nous donne des résultats précis dans un temps réduit
- Le poids léger de la structure permet d'économiser sur les fondations et cela en utilisons des fondations superficielle types semelle isolées, ce qui signifie que de grandes structures peuvent être construites sur des sols à faible capacité portante. de construire des ouvrages importants sur des sols ayant une faible capacité portante.
- Les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques.
- La légèreté et la rigidité de l'acier nous permet de concevoir des éléments de grande porte.

ANNEXES

La carte RNV 2013 montrée sur la figure 2 et le tableau 3, découpe l'Algérie en 4 régions, avec des vitesses de vent allant de 25 m/s à 31 m/s par palier de 2m/s.



Carte de la valeur de base de la vitesse de référence en Algérie.

Classification des zones du vent en Algérie

Ordre	Wilayas	Zone	Ordre	Wilayas	Zone
10	BOUIRA	I	34	B.B.ARRERIDJ	I
11	TAMANRASSET	I	35	BOUMERDES	I
12	TEBESSA	I	36	ELTARF	I
13	TLEMCEEN	I	37	TINDOUF	II
14	TIARET	II	38	TISSEMSILT	I
15	TIZIOUZOU	I	39	ELOUED	I
16	ALGER	I	40	KHENCHELA	I
17	DJELFA	III	41	SOUKAHRAS	I
18	JIJEL	I	42	TIPAZA	I
19	SETIF	I	43	MILA	I
20	SAIDA	I	44	AINDEFLA	I
21	SKIKDA	I	45	NAAMA	II
22	SIDIBELABBES	I	46	A.TIMOUCHENT	I
23	ANABA	I	47	GHARDIA	II
24	GUELMA	I	48	RELIZANE	I

ANNEXES

ANNEXE : Coefficients de topographie (RNV 2013 §2.4.5 P.54)

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

ANNEXE : Catégories de terrain

Catégorie de terrain	K_T	$z_0(m)$	$z_{min}(m)$	ε
0 mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

ANNEXES

ANNEXE : Etapes de calcul des actions dues au vent

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	q_{ref}	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	z_e	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	q_p	§ 2.4 § 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	§ 5.2
- Coefficient de pression net	C_{pnet}	§ 5.3
- Coefficient de force	C_f	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	C_d	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	F_w	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	F_w	2.6.2

ANNEXES

ANNEXE : Valeur du coefficient d'exposition $C_e(z)$

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

ANNEXES

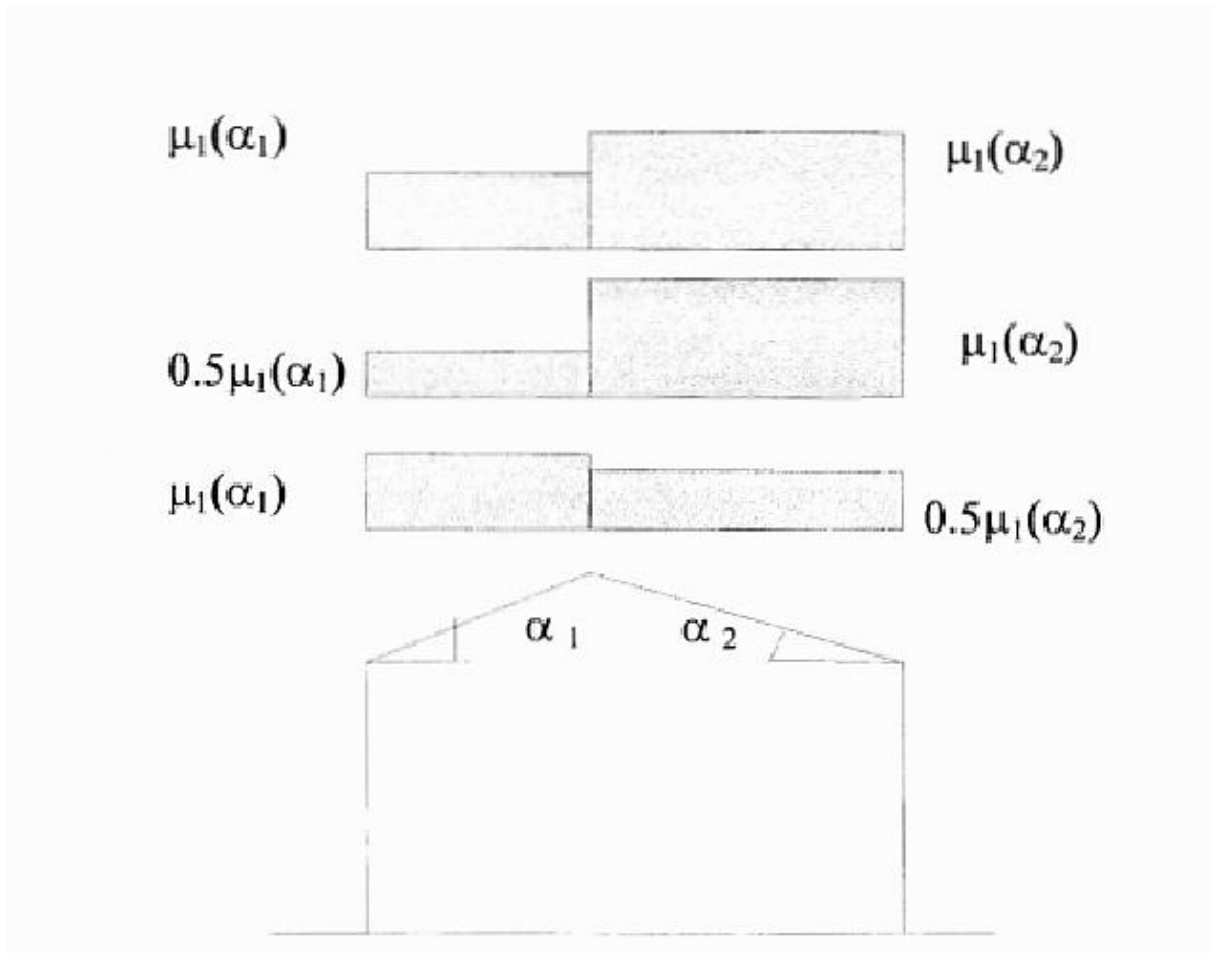
ANNEXE : coefficients de pression extérieur pour toitures à deux versants

