

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique



Université Abderrahmane MIRA-Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie civil
Option : Construction Métallique

Thème

Etude d'un bâtiment R+1 avec S/Sol
en charpente métallique
à usage de stockage

Réalisé par :

M^{elle} : Oufella Samia

M^{elle} : Bouyoucef leyla

Encadré par :

M^r : Hazzam Mustapha

Membres de jury:

M^r : Bécheur A /hamid

M^r : Guechari Lounis

Promotion 2015

Remerciements

Ce modeste travail est le résultat de plusieurs années de travail et d'étude pour cela nous remercions :

- Dieu tout puissant de nous avoir donné cette opportunité et de nous avoir aidé à arriver jusqu'au bout.

- Tous les enseignants qui nous ont guidés le long de notre formation en particulier :

- Mr Hezzam Mustapha pour son suivi et ces conseils.

Dédicaces

À ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour

À ceux qui m'ont encouragé et soutenu depuis toujours

Et ceux à qui je dois tant

À mes chers parents pour leur amour et leur support

continu

Que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de

ma profonde

Reconnaissance pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.

À mes sœurs : (Dihia et Hnifa)

À toute ma famille

et

La famille Amgharç

À tout mes amis

O.Samia

Dédicaces

À ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour

À ceux qui m'ont encouragé et soutenu depuis toujours

Et ceux à qui je dois tant

À mes chers parents pour leur amour et leur support
continu

Que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de
ma profonde

reconnaissance pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.

À mes frères et mes sœurs :

À toute ma famille

À tout mes amis

.

B.Leyla

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Généralités	4
I.1 Introduction :.....	4
I.2 Présentation et implantation de l’ouvrage :	4
I.3 Caractéristiques géométrique de l’ouvrage :.....	6
I.4 Caractéristiques architecturale de l’ouvrage :.....	7
a. Les ouvertures :	7
b. Les façades :	7
I.5 Eléments de l’ouvrage :	7
a. La couverture.....	7
b. La toiture	8
c. Les poteaux.....	8
d. Les pannes	8
e. Les traverses	8
f. Les murs.....	8
g. les planchers	8
h. Escalier	8
I.6 Caractéristiques du sol	9
I.7 Matériaux utilisés.....	9
I.7.1 Acier de construction	9
I.7.2 Le béton	10
I.8 Règlements utilisées.....	10
Chapitre II : Etude climatique	12
II.1 Introduction	12
II.2 Etude au vent	12
II.2.1 Les coefficients du calcul	12
II.2.2 Calcul des pressions.....	16
II.3 Force résultante.....	35
II.4 Action de la neige	40
II.4.1 Calcul de la charge de neige sur le sol.....	41
II.4.2 Calcul des charges de neige sur la toiture.....	41
Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments	43
III.1 Introduction	43

III.2 Calcul des pannes	43
III.2.1 Définition	43
III.2.2 Données du calcul	43
III.2.3. Détermination des sollicitations	44
III.2.4. Principe de pré dimensionnement	47
III.1.5. Pré dimensionnement	50
III.2.6. Dimensionnement des pannes	51
III.3 Calcul des liernes	57
III.3.1 Définition	57
III.3.2 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicitée :	57
III.3.3 Calcul de la section des liernes	58
III.4 Pré dimensionnement des traverses.....	59
III.4.1 Définition	61
III.4.2 Vérification de la résistance de la traverse (ELU)	62
III.5 Calcul de l'échantignolle.....	62
III.5.1 Définition	62
III.5.2 Dimensionnement de l'échantignolle :	62
III.5.3 Détermination des sollicitations	63
III.6 Calcul des lisses de bardage :	64
III.6.1 Définition	64
III.6.2 Détermination des charges et surcharges :	65
III.6.3 Les combinaisons d'actions	66
III.6.4 Pré dimensionnement des lisses	66
III.7 Calcul des liernes	70
III.7.1 Calcul de la section des liernes	71
III.8 Pré dimensionnement des éléments du plancher :	71
III.8.1 Evaluation des charges sur le plancher	71
III.9 Pré dimensionnement des sommiers (poutre principale)	74
III.9.1 Première variante, poutre di-encastree	74
III.9.2 Deuxième variante, poutre en treille	77
III.10 Pré dimensionnement des poteaux	86
III.10.1 Détermination de N_{max} par la descente de charge	86
Chapitre IV : Etude des planches mixtes	94
IV.1 Introduction :	94
IV.2 Description d'un plancher collaborant :	94
a)Phase de construction	95
b)Phase finale:	95

IV. 3 Plancher RDC	95
IV .3.1 Disposition des solives :.....	95
IV.3.2 Caractéristique des éléments constructifs	96
IV .4.Vérification des solives :.....	97
IV.4.1 Phase de construction :.....	97
IV .4.2 Phase finale	99
IV. 5 Goujons connecteurs	105
IV.5.1 Dimensionnement :	106
IV.5.2 : Vérification des soudures :.....	108
IV.5.3 Ferrailage de la dalle du plancher :	108
Chapitre V : Etude des éléments secondaires.....	113
V.1 Etude des escaliers :	113
V.1.1 Introduction :	113
V.1.2 Définitions :	113
V.1.3 Choix des dimensions (dimensionnement architectural) intérieur :.....	114
V .1.4 Dimensionnement des éléments de l'escalier :.....	115
V.1. 5 Choix des dimensions (dimensionnement architectural) extérieur :	122
V. 2 Dimensionnement de la console :.....	129
V.2.1 Evaluation de charges.....	129
V.2.2 Vérification en tenant compte du poids du profilé	130
V .2.3 Assemblage poteau – poutre (consol) :	131
Chapitre VI : Calcul des contreventements.....	135
VI.1 Introduction :	135
VI.2 Contreventements de toiture (poutre au vent) :	135
VI.3 Calcul de la poutre au vent en pignon :	135
VI.3.1 Evaluation des efforts dans la poutre au vent :	136
VI.3.2 Effort de traction dans les diagonales :	137
VI.3.3 Section de la diagonale :	138
VI.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance:.....	138
VI.4.1 Vérification de la section à la résistance :	139
VI.4.2 Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :	141
VI.5 Calcul de la palée de stabilité en long pans :	145
VI.5.1. Dimensionnement de la palée de stabilité :	145
VI.5.1.1 Section de la diagonale :	146
Chapitre VII : Etudes sismique	148
VII.1 Introduction :	148
VII.2 Description de ROBOT :	148

VII.3 Analyse de la structure :	149
VII.3.1 Type d'analyse	149
VII.4 Méthodes de calcul :	150
VII.4.1 La méthode statique équivalente :	150
VII.4.2 Méthode dynamique modale spectrale	153
VII.5 Analyse des résultats :	156
VII.5.1 Les combinaisons de calcul	157
VII.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques	157
VII.5.3 Vérification des déplacements	158
Chapitre VIII : Vérification de l'ossature.....	163
VIII.1 Introduction :	163
VIII .2. Vérification des traverses :	163
1) Vérification de la section à la résistance :	163
2) Vérification de l'élément aux instabilités :	165
3. Conclusion :	169
VIII.3. Vérification des poteaux :	169
1) Vérification à la résistance :	170
2) Vérification de l'effort tranchant :	170
3) Vérification à l'effort normal :	171
4) Vérification au moment fléchissant :	171
5) Vérification de l'élément aux instabilités :	171
6) Conclusion :	173
VIII.4 Vérification de la poutre sablière :	173
VIII.5 Vérification de résistance des Poutres principales :	180
a) Incidence de l'effort tranchant :	181
b) Vérification du moment fléchissant :	181
c) Vérification au déversement.....	181
6) Conclusion :	182
VIII.6 Vérification de la poutre auvent :	182
a)Vérification à la traction :	182
b)Vérification au flambement :	183
VIII .7 Vérification des palées de stabilités de long pan :	183
VIII.8 Résumé des résultats obtenus :	184
Chapitre IX : Calcul des assemblages	186
IX.1 Introduction :	186
IX.2 Fonctionnement des assemblages :	186
IX.2.1 Le boulonnage :	186

IX.2.2 Le soudage :	186
IX.2.3 Coefficients partiels de sécurité	186
IX.2.4 Coefficient de frottement	187
IX.3 Rôle des s'assemblages	187
IX.4 Calcul des assemblages	188
IX.4.1 Assemblage traverse-traverse :	188
IX.4.2 Assemblage poteau-traverse :	192
IX.4.3 Assemblage poteau - poutre sablière	196
IX.4.4 Assemblage poteau-poutre maitresse	198
Ix.4.5 Assemblage poteau-poteau	204
IX.4.6 Pré dimensionnement du gousset:	205
IX.7 Dimensionnement des tiges d'ancrages	209
IX.7.1 Définition	209
IX.8 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine	212
a)Vérification de la section 1-1 :	212
b) Vérification de la section 2-2 :	213
c) Vérification de la section 3-3 :	214
Chapitre X : Etude de l'infrastructure	216
X.1. Introduction :	216
X.2. Calcul des fondations:	216
X.2.1 Détermination des sollicitations:	216
X.2.2 Pré dimensionnement de la semelle :	217
X.2.3 Dimensionnement de la semelle:	217
X.2.4 Vérification des contraintes :	220
X.2.5 Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :	221
X.2.6 Détermination des armatures de la semelle:	221
X.3. Calcul des longrines :	226
X.3.1Définition des longrines :	226
X.3.2 Pré dimensionnement :	226
X.3.3 Ferrailage :	226
X.4.Ferrailage des futs :	228
Chapitre XI : Vérification de la stabilité d'ensemble	231
XI.1 Introduction :	231
XI.2 Détermination des moments renversants (MR)	231
XI 2.1 Cas du vent :	231
XI 2.2 Cas du séisme :	247

Tableau

Tableau II.1: Les valeurs de C_d	14
Tableau II.2: Les Valeurs de C_r	16
Tableau II.3 : Les valeurs de la pression dynamique	16
Tableau II.4: Les surfaces élémentaires	18
Tableau II.5 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la paroi.	18
Tableau II.6: valeur de C_{pe} pour la toiture direction V_1	19
Tableau II.7: valeurs des pressions q_j pour le RDC direction V	20
Tableau II.8: Valeurs des pressions q_j pour le 1 ^{er} étage direction V_1	20
Tableau II.9: Valeurs des pressions q_j pour la toiture direction V_1	21
Tableau II. 10: Les surfaces élémentaires.	23
Tableau II.11 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la paroi.....	23
Tableau II.12: valeur de C_{pe} pour la toiture (direction V_2).....	24
Tableau II. 13: valeurs des pressions q_j pour le RDC (direction V_2).	25
Tableau II.14: Valeurs des pressions q_j pour le 1 ^{er} étage (direction V_2).	25
Tableau II.15: Valeurs des pressions q_j pour la toiture (direction V_2).	25
Tableau II.16: Les surfaces élémentaires.	27
Tableau II.17 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la paroi.....	27
Tableau II.18: valeur de C_{pe} pour la toiture direction V_3	28
Tableau II. 19: valeurs des pressions q_j pour le RDC direction V_3	29
Tableau II.20: Valeurs des pressions q_j pour le 1er étage direction V_3	29
Tableau II.21: Valeurs des pressions q_j pour la toiture direction V_3	30
Tableau II.22: Les surfaces élémentaires	31
Tableau II.23 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la paroi.....	31
Tableau II.24: valeur de C_{pe} pour la toiture direction V_4	33
Tableau II.25: valeurs des pressions q_j pour le RDC direction V_4	33

Liste des tableaux

Tableau II.26: Valeurs des pressions q_j pour le 1 ^{er} étage direction V4.....	34
Tableau II.27: Valeurs des pressions q_j pour la toiture direction V4.....	34
Tableau II .28 : Force résultante pour la direction du V ₁	35
Tableau II .29 : Force résultante pour $C_{pi}=-0,5$ (sens V ₁) .	36
Tableau II .30 : Force résultante pour $C_{pi}=0,8$ (sens V2).....	36
Tableau II .31 : Force résultante pour $C_{pi}=-0,5$ (sens V2)	37
Tableau II .32 : Force résultante pour $C_{pi}=0,8$ (sens V3).....	37
Tableau II .33 : Force résultante pour $C_{pi}=-0,5$ (sens V3).....	38
Tableau II .34 : Force résultante pour $C_{pi}=0,8$ (sens V4).....	38
Tableau II .35 : Force résultante pour $C_{pi}=-0,5$ (sens V4).....	39
Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE200.	50
Tableau VI. 1: Evaluation des efforts horizontaux.....	136
Tableau VII.1 : Pénalité de vérification selon le [RPA99V2003].....	152
Tableau VII.2 : Pourcentage de participation massique.....	155
Tableau VII. 3: Combinaisons de calcul.	157
Tableau VII.4 : Vérification de l'effort sismique à la base.	158
Tableau VII. 5: Déplacement max en situation durable.....	159
Tableau VII. 6: Déplacement selon le sens X-X.....	160
tableau VII.7: déplacement selon le sens Y-Y.....	160
Tableau VII.8 : Effet P- Δ suivant X-X.....	161
Tableau VII.9 : Effet P- Δ suivant Y-Y.....	161
Tableau VII.1 : sollicitation dans la poutre principale	180
Tableau VII. 2: liste des éléments et de leurs sections choisies.....	184
Tableau IX.1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.....	186
Tableau IX.2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.	187
Tableau IX.3 : Principales caractéristiques géométriques.....	188

Liste des tableaux

Tableau IX.4 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	205
Tableau X.1 : Les sollicitations à la base des poteaux HEB450.....	217
Tableau X.2 : Les sollicitations à la base de la semelle.....	220
Tableau X. 3: Vérification des contraintes dans le sol.....	221
Tableau X. 4: Les armatures des semelles.....	225
Tableau XI.1: Vent sur la façade principale $C_{pi}=+0,8$	232
Tableau XI.2: Vent sur la façade principale $C_{pi}=-0,5$	234
Tableau XI.3: Vent sur la façade principale $C_{pi}=+0,8$	236
Tableau XI.4:. Vent sur la façade principale $C_{pi}=-0,5$	238
Tableau XI.5:. Vent sur la façade secondaire $C_{pi}=+0,8$	240
Tableau XI.6:. Vent sur la façade secondaire $C_{pi}=-0,5$	242
Tableau XI.7:. Vent sur la façade secondaire $C_{pi}=+0,8$	244
Tableau XI.8: Vent sur la façade secondaire $C_{pi}=-0,5$	246
Tableau XI .9: Réaction à la base due aux effets sismiques	247
Tableau XI 10: Vérification au renversement sous l'effet du séisme.....	248

Liste des figures

Figure I.1 : Vue en 3D.....	4
Figure I.2 : coupe A-A	5
Figure I.3 : vue sur la façade principale.....	5
Figure I.4 : vue en plan de la toiture.	6
Figure I.5 : Panneau sandwich.....	7
Figure I.6: Composition d'une dalle mixte.	8
Figure I.7 : Diagramme σ - ϵ de l'acier.....	10
Figure II.1 : Les directions principales du vent.....	13
Figure II.2: Vue en plan.	14
Figure II.3 : Surface élémentaire représente les pressions du vent.	15
Figure II.4: répartition des pressions dynamique.....	16
Figure II.5: Légende pour les parois verticales.....	17
Figure II.6 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales (direction V_1).	18
Figure II .7 : légende pour les toitures à deux versants.....	19
Figure II.8 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales (direction V_2).....	22
Figure II.9: Légende pour les parois verticales.....	22
Figure II .10 : légende pour les toitures à deux versants.....	24
Figure II.11: Légende pour les parois verticale.....	26
Figure II.12: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales (direction V_3).....	27
Figure II.13 : légende pour les toitures à deux versants.....	28
Figure II. 14: Légende pour les parois verticales.....	31
Figure II.15: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales (direction V_4).....	32
Figure II.16 : légende pour les toitures à deux versants.....	32

Liste des figures

Figure II.17: Excentricité de la force globale (F_w).....	39
Figure II.18: excentricité de la force globale (F_u).....	40
Figure II.19 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.....	40
Figure III.1: Position de la panne sur le versant et repérage des axes.....	43
Figure III.2 : Schéma statique de la panne sous la charge permanente.....	44
Figure III.3 : Schéma statique de la panne sous charge d'entretien.	44
Figure III.4 : Schéma statique de la poutre équivalente.	45
Figure III.5 : Schéma statique des surcharges climatique du vent sur les pannes.....	45
Figure III.6: Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes.	46
Figure III.7 : Plan de cisaillement	48
Figure III.8 : Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.....	49
Figure III.9 : Schémas statique des pannes sur deux appuis.	50
Figure III.10: les schémas statiques de la panne après addition du lierne.....	55
Figure III.11: Présentation du lierne.	57
Figure III.12 : Schéma statique des liernes.	57
Figure III.13 : Schéma statique des efforts de traction sur les liernes	58
Figure III.14 Vue en plan de la traverse.....	59
Figure III.15 Schéma statique de la traverse sous charges des pannes.	59
Figure III.16 Schéma statique de la traverse sous son poids propre et	60
les charges d'exploitation.....	60
Figure III.17 : Vue en 3D des détails de l'échantignolle.	62
Figure III.18 : Coupe transversale de l'échantignolle et les efforts sollicitant.....	63
Figure III.19 : Vue en plan de l'échantignolle.	64
Figure III.20: disposition des lisses.....	65
Figure III.21 : Schéma statique de la lisse dans le plan y-y.	65
Figure III.22 : Schéma statique de la lisse dans le plan z-z.....	65

Liste des figures

Figure III.23 : disposition des solives.	72
Figure III.24 : schémas statique de la solive.	73
Figure III.25 : schémas statique de la poutre sommier.....	75
Figure III.26 : schémas statique du sommier sous la charge répartie.....	75
Figure III.27 : Schéma statique da la poutre en treille.....	77
Figure III.28: l'effort N revenant sur le poteau le plus sollicité.....	86
Figure VI. 1: Elément constructifs de plancher mixte.....	94
Figure IV.2 : Plan de repérage et d'orientation des poteaux et disposition des solives.....	96
Figure IV.3 .La largeur effective de la dalle effective.....	101
Figure IV.4 : Position de l'axe neutre.....	102
Figure IV. 5 : Schéma représentant de connecteur.....	106
Figure IV.6 Vue et dimension du gougon connecteur.....	106
Figure IV.7 : Ferrailage de la dalle.....	111
Figure V.1. Vue en 3D de l'escalier.....	113
Figure V. 2 : Vu en plan de l'escalier	115
Figure V. 3: Schéma statique d'escaliers intérieurs.....	115
Figure V. 4 : Coupe Transversal de l'escalier.....	116
Figure V. 5: Schémas statique de la marche.	116
Figure V. 6: Schéma statique sur le limon.	118
Figure V.7: Schéma statique de la poutre palière.....	120
Figure V. 8: Schéma statique d'escaliers.	122
Figure V.9: Vue en plan de l'escalier.....	123
Figure V. 10: Schémas statique de la cornière.	124
Figure V. 11: Schéma statique sur le limon.	125
Figure V. 12: Schéma statique de la poutre palière.....	127
Figure V.13 : Schéma statique de la console.	129
Figure V.14 Désignation des entraxes et des pinces.....	132

Liste des figures

Figure VI. 1: Schéma statique de la poutre au vent en pignon.....	136
Figure VI. 2: Schéma statique de palée de stabilité en long pan.....	145
Figure VI. 3: méthode des coupures.....	145
Figure VII.1 : Schéma du spectre de réponse.....	154
Figure VII.2 : Mode de déformation (1).....	155
Figure VII.3 : Mode de déformation (2).....	156
Figure VII.4 Mode de déformation (3).....	156
Figure VIII. 1: Illustration de la traverse la plus sollicité.	163
Figure VIII. 2: Illustration du poteau le plus sollicité.....	170
Figure VIII. 3: Illustration de la barre la plus sollicité.....	174
Figure VIII.4: Illustration de la traverse la plus sollicité.	180
Figure VIII. 5 : Illustration de la barre la plus sollicité.....	182
Figure VIII. 6: Illustration de la barre la plus sollicité.	183
Figure IX.1 : Assemblage traverse - traverse par une platine.	189
Figure IX.2: Assemblage poteau-traverse par une platine.....	192
Figure IX.3 : Schéma explicatif des dispositions des boulons.....	193
Figure IX.4: Assemblage poteau poutre par une platine.....	197
Figure IX.5:Assemblage poteau - poutre maitresse par une platine.....	198
Figure IX.6 : Assemblage poteau poutre par une platine.....	199
Figure IX.7: Assemblage platine poutre par cordon de soudure.....	202
Figure IX.8: Assemblage poteau – poteau par une platine.....	204
Figure IX.9 : Assemblage des palées de stabilité.....	206
Figure IX.10 : Assemblage de la poutre au vent.	208
Figure IX.11: Tige d’encrage du pied du poteau.	209
Figure IX.12: Dispositions constructives.	210
Figure IX.13: vérification de la section 2-2	213
Figure IX.14: vérification de la section 2-2.....	214

Liste des figures

Figure X. 1: Dimension de la semelle.	217
Figure X. 2: Schéma de ferrailage de la semelle.....	226
Figure X. 3: Schéma de ferrailage des longrines.	228
Figure X. 4 : section du fut à ferrailer.....	228
Figure X. 5: Schéma de ferrailage des futs.	229
Figure XI.1: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V1.....	233
Figure XI.2 : Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V1.....	235
Figure XI. 3 : Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V2.....	237
Figure XI 4: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V2.....	239
Figure X.5: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V3.....	241
Figure XI 6: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V3.....	243
Figure XI 7: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V4.....	245
Figure XI 8: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V4.....	247

Liste des figures

A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace.
A_v	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.
t_f	Épaisseur des semelles.
t_w	Épaisseur de l'âme.
$I_{y,z}$	Moment d'inertie.
$i_{y,z}$	Rayon de giration de la section.
I_w	Facteur de gauchissement.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
$W_{\text{ply},z}$	Module plastique de la section.
$W_{\text{ely},z}$	Module élastique de la section.
W_{eff}	Module élastique efficace de la section.
N_{pl}	Effort normal résistant plastique.
N_u	Effort normal ultime de la section nette.
N_{net}	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{\text{ply},z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{\text{ely},z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{\text{eff},z}$	Moment résistant de la section efficace.