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

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

ANNEXES

ANNEXE : Coefficient de forme – Toitures à deux versants

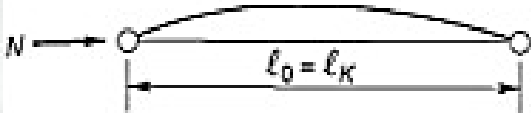
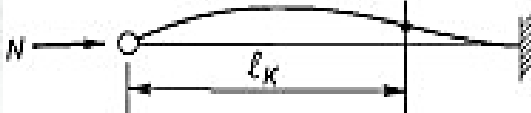
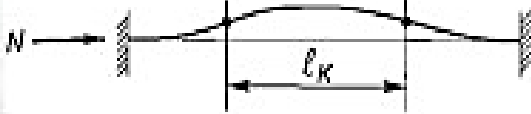



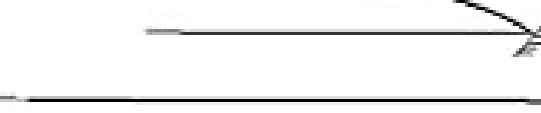


ANNEXE : Coefficient de forme – Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

ANNEXES

ANNEXE : Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur d'appuis

Conditions d'appuis	m	ℓ_K
<ul style="list-style-type: none"> Sans déplacements des extrémités 		
	1	ℓ_0
	2	$0,7 \ell_0$
	4	$0,5 \ell_0$
	$1 < m < 2$	$> 0,7 \ell_0$
<ul style="list-style-type: none"> Avec liberté de déplacements aux extrémités 		
	$\frac{1}{4}$	$2 \ell_0$
	1	ℓ_0
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 \ell_0$

ANNEXES

ANNEXE : Tableaux des profilés

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _C m ² /t
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80-/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100-/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120-	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140-	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,40
IPE A 160-	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180-	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6,0	9,0	9,0	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE AA 200*	18,0	196,4	100	4,5	6,7	12,0	22,9	183,0	159,0	M 10	54	58	0,763	42,51
IPE A 200-	18,4	197	100	4,5	7,0	12,0	23,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12,0	28,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12,0	32,0	183,0	159,0	M 10	56	60	0,779	31,05

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _C m ² /t
IPE AA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240-	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270-	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300-	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330-	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360-	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400-	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57