M_{cr}	Moment critique de déversement.
λ_{y-z}	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
λ_{y-z}	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
χ_{y-z}	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
ψ_s	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).
τ	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
Φ	Diamètre d'une armature transversale.
N	Coefficient de poissant (nu).
μ_{ser}	Moment ultime à L'ELS (mu).
μ_{bu}	Moment réduit à L'ELU.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.
λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
f_y	Résistance limite d'élasticité.
f_u	Résistance limite de rupture.
V_u	Effort tranchant de calcul ultime.

a et b	Largeur de poteaux.
A et B	Largeur des semelles.
G	Action permanente.
Q	Action d'exploitation.
e	L'excentricité de l'effort normal.
h	Hauteur de la poutre et la semelle.
St	Espacement des armatures transversales.
l_f	Longueur de flambement

Le domaine de construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manières de conception et d'exécution, il diffère selon les matériaux constitutifs et les types des structures, mais le but de ces études reste le même qui est de concevoir des bâtiments capable de résister aux efforts qui sont lui appliqués, et aux multiples phénomènes naturels (séisme, vent extrême, neigeetc).

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés. Elles emploient en particulier, les tôles et les profiles. Le coût élève des matériaux de bases conduit à rechercher le poids minimal et à développer l'emploi de l'acier pour des domaines très spécifiques permettant de mettre en valeur les qualités suivantes : la légèreté, la rapidité de mise en œuvre, l'adaptation aux transformations ultérieures et les propriétés mécaniques élevés (limite élastique, ductilité, résistance a la fatigue).

Elles sont généralement « souples » et constituées de barres « élancées » ou éléments minces. Ces caractères spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, déversement des poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques. Si la transmission des efforts extérieurs aux fondations s'effectue sans désordre alors notre structure est stable.

Dans ce contexte, et dans le cadre de notre formation, notre projet de fin d'étude s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un bâtiment en R+1 avec s/sol à usage de stockage, implanté dans la commune d'Akbou wilaya de Bejaia.

L'étude de ce projet se fera tout en respectant les réglementations et les recommandations en vigueur à savoir (RPA99/ version 2003, BAEL et CBA93, CCM97, RNVA99).

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan du travail suivant :

- Chapitre I : Généralités ;
- Chapitre II : Etude climatique ;
- Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments ;
- Chapitre IV : Etude de plancher mixtes ;
- Chapitre V : Etude des éléments secondaires ;
- Chapitre VI : Calcul des contreventement ;
- Chapitre VII : Etude sismique ;
- Chapitre VIII : Vérification de l'ossature ;

- Chapitre IX : Calcul des assemblages ;
- Chapitre X : Etude de l'infrastructure ;
- Chapitre XI : Vérification de la stabilité d'ensemble;

Enfin nous clôturons cette étude en présentant une conclusion générale qui permet de faire la synthèse des principaux résultats de ce travail et de proposer des voies pour de futurs travaux.

L'objectif principal de notre mémoire sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises durant notre cursus, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de Master en Génie civil option constructions métalliques.

I.1 Introduction :

L'élaboration du projet de fin d'étude est une étape cruciale dans le cursus de l'ingénieur, elle permet de mettre en application les connaissances théoriques et pratiques acquises.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis des différentes actions, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

A cet effet on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels de calcul de notre projet.

I.2 Présentation et implantation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un ouvrage en R+1 avec s/sol à usage de stockages et une ossature en charpente métallique ainsi que des planchers mixte acier-béton. Ce projet est actuellement en cours de réalisation.

Il est implanté dans la commune d'Akbou wilaya de Bejaia avec les données suivantes :

- Zone climatiques : zone A pour la neige, zone I pour le vent [selon le RNVA99].
- Zone sismique : zone IIa [moyenne sismicité selon le RPA99/V2003].
- Terrain de catégorie III : La structure sera implantée dans une zone industrielle [Selon le RNVA99].

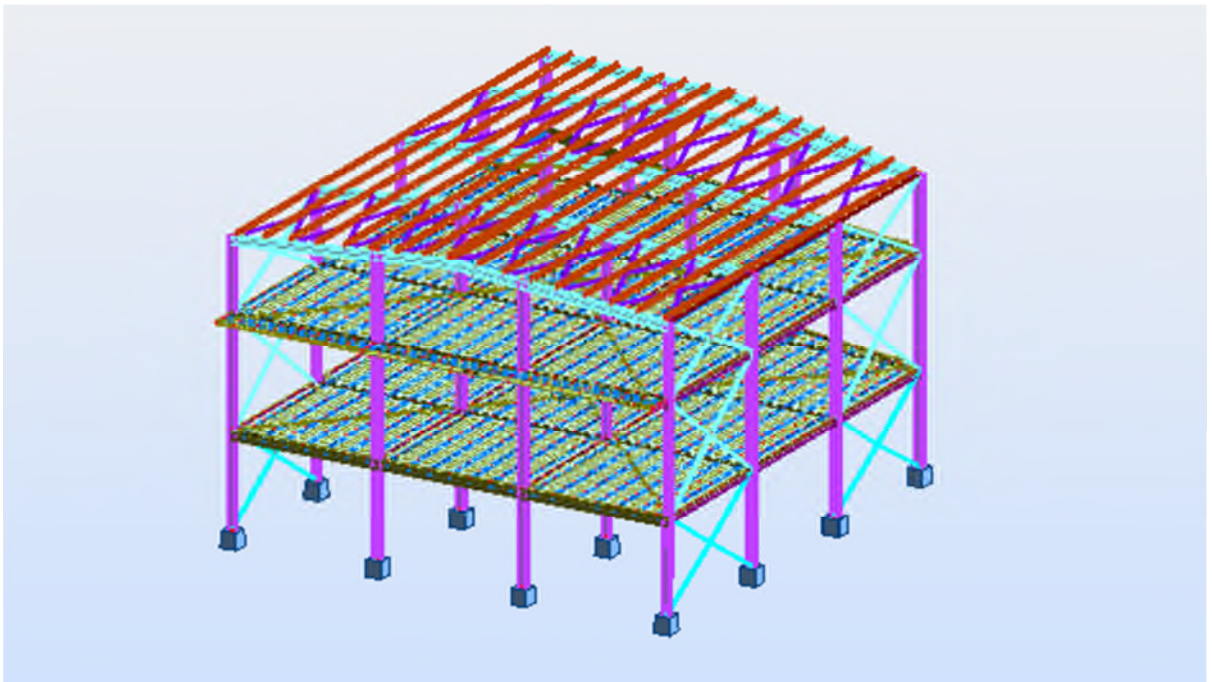


Figure I.1 : Vue en 3D

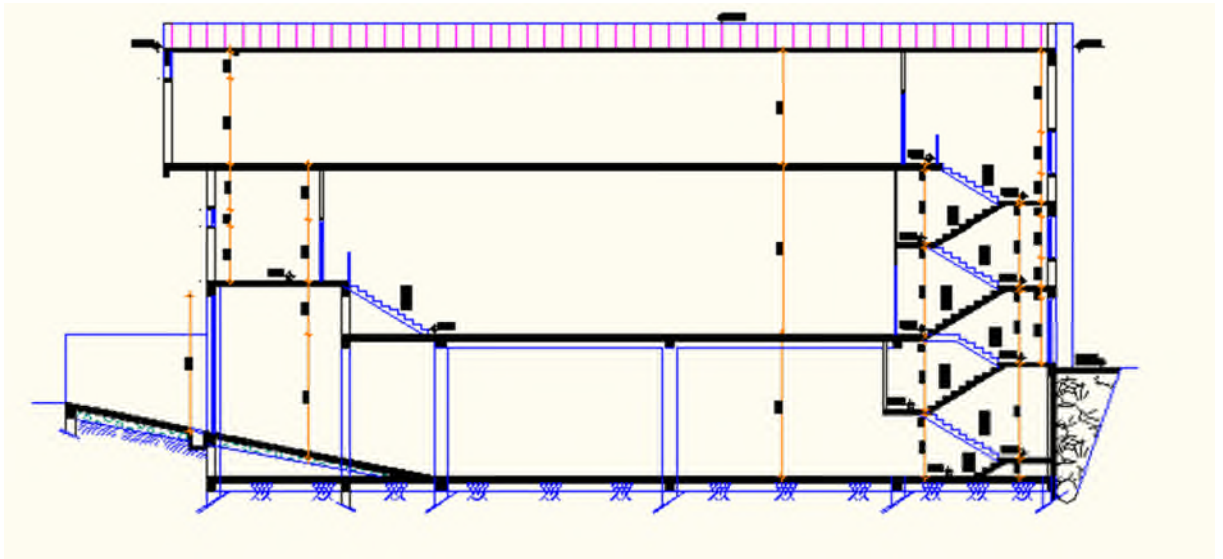


Figure I.2 : coupe A-A .

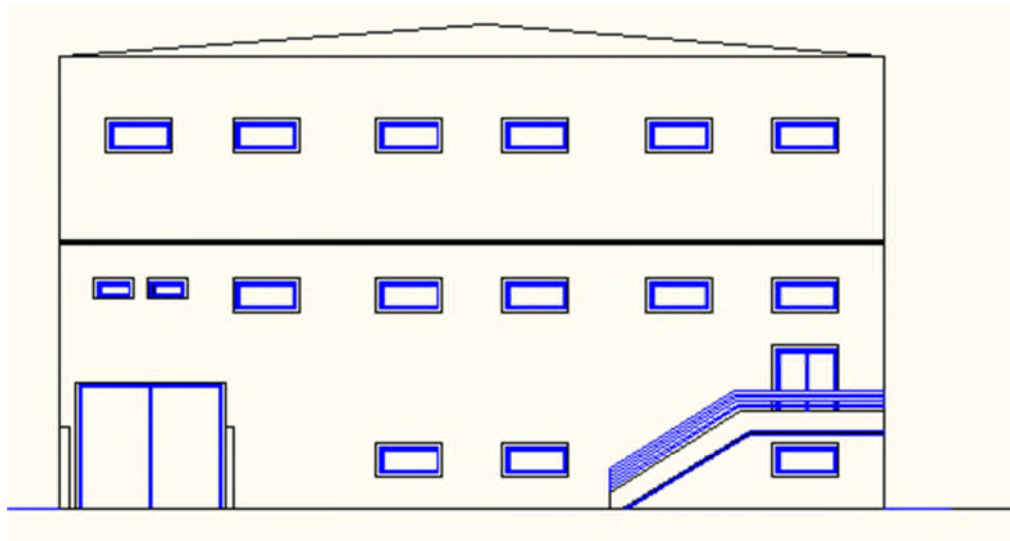


Figure I.3 : vue sur la façade principale.

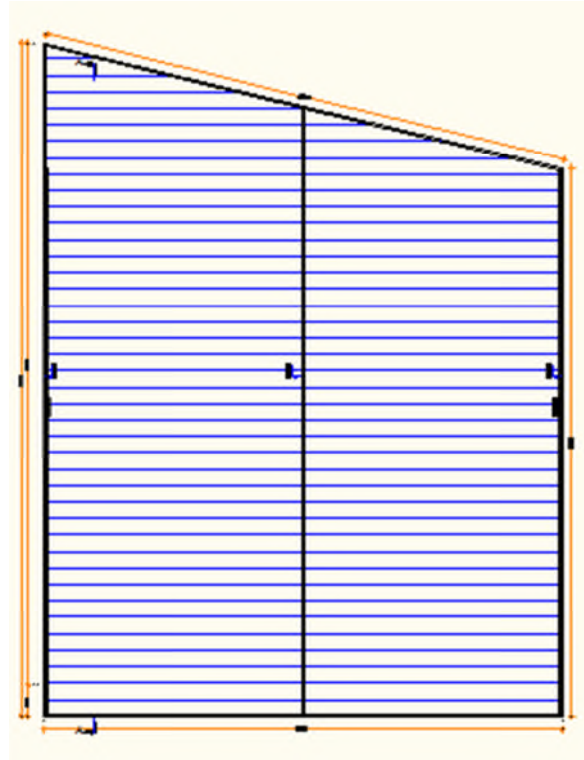


Figure I.4 : vue en plan de la toiture.