ANNEXES

Notations pages 215-219 / Bezeichnungen Seiten 215-219

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN10025-2: 2004	EN10025-4: 2004	EN10225:2009	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G	I _y	W _{ey}	W _{ey} *	i _y	A _y	I _z	W _{ez}	W _{ez} *	i _z	s _x	i _t	I _ω	S235	S355	S460	S235	S355				S460
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁶										
HE 100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 200 M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h ₁	d	Ø	p _{min}	p _{max}	A _f	A _c
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
IPE A 550-	92,1	547	210	9,0	15,7	24,0	117	515,6	467,6	M 24	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24,0	134	515,6	467,6	M 24	110	122	1,877	17,78
IPE O 550+	123	556	212	12,7	20,2	24,0	156	515,6	467,6	M 24	110	122	1,893	15,45
IPE A 600-	108	597	220	9,8	17,5	24,0	137	562,0	514,0	M 27	114	118	2,013	18,72
IPE 600	122	600	220	12,0	19,0	24,0	156	562,0	514,0	M 27	116	118	2,015	16,45
IPE O 600+	154	610	224	15,0	24,0	24,0	197	562,0	514,0	M 27	118	122	2,045	13,24
IPE 750 x 134	134	750	264	12,0	15,5	17,0	171	719,0	685,0	M 27	102	158	2,505	18,71
IPE 750 x 147	147	753	265	13,2	17,0	17,0	188	719,0	685,0	M 27	104	164	2,510	17,06
IPE 750 x 173+	173	762	267	14,4	21,6	17,0	221	719,0	685,0	M 27	104	166	2,534	14,58
IPE 750 x 196+	196	770	268	15,6	25,4	17,0	251	719,0	685,0	M 27	106	166	2,552	12,96

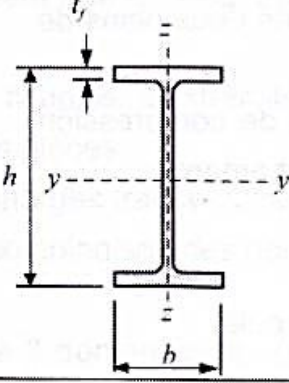
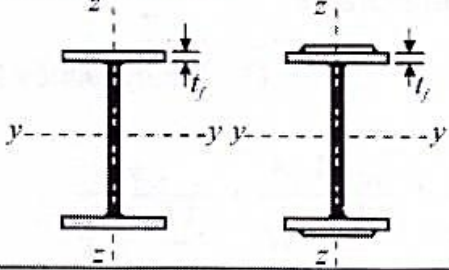
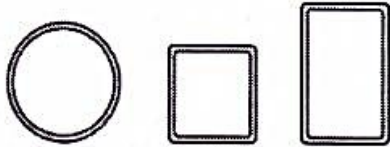
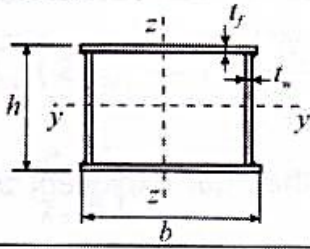
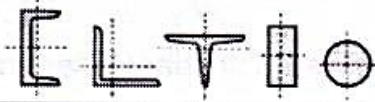
ANNEXES

Notations pages 215-219 / Bezeichnungen Seiten 215-219

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte*									Classification EN 1993-1-1: 2005			EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v				Pure compression					
	G	$I_y = I_z$	$W_{el,y} = W_{el,z}$	$i_y = i_z$	I_u	i_u	I_v	i_v	I_{yz}	S_{235}	S_{355}				
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴							
L 60 x 60 x 7	6,26	26,05	6,10	1,81	41,34	2,28	10,76	1,16	-15,23	1	1	✓			
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,19	2,26	12,11	1,16	-17,04	1	1	✓			
L 60 x 60 x 10	8,69	34,93	8,41	1,78	55,10	2,23	14,76	1,15	-20,17	1	1	✓			
L63 x 63 x 5	4,82	22,42	4,88	1,91	35,61	2,41	9,24	1,23	-13,18	4	4	✓			
L63 x 63 x 6	5,72	26,44	5,82	1,90	41,99	2,40	10,89	1,22	-15,55	1	4	✓			
L63 x 63 x 6,5	6,17	28,37	6,27	1,90	45,06	2,40	11,69	1,22	-16,68	1	4	✓			
L 65 x 65 x 4	4,02	20,09	4,19	1,98	31,86	2,49	8,32	1,27	-11,77	4	4	✓			
L 65 x 65 x 5	4,97	24,74	5,22	1,98	39,29	2,49	10,19	1,27	-14,55	4	4	✓			
L 65 x 65 x 6	5,91	29,19	6,21	1,97	46,36	2,48	12,01	1,26	-17,17	1	4	✓			
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,08	2,47	13,78	1,26	-19,65	1	1	✓			
L 65 x 65 x 8	7,73	37,49	8,13	1,95	59,46	2,46	15,52	1,26	-21,97	1	1	✓			
L 65 x 65 x 9	8,62	41,37	9,05	1,94	65,52	2,44	17,22	1,25	-24,15	1	1	✓			
L 65 x 65 x 10	9,49	45,08	9,94	1,93	71,26	2,43	18,91	1,25	-26,17	1	1	✓			
L 65 x 65 x 11	10,3	48,64	10,82	1,92	76,69	2,41	20,58	1,25	-28,06	1	1	✓			
L 70 x 70 x 5	5,37	31,24	6,10	2,14	49,61	2,69	12,86	1,37	-18,37	4	4	✓			
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,60	2,69	15,16	1,37	-21,72	4	4	✓			
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,41	1,36	-24,89	1	4	✓			
L 70 x 70 x 8	8,37	47,27	9,46	2,10	75,01	2,65	19,52	1,35	-27,75	1	1	✓			
L 70 x 70 x 9	9,32	52,47	10,60	2,10	83,18	2,65	21,76	1,35	-30,71	1	1	✓			
L 70 x 70 x 10	10,3	57,24	11,66	2,09	90,60	2,63	23,88	1,35	-33,36	1	1	✓			