I.3 Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

La forme en plan de la structure est une forme trapézoïdale qui contient 5 portiques de 4 poteaux tel que :

- La longueur de la grande base est égale à **32.5 m** (long-pan, coté gauche). Constitué de **3** travées, c'est-à-dire 4 portique espacé de **8.16m**, une travée de **6m** et une console de **1,5m**.
- La longueur de la petite base est égale à **25m** (long-pan, coté droit). Constitué de **3** travées, c'est-à-dire 4 portiques espacé de **8.16m**

Chaque portique se compose de deux poteaux en acier à section constante et une traverse aussi à une section constante.

- La largeur de la façade principale est égale à **25m** (pignon de face). Constitué de **3** travées de **8.16m**.
- La largeur de la façade secondaire est égale à **25.71m** (pignon).
- Hauteur de l'étage courant **4m**.
- Hauteur du rez-de-chaussée **6,12m**.
- Hauteur de s/sol **5,10m**.

- Hauteur de l'ouvrage est de **11,12 m**.
- Hauteur de la toiture **1m**. La pente de versant est de **4,57° (8%)**.

I.4 Caractéristiques architecturale de l'ouvrage :

a. Les ouvertures :

La façade principale :

RDC : 7 ouvertures [4(2*1), 2(1,2*0,6) et (2*2)] m².

Etage : 6 ouvertures (2*1) m².

b. Les façades :

Les murs extérieurs sont réalisés avec les panneaux sandwich.

I.5 Eléments de l'ouvrage :

a. La couverture :

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwichs, appelés aussi panneaux double peau monoblocs, 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 sandwichs nous offrent plusieurs avantages on site :

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

Mais, leur point faible se situe dans l'étanchéité des joints.

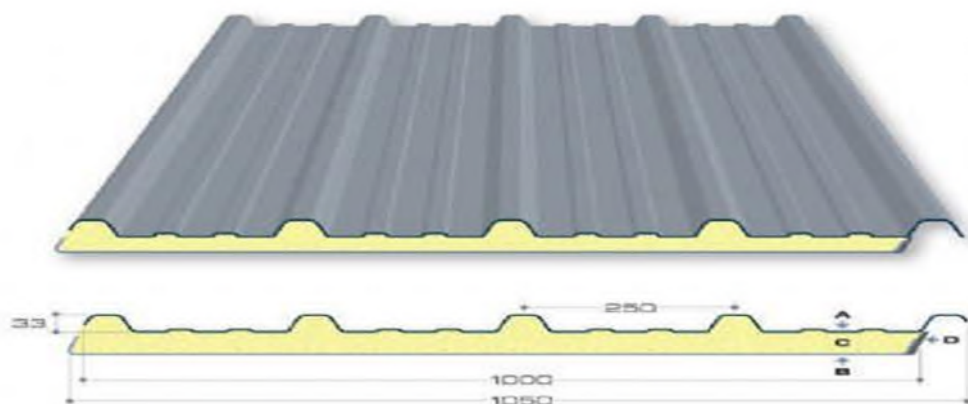


Figure I.5 : Panneau sandwich.

b. La toiture :

Dans notre cas on a une toiture en charpente métallique à deux versants avec une pente de 4.57° (8%) qui nous offre une légèreté par rapport à la dalle en béton armé ou en plancher mixte.

c. Les poteaux :

Les poteaux sont des profilés en acier avec une section constante.

d. Les pannes :

Ce sont des profilés en acier espacés de **1.5 m**, chaque versant contient 9 pannes, de portée **8,16 m**

e. Les traverses :

Ce sont des profilés en acier à section constante, de portée **12,54 m**.

f. Les murs :

Les murs intérieurs sont réalisés avec la maçonnerie.

g. les planchers :

Les dalles horizontales existantes dans notre projet sont des planchers mixte acier-béton à dalles collaborantes constituées de béton et de tôle d'acier nervurée qui a un rôle d'armature et de coffrage, autorisent une mise en œuvre rapide et économique. La liaison entre la dalle et la nervure est assurée par des goujons connecteurs évitant le glissement entre eux.

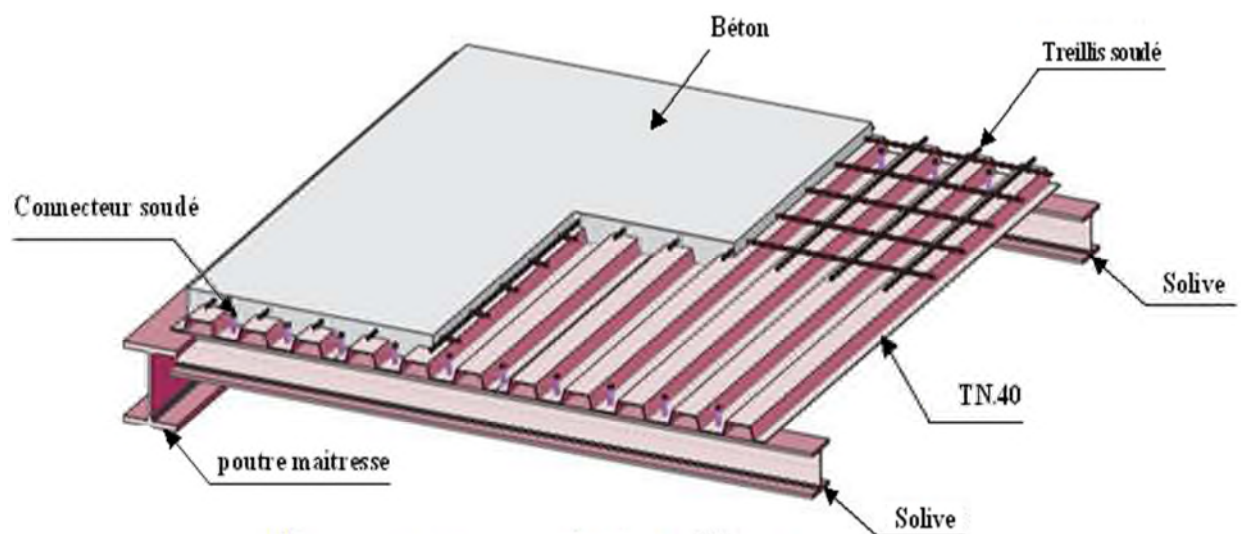


Figure I.6: Composition d'une dalle mixte.

h. Escalier :

Les escaliers sont des éléments d'ouvrage permettant de passer d'un étage à un autre. Ils sont en structure métallique, constitué d'un palier de repos et de deux volées.

I.6 Caractéristiques du sol :

- Prévoir des fondations superficielles.
- L'ancrage des fondations :
 - L'ancrage sera à : **-2,00m** de profondeur. (voir l'annexe)
 - Le taux de travail à prendre dans les calculs est $\sigma_{adm} = 2 \text{ bars}$.

I.7 Matériaux utilisés :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux différentes sollicitations, leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le cout, la disponibilité sur place, et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.7.1 Acier de construction:

Définition :

L'acier est un mélange constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon).

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers, ou volontairement comme le silicium, le cuivre, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc., qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, soudabilité, corrosion...).

On ajoute le cuivre pour améliorer la soudabilité, le nickel et le chrome pour diminuer la corrosion. Le manganèse, le vanadium, le tungstène, le silicium pour augmenter la limite d'élasticité, la résistance à la rupture et la ductilité

Il existe une multitude de types d'acier selon la teneur en carbone nous citons ici quelques exemples: aciers doux, aciers durs, aciers mi durs, aciers extra durs.

Propriétés mécanique de l'acier :

Les valeurs des principales caractéristiques mécaniques des aciers de construction sont :

- Module d'élasticité longitudinale : **$E = 210000 \text{ MPa}$** .
- Coefficient de poisson : **$\nu = 0,3$**
- Module d'élasticité transversale: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.4E$
- Coefficient de dilatation linéaire **$\lambda = 12 \cdot 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$** .

- Masse volumique de l'acier : $\rho = 78,5 \text{ KN/m}^3$.

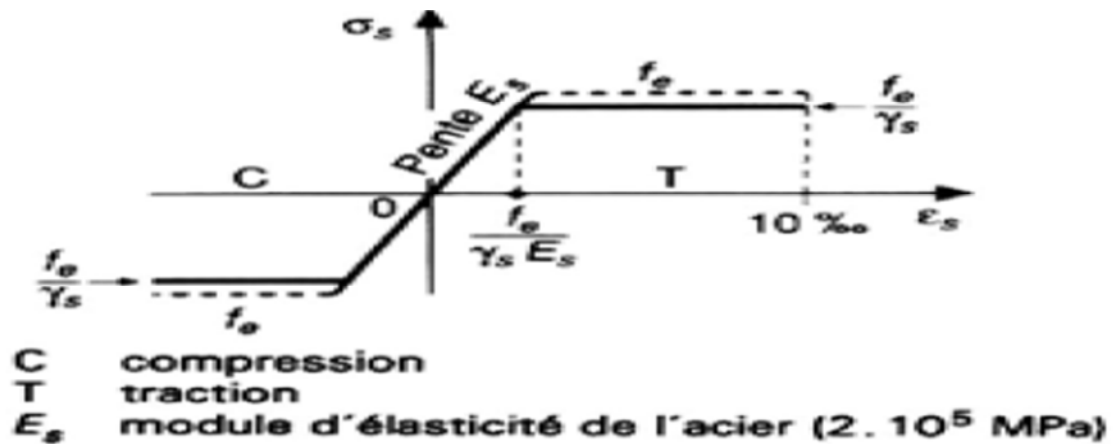


Figure I.7 : Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier.

I.7.2 Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement d'un mélange de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier, pierres cassées,...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux public.

I.8 Règlements utilisés:

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

- Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM97, Eurocode03) ;
- document technique réglementaire D.T.R-B.C-2.44 ;
- Règles parasismiques algériennes (RPA99 version2003) D.T.R-B.C-2.48 ;
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-22 ;
- Règles neige et vent (RNVA 99) D.T.R-C2.47 ;
- Règles de calcul des fondations superficielles D.T.R-B.C.2-33 ;
- pour le calcul des planchers (Eurocode04) :

II.1 Introduction :

Les effets du vent ainsi que la neige, sur les structures métalliques est plus souvent prépondérant, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations.

La réglementation en vigueur (**RNVA 99**), nous fournit les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ces phénomènes et de menée des calculs conformes.

II.2 Etude au vent :

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales, parmi les actions horizontales on site le vent, il peut venir de n'importe quel côté.

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun des éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Position dans l'espace ; (l'élément reposant sur le sol ou éloigné du sol).

Les pressions engendrées par le vent sur les différentes surfaces de la structure dépendent des facteurs suivants :

- La région.
- Le terrain d'implantation (site).
- La hauteur de la structure.
- La forme géométrique de la structure.
- La forme de la toiture.

Selon le sens de vent et l'état des ouvertures de notre ouvrage, des différentes cas ont été envisagés sont les suivants:

- Vent sur long-pan avec surpression intérieure.
- Vent sur long-pan avec dépression intérieure.
- Vent sur pignon avec surpression intérieure.
- Vent sur pignon avec dépression intérieure.
- Vent sur la toiture.

II.2.1 Les coefficients du calcul:

II.2.1.1 Effet de la région:

La pression dynamique de référence $q_{réf}$ qui est fonction de la zone de vent et qui sera utilisée pour calculer la pression dynamique $q_{dyn}(z)$.

Pour notre bâtiment qui est une structure permanente elle sera implantée dans la **zone I** dont la pression de référence est :

$$q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2 \quad [\text{RNV99, P46 ; tableau 2.3 (chapitre II)}]$$

II.2.1.2 Effet du site:

Les terrains sont classés en quatre catégories de **(I) à (IV)**, ils influent sur les couloirs d'écoulement du vent et sur l'effet venturi (intensification de la vitesse du vent dans des couloirs). La structure sera implantée dans une zone suburbaine (**catégorie III**) donc les valeurs des paramètres sont les suivantes:

- Le facteur de terrain : **KT = 0,22.**
- Le paramètre de rugosité : **Z₀ = 0,3 m.**
- La hauteur minimale : **Z_{min} = 8 m.**
- Coefficient utilisé pour le calcul de C_d : **ε = 0,37.**

[RNV99, P47 ; tableau 2.4 (chapitre II)]

II.2.1.3. Coefficient topographique C_t(Z):

Le coefficient topographique C_t(Z) prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, dénivellations...etc.

Le site de notre ouvrage est un site plat, d'où C_t(Z) = 1

[RNV99, P47; tableau 2.5 (chapitre II)]

II.2.1.4. Coefficient dynamique (C_d) :

En fonction des dimensions de la structure et du vent, la valeur de coefficient dynamique C_d pour les structure métallique et donné par :

[RNV99, P51 ; figure 3.2 (chapitre III)]

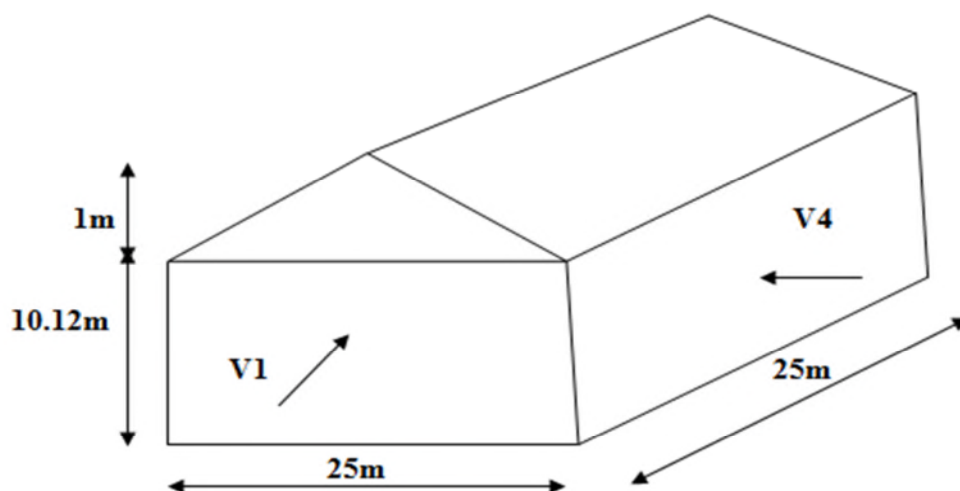


Figure II.1 : Les directions principales du vent.

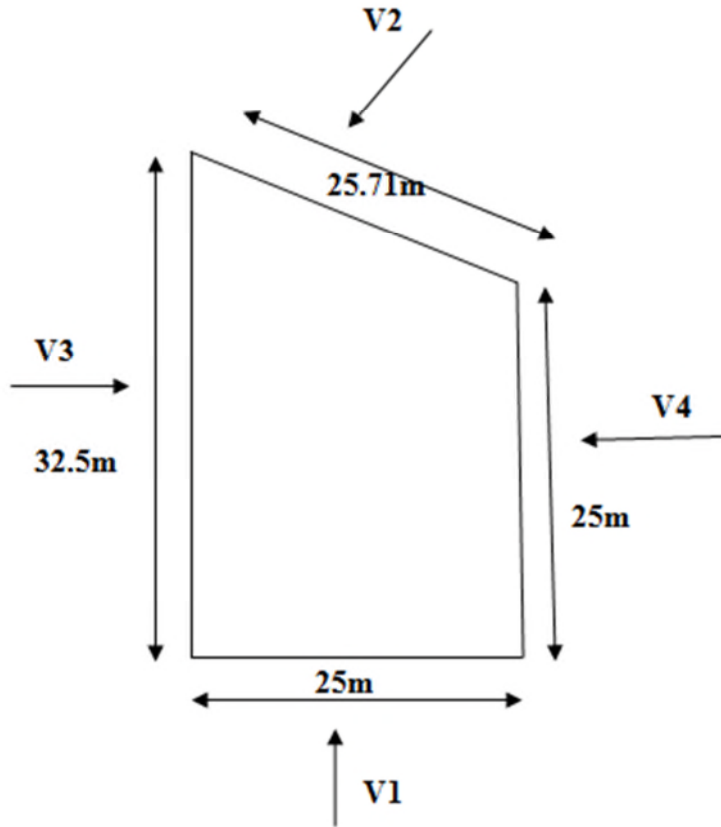


Figure II.2: Vue en plan.

- Vent perpendiculaire à la façade principale : direction V1 $\Rightarrow \begin{cases} b = 25m \\ h = 11,12m \end{cases} \Rightarrow C_d = 0,92$
- Vent perpendiculaire à la façade secondaire : direction V2 $\Rightarrow \begin{cases} b = 25,71m \\ h = 11,12m \end{cases} \Rightarrow C_d = 0,92$
- Vent parallèle à la façade principale : direction V3 $\Rightarrow \begin{cases} b = 32,5m \\ h = 11,12m \end{cases} \Rightarrow C_d = 0,91$
- Vent parallèle à la façade principale : direction V4 $\Rightarrow \begin{cases} b = 25m \\ h = 11,12m \end{cases} \Rightarrow C_d = 0,92$

$C_d < 1,2$; donc la structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les quatre directions du vent.

[RNV99, P37 ; paragraphe 3.2 (chapitre I)]

Les valeurs de C_d sont résumées dans le tableau suivant :

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V ₁	11,12	25	0,92
V ₂	11,12	25,71	0,92
V ₃	11,12	32,5	0,91
V ₄	11,12	25	0,92

Tableau II.1: Les valeurs de C_d .

II.2.1.5 Détermination de la pression dynamique (q_{dyn}) :

La structure est avec plancher intermédiaire dans la hauteur est supérieure à **10m**, il est donc nécessaire de subdiviser le maître couple en "n" élément de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage.

n : est le nombre de niveau de la construction. [RNVA99 (chapitre II), P45; art 3.1.1]

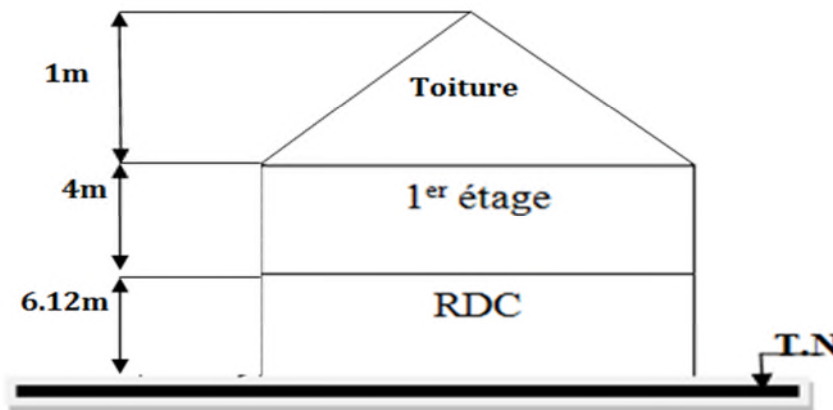


Figure II.3 : Surface élémentaire représente les pressions du vent.

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

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j)$$

[RNV99 (chapitre II), P45 ; formule 2.13]

a) Détermination de Coefficient de rugosité $C_r(Z)$:

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique suivante:

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \cdot \ln \frac{z}{z_0} & \text{si } z_{min} \leq z \leq 200m \\ C_r(z) = K_T \cdot \ln \frac{z_{min}}{z_0} & \text{si } z < z_{min} \end{cases}$$

[RNV99 (chapitre II), P47; formule 2.15]

Où :

- K_T : facteur de terrain défini précédemment ($K_T = 0,22$).
- Z_0 : paramètre de rugosité défini précédemment ($Z_0 = 0,3$).
- Z_{min} : hauteur minimale définie précédemment ($Z_{min} = 8$ m).

b) Détermination de coefficient d'exposition (C_e) :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, en outre il tient compte de la nature

turbulente du vent.

Avec :

$C_e(Z_j)$: le coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 \cdot \left[1 + \frac{7 \cdot K_t}{C_r(Z) \cdot C_t(Z)} \right] \text{ [RNV99 (chapitre II), P46 ; formule 2.13]}$$

Tableau donnant les valeurs de C_r :

Niveau	h(m)	$Z_{min}(m)$	$Z_j(m)$	Comparison	C_r
RDC	6,12	8	3,06	$Z_j < Z_{min}$	0,722
1 ^{er} étage	4	8	8,12	$Z_j > Z_{min}$	0,726
Toiture	1	8	11,12	$Z_j > Z_{min}$	0,794

Tableau II.2: Les Valeurs de C_r .

Tableau donnant les valeurs de C_e et q_{dyn} :

Niveau	$q_{ref} (N/m^2)$	C_r	C_t	C_e	$q_{dyn} (N/m^2)$
RDC	375	0,722	1	1,633	612,375
1 ^{er} étage	375	0,726	1	1,645	616,875
Toiture	375	0,794	1	1,853	694,875

Tableau II.3 : Les valeurs de la pression dynamique.

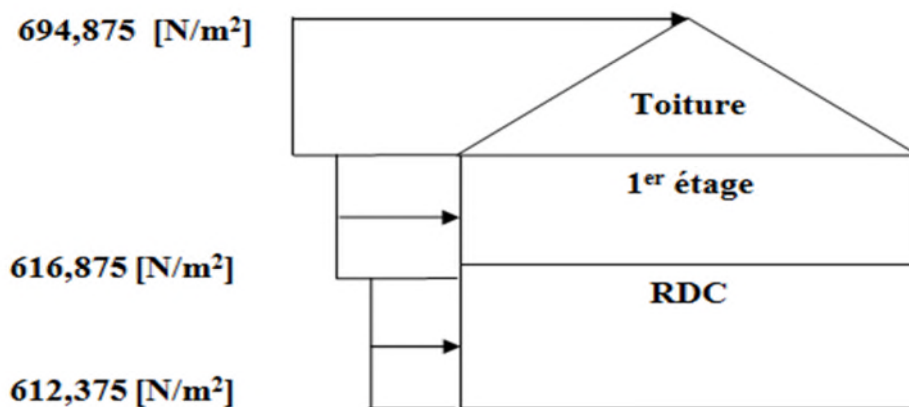


Figure II.4: répartition des pressions dynamique.