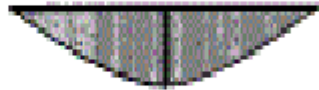



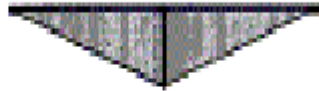


ANNEXES

ANNEXE : Valeurs du coefficient de réduction χ (ksi):

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 	$h/b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c
	$h/b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} ¹	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} ¹	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

¹ Voir 5.5.1.4 et figure 5.5.2

ANNEXES

Chargement et conditions d'appui dans le plan	Diagramme du moment fléchissant	C_1	C_2
		1,13	0,45
		2,57	1,55
		1,35	0,59
		1,69	1,50

ANNEXES

ANNEXE : Courbe de flambement 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

ANNEXES

ANNEXE : Courbe de flambement b :

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	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

ANNEXE : Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe c

ANNEXES

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

ANNEXES

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

ANNEXES

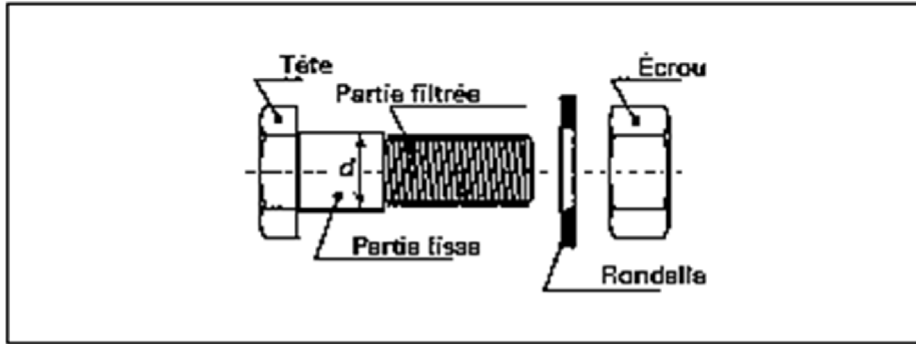


Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} des boulons ordinaires

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1 000

Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires

Diamètre nominal d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou d_0 (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	26	30	33
\varnothing rondelle..... (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle..... (mm)	2,5	2,5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou..... (mm)	6,8	8,4	10,8	12,8	14,8	15,8	18	19,4	21,5	23,8	25,6
Hauteur de tête..... (mm)	5,3	6,4	7,5	8,8	10	11,5	12,5	14	15	17,5	19
Section nominale A_n (mm ²)	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante A_s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- ❖ *Le Règlement Algérien Neige et Vent version 2013 (pour l'étude climatique).*
- ❖ *Eurocode 03, les normes Européennes de conception, dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.*
- ❖ *Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : DAHMANI Lahlou (professeur au Département de génie civil à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré- dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages)*
- ❖ *Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 (pour l'étude sismique)*
- ❖ *Document technique réglementaire DTR B.C. 2.2 « les charges permanente et charges d'exploitations »*
- ❖ *Les thèses de fin d'études.*
- ❖ *Logiciels :*
 - *Robot structure 2019.*
 - *Autocad 2016.*