II.2.2 Calcul des pressions :

Les valeurs des pressions appliquées aux surfaces dépendent de la direction, du sens, de l'intensité du vent, des endroits considérés de la construction, de la forme de la construction (géométrie) ainsi des ouvertures.

Si l'action élémentaire unitaire intérieure exercée sur une paroi est orientée de la face extérieure vers la face intérieure, la valeur de coefficient de pression est positive

Si l'action élémentaire unitaire intérieure exercée sur une paroi est orientée de la face intérieure vers la face extérieure, la valeur de coefficient de pression est négative.

II.2.2.1 Vent sur façade principale (direction V₁) :

a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe}, des constructions à base semi trapézoïdale et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1m² et 10m², auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C_{pe,1} et C_{pe,10}.

➤ **Parois verticales :**

On se réfère au **paragraphe 1.1.2 du chapitre V à la figure (5.1) du RNVA99** pour déterminer les différentes zones de pression, et au **tableau (5.1)** pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe}, pour chaque direction du vent considérée.

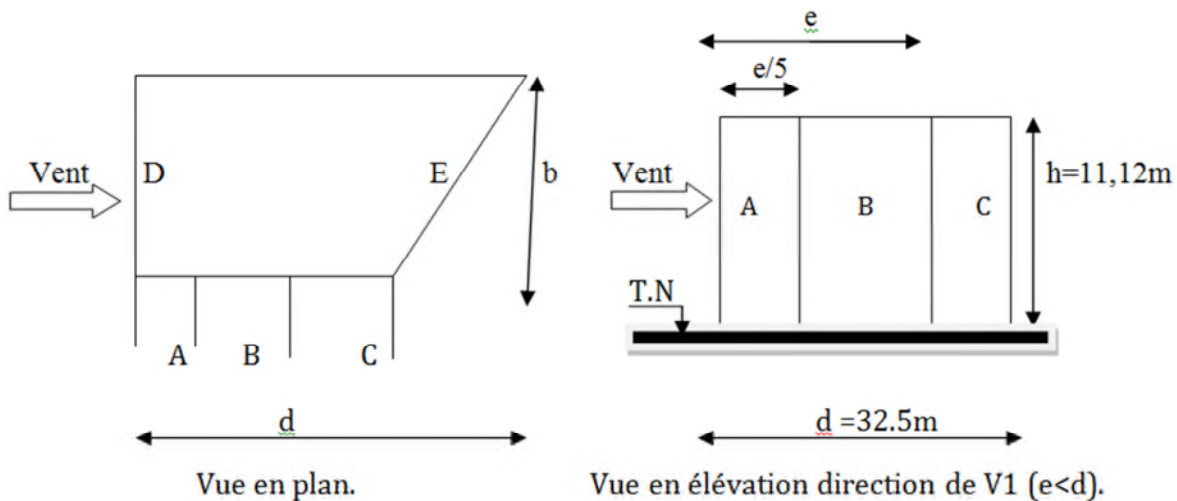


Figure II.5: Légende pour les parois verticale.

Dans notre cas on a :

$b = 25m; \quad d = 32,5m; \quad h = 11,12m$

$e = \min [b; 2 \times h]; e = \min [25; 2 \times 11,12] ; e = 22,24m \Rightarrow d > e ; e/5 = 4,448m.$

Les surfaces des zones (A, B, C, D et E) sont :

Zones	A = (e/5 × h)	B = (e-e/5).h	C = (d-e).h	D = (b×h)	E = (b×h)
Surfaces (m ²)	49,46	197,84	114,1	278	285,9

Tableau II.4: Les surfaces élémentaires.

Les surfaces des zones de la paroi (A, B, C, D et E) sont : $S \geq 10m^2 \Rightarrow C_{pe,1} = C_{pe,10}$ (§1.1.1.2 chapitre 5 RNVA99).

Zones	A	B	C	D	E
C _{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.5 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la paroi.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante : (tableau 5.1 chapitre 05 RNVA99).

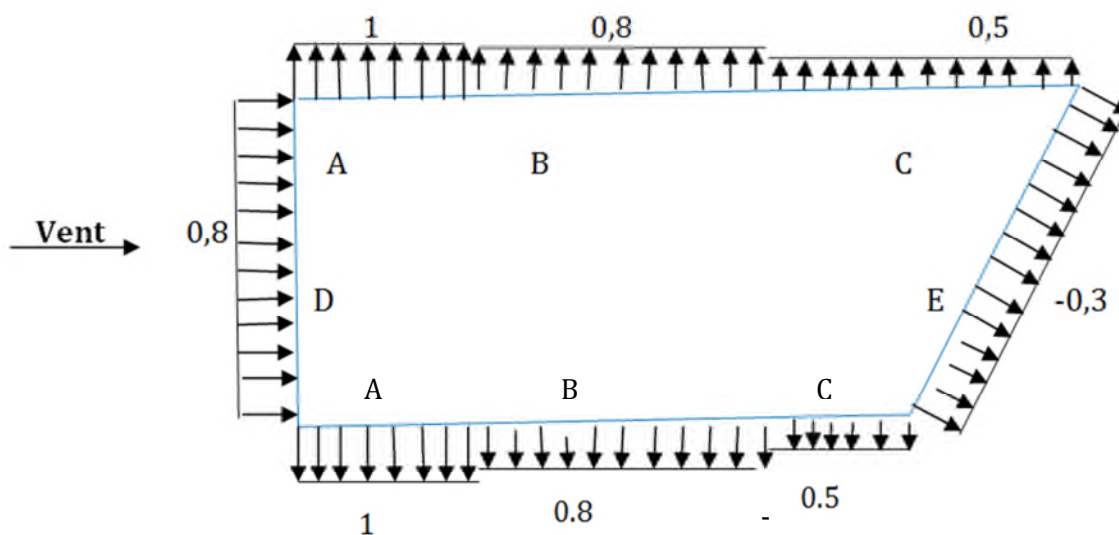


Figure II.6 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales (direction V₁).

➤ La toiture :

Dans notre cas la toiture est à deux versants avec une pente de 8 % ce qui nous donne un angle $\alpha=4.57^\circ$; Selon RNVA 99 (§1.1.5 chap5). Les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure suivante :

$b = 25\text{m}$; $d = 32,5\text{m}$; $h = 11,12\text{m}$

$e = \min [b; 2 \times h] = 22,24\text{m}$; $e/10 = 2,224\text{m}$; $e/2 = 11,12\text{m}$.

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure suivante :

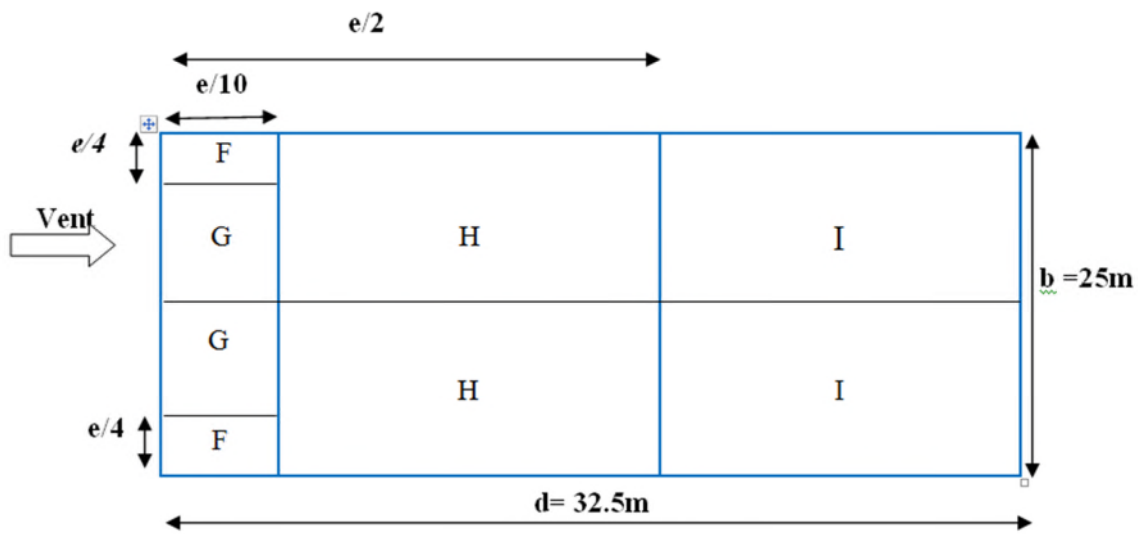


Figure II .7 : légende pour les toitures à deux versants.

On a $\alpha=4,57^\circ$ donc d'après le tableau 5.4 du RNVA99 ($\theta=90^\circ$) en prend les valeurs de $\alpha = 5^\circ$

Zone	F	G	H	I
Surface(m ²)	12.36	12.36	222.4	234,5
C _{pe}	-1.6	-1.3	-0.7	-0.5

Tableau II.6: valeur de C_{pe} pour la toiture direction V₁.

b) Calcul de coefficient de pression intérieure (C_{pi}) :

Le coefficient de pression intérieur C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné par la figures 5.15 en fonction de perméabilité μ_p . Dans notre cas le bâtiment est avec cloisons intérieures, donc on prend les valeurs suivantes C_{pi,1}=+0.8 et C_{pi,2}=-0.5

[RNV99, P ; paragraphe 2.2.2 (chapitre V)]

Les pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

Les valeurs des pressions q_j sont données dans les tableaux ci- après :

➤ **Parois verticales :**

Niveau RDC:

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1} [daN/m^2]$	$q_{j,2} [daN/m^2]$
A	0.92	612.375	-1	0.8	-0.5	-101.41	-28.17
B	0.92	612.375	-0.8	0.8	-0.5	-90.14	-16.90
C	0.92	612.375	-0.5	0.8	-0.5	-73.24	0
D	0.92	612.375	+0.8	0.8	-0.5	0	73.24
E	0.92	612.375	-0.3	0.8	-0.5	-61.97	11.26

Tableau II.7: valeurs des pressions q_j pour le RDC direction V

Premier étage:

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1} [daN/m^2]$	$q_{j,2} [daN/m^2]$
A	0.92	616.875	-1	0.8	-0.5	-102.15	-28.37
B	0.92	616.875	-0.8	0.8	-0.5	-90.80	-17.02
C	0.92	616.875	-0.5	0.8	-0.5	-73.78	0
D	0.92	616.875	+0.8	0.8	-0.5	0	73.78
E	0.92	616.875	-0.3	0.8	-0.5	-62.42	11.35

Tableau II.8: Valeurs des pressions q_j pour le 1^{er} étage direction V1.

Toiture:

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[\text{daN/m}^2]$	$q_{j,2}[\text{daN/m}^2]$
F	0.92	694.875	-1.6	0.8	-0.5	-153.43	-70.32
G	0.92	694.875	-1,3	0.8	-0.5	-134.25	-51.14
H	0.92	694.875	-0.7	0.8	-0.5	-95.89	-12.78
I	0.92	694.875	-0,5	0.8	-0.5	-83.12	0

Tableau II.9: Valeurs des pressions q_j pour la toiture direction V1.

c) Calcul de force du frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèle à la direction du vent.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculés sont celle pour lesquelles soit le rapport $d/h \geq 3$, ou bien le rapport $d/b \geq 3$.

Où :

b : est la dimension de la construction perpendiculaire au vent.

h : est la hauteur de construction.

d : est la dimension de la construction parallèle au vent.

[RNV99, P41 ; paragraphe 1.4.2 (chapitre II)]

Dans notre cas :

- Pour la direction V_1 : $b=25\text{m}$, $d=32,5\text{m}$, $h= 11,12\text{m}$ $\Rightarrow \begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{32.5}{25} = 1,3 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{32.5}{11.12} = 2,92 < 3 \end{cases}$

Condition non vérifiées alors on ne tiendra pas compte des forces de frottement.

II.2.2.2 Vent sur façade principale (direction V_2) :a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe 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 1m^2 et 10m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

➤ Parois verticales :

On se réfère au paragraphe 1.1.2 du chapitre V à la figure (5.1) du RNVA99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5.1) pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe} , pour chaque direction du vent considérée.

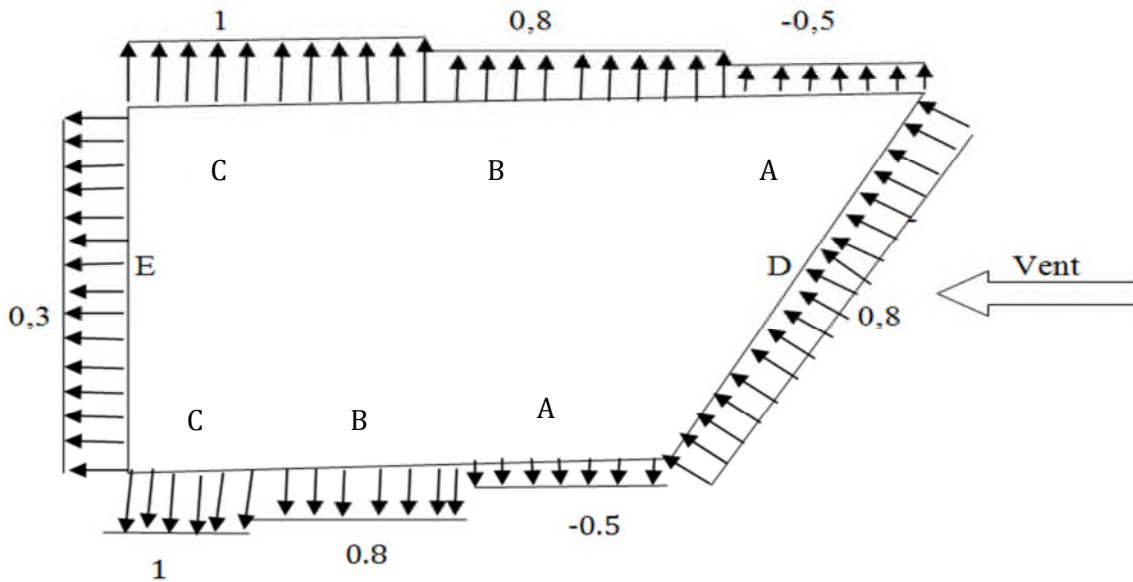
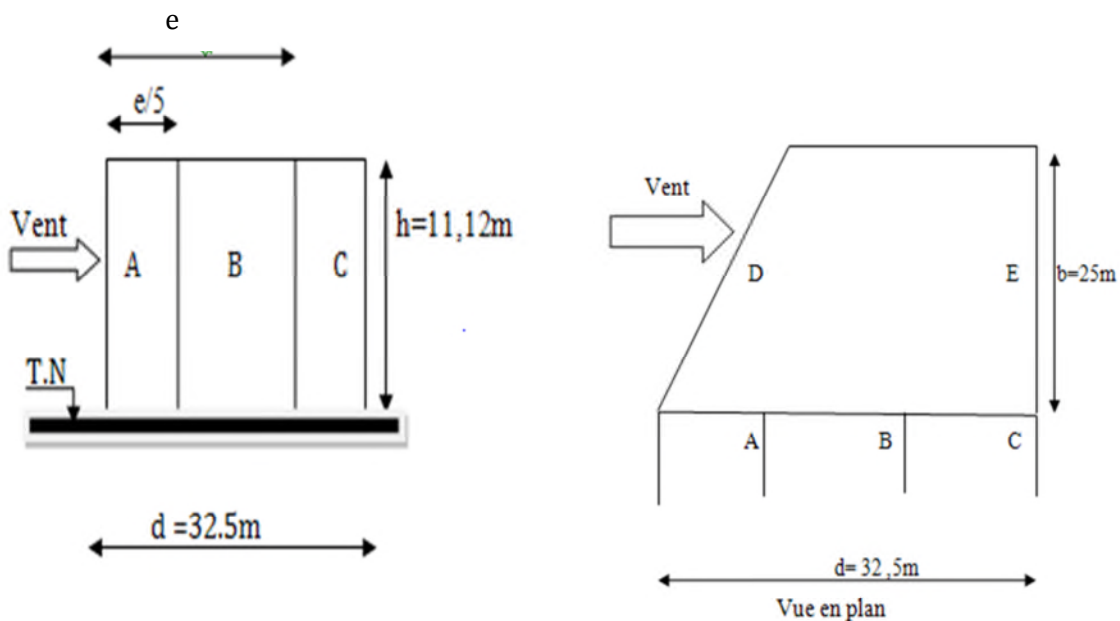


Figure II.8 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales (direction V_2).



Vue en élévation direction de V_2

Figure II.9: Légende pour les parois verticale.

Dans notre cas on a :

$b = 25,71\text{m}$; $d = 32,5\text{m}$; $h = 11,12\text{m}$;

$e = \min [b; 2 \times h]$; $e = \min [25 ; 2 \times 11,12]$; $e/5 = 4,448\text{m}$.

Les surfaces des zones (A, B, C, D et E) sont :

Zones	A = (e/5 × h)	B = (e-e/5).h	C = (d-e).h	D = (b×h)	E = (b×h)
Surfaces (m ²)	49,46	197,84	114,1	285,9	278

Tableau II. 10: Les surfaces élémentaires.

Les surfaces des zones de la paroi (A, B, C, D et E) sont : $S \geq 10\text{m}^2 \Rightarrow C_{pe,1} = C_{pe,10}$ (§1.1.1.2 chapitre 5 RNVA99).

Zones	A	B	C	D	E
C _{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.11 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la paroi.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante : (tableau5.1 chapitre 5 RNVA99).

➤ **La toiture :**

Dans notre cas la toiture est à deux versants avec une pente de **8 %** ce qui nous donne un angle $\alpha = 4.57^\circ$; Selon RNVA 99(§1.1.5 chap5) Les différentes zones de pression F,G,H et I sont représentées sur la figure suivante :

$b = 25\text{m}$; $d = 32,5\text{m}$; $h = 11,12\text{m}$

$e = \min [b; 2 \times h] = 22,24\text{m}$; $e/10 = 2,224\text{m}$; $e/2 = 11,12\text{m}$.

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure suivante :

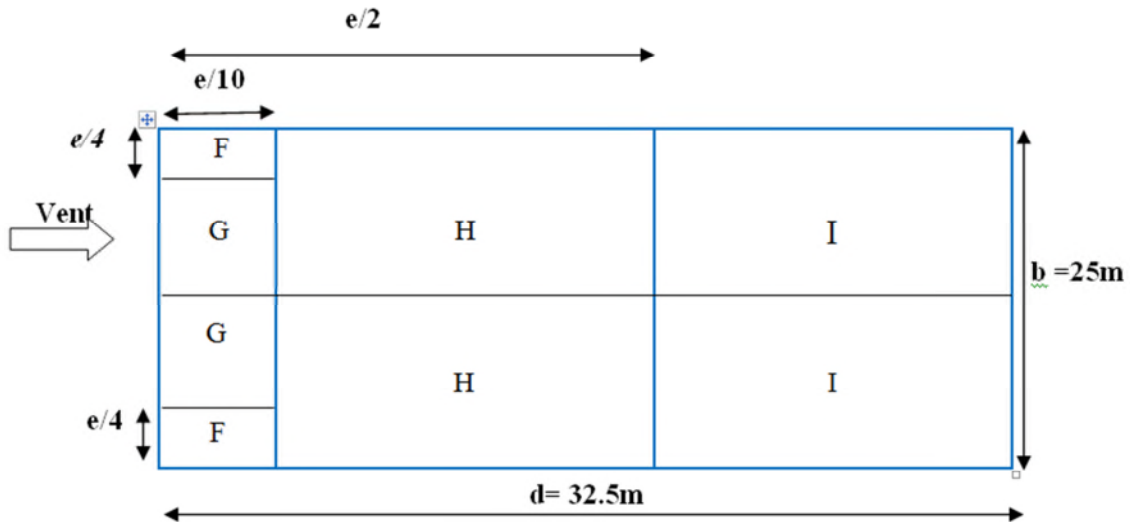


Figure II .10 : légende pour les toitures à deux versants.

On a $\alpha=4,57^\circ$ donc d’après le tableau 5.4 RNVA99 ($\theta=90^\circ$) en prend les valeurs de $\alpha = 5^\circ$

Zone	F	G	H	I
Surface(m ²)	12.36	12.36	228,71	549,68
C _{pe}	-1.6	-1.3	-0.7	-0.5

Tableau II.12: valeur de C_{pe} pour la toiture (direction V₂).

b) Calcul de coefficient de pression intérieure (C_{Pi}) :

Le coefficient de pression intérieure C_{Pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné par la figures 5.15 en fonction de perméabilité μ_p . Dans notre cas le bâtiment est avec cloisons intérieures, donc on prend les valeurs suivantes C_{Pi,1}=+0.8 et C_{Pi,2}=-0.5

[RNV99, P41 ; paragraphe 2.2.2 (chapitre V)]

Les pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

Les valeurs des pressions q_j sont données dans les tableaux ci- après :

➤ **Parois verticales :**

Niveau RDC

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[\text{daN/m}^2]$	$q_{j,2}[\text{daN/m}^2]$
A	0.92	612.375	-1	0.8	-0.5	-101.41	-28.17
B	0.92	612.375	-0.8	0.8	-0.5	-90.14	-16.90
C	0.92	612.375	-0.5	0.8	-0.5	-73.24	0
D	0.92	612.375	+0.8	0.8	-0.5	0	73.24
E	0.92	612.375	-0.3	0.8	-0.5	-61.97	11.26

Tableau II. 13: valeurs des pressions q_j pour le RDC (direction V_2).

Premier étage:

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[\text{daN/m}^2]$	$q_{j,2}[\text{daN/m}^2]$
A	0.92	616.875	-1	0.8	-0.5	-102.15	-28.37
B	0.92	616.875	-0.8	0.8	-0.5	-90.80	-17.02
C	0.92	616.875	-0.5	0.8	-0.5	-73.78	0
D	0.92	616.875	+0.8	0.8	-0.5	0	73.78
E	0.92	616.875	-0.3	0.8	-0.5	-62.42	11.35

Tableau II.14: Valeurs des pressions q_j pour le 1^{er} étage (direction V_2).

Toiture:

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[\text{daN/m}^2]$	$q_{j,2}[\text{daN/m}^2]$
F	0.92	694.875	-1.6	0.8	-0.5	-153.43	-70.32
G	0.92	694.875	-1,3	0.8	-0.5	-134.25	-51.14
H	0.92	694.875	-0.7	0.8	-0.5	-95.89	-12.78
I	0.92	694.875	-0,5	0.8	-0.5	-83.12	0

Tableau II.15: Valeurs des pressions q_j pour la toiture (direction V_2).

c) Calcul de force du frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèle à la direction du vent.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculés sont celle pour lesquelles soit le rapport $d/h \geq 3$, ou bien le rapport $d/b \geq 3$.

Où :

b : est la dimension de la construction perpendiculaire au vent.

h : est la hauteur de construction.

d : est la dimension de la construction parallèle au vent.

[RNV99, P41 ; paragraphe 1.4.2 (chapitre II)]

Dans notre cas :

- Pour la direction V_2 : $b=25,71m$, $d=32,5m$, $h= 11,12m$: $\Rightarrow \begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{32,5}{25,71} = 1,26 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{32,5}{11,12} = 2,92 < 3 \end{cases}$

Condition non vérifiées alors on ne tiendra pas compte des forces de frottement.

II.2.2.3 Vent sur façade principale (direction V_3) :

a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe 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 $1m^2$ et $10m^2$, auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

➤ **Parois verticales :**

On se réfère au paragraphe 1.1.2 du chapitre V à la figure (5.1) du RNVA99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5.1) pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe} , pour chaque direction du vent considérée.

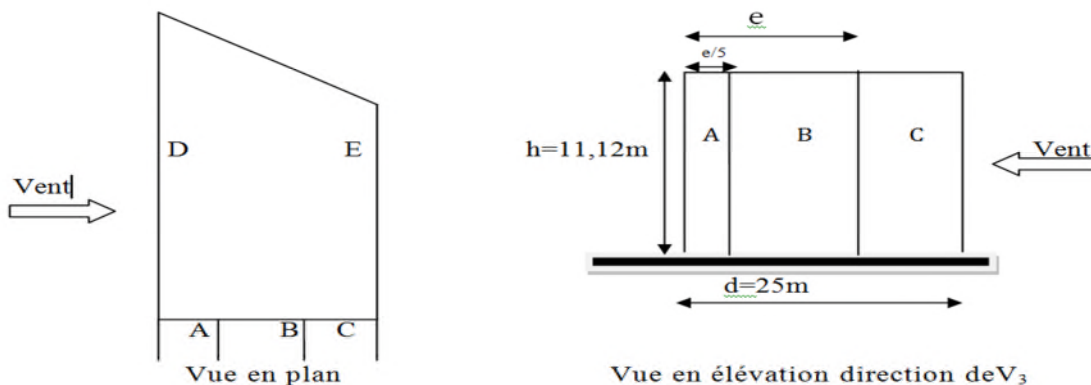


Figure II.11: Légende pour les parois verticale.

Dans notre cas on a :

$b = 32,5\text{m}; d = 25\text{m}; h = 11,12\text{m};$

$e = \min [b; 2 \times h] ; e = \min [25 ; 2 \times 11,12] ; e = 22,24\text{m} \Rightarrow d > e ; e/5 = 4,448\text{m}.$

Les surfaces des zones (A, B, C, D et E) sont :

Zones	A= (e/5× h)	B = (e-e/5).h	C = (d-e).h	D = (b×h)	E = (b×h)
Surfaces (m²)	49,46	197,84	30,7	361,4	278

Tableau II.16: Les surfaces élémentaires.

Les surfaces des zones de la paroi (A, B, C, D et E) sont : $S \geq 10\text{m}^2 \Rightarrow C_{pe,1} = C_{pe,10}$ (§1.1.1.2 chapitre 5 RNVA99).

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

Tableau II.17 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la paroi.

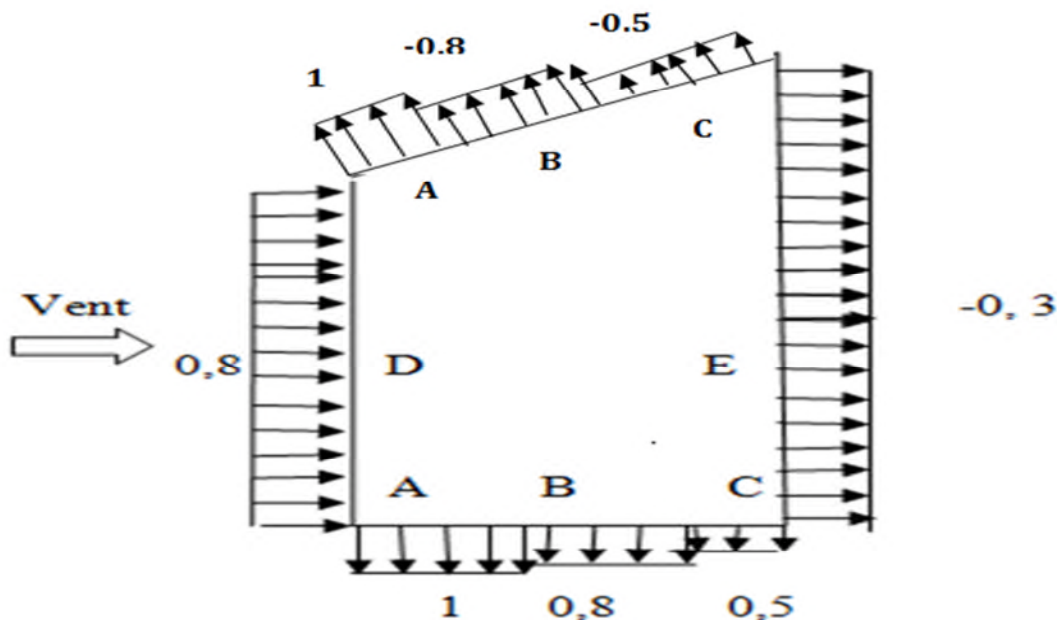


Figure II.12: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales (direction V3).

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante : (tableau 5.1 chapitre 5 RNVA99).

➤ **La toiture :**

Dans notre cas la toiture est à deux versants avec une pente de 8 % ce qui nous donne un angle $\alpha=4.57^\circ$; Selon RNVA 99 (§1.1.5 chap5) Les différentes zones de pression F,G,H et I sont représentées sur la figure suivante :

$b = 32,5\text{m}$; $d = 25\text{m}$; $h = 11,12\text{m}$

$e = \min [b; 2 \times h] = 22,24\text{m}$; $e/10 = 2,224\text{m}$; $e/2 = 11,12\text{m}$.

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure suivante :

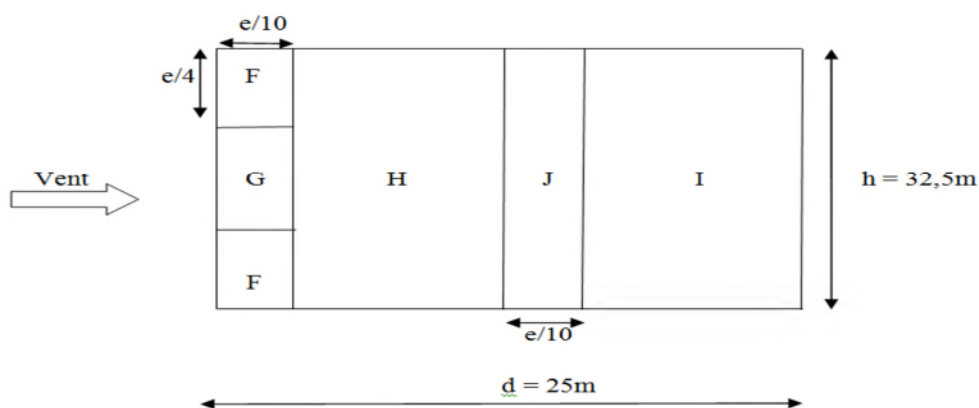


Figure II.13 : légende pour les toitures à deux versants.

On a $\alpha=4,57^\circ$ donc d'après le tableau 5.4 RNVA99 ($\theta=0^\circ$) en prend les valeurs de $\alpha = 5^\circ$

Zone	F	G	H	I	J
Surface(m ²)	12,36	47,55	333,77	333,77	72,28
C _{pe}	-1,7	-1,2	-0,6	-0,3	-0,3

Tableau II.18: valeur de C_{pe} pour la toiture direction V₃.

b) Calcul de coefficient de pression intérieure (C_{pi}) :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné par la figures 5.15 en fonction de perméabilité μ_p . Dans notre cas le bâtiment est avec cloisons intérieures, donc on prend les valeurs suivantes C_{pi,1}=+0.8 et C_{pi,2}=-0.5

[RNV99, P41 ; paragraphe 2.2.2 (chapitre V)]

Les pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

Les valeurs des pressions q_j sont données dans les tableaux ci- après :

➤ **Parois verticales :**

Niveau RDC:

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[\text{daN/m}^2]$	$q_{j,2}[\text{daN/m}^2]$
A	0,91	612,375	-1	0.8	-0.5	-100,31	-27,86
B	0,91	612,375	-0,8	0.8	-0.5	-89,16	-16.72
C	0,91	612,375	-0,5	0.8	-0.5	-72,44	0
D	0,91	612,375	+0,8	0.8	-0.5	0	72,44
E	0,91	612,375	-0,3	0.8	-0.5	-61,30	11,14

Tableau II. 19: valeurs des pressions q_j pour le RDC direction V_3 .

Premier étage:

ZONE	C_d	q_{dyn}	C_{Pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[\text{daN/m}^2]$	$q_{j,2}[\text{daN/m}^2]$
A	0,91	616,875	-1	0.8	-0.5	-101,04	-28,07
B	0,91	616,875	-0,8	0.8	-0.5	-89,81	-16,84
C	0,91	616,875	-0,5	0.8	-0.5	-72,97	0
D	0,91	616,875	+0,8	0.8	-0.5	0	72,97
E	0,91	616,875	-0,3	0.8	-0.5	-61,75	11,23

Tableau II.20: Valeurs des pressions q_j pour le 1^{er} étage direction V_3 .

Toiture:

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}[\text{daN/m}^2]$	$q_{j,2}[\text{daN/m}^2]$
F	0,91	694,875	-1,7	0,8	-0,5	-158,08	-75,88
G	0,91	694,875	-1,2	0,8	-0,5	-126,47	-44,26
H	0,91	694,875	-0,7	0,8	-0,5	-88,53	-6,32
I	0,91	694,875	-0,3	0,8	-0,5	-62,55	12,65
J	0,91	694,875	-0,3	0,8	-0,5	-62,55	12,65

Tableau II.21: Valeurs des pressions q_j pour la toiture direction V_3 .

c) Calcul de force du frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèle à la direction du vent.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculés sont celle pour lesquelles soit le rapport $d/h \geq 3$, ou bien le rapport $d/b \geq 3$.

Où :

b : est la dimension de la construction perpendiculaire au vent.

h : est la hauteur de construction.

d : est la dimension de la construction parallèle au vent.

[RNV99, P41 ; paragraphe 1.4.2 (chapitre II)]

Dans notre cas :

- Pour la direction V_3 : $b=32,5\text{m}$, $d=25\text{m}$, $h= 11,12\text{m} \Rightarrow \begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{25}{32,5} = 0,77 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{25}{11,12} = 2,25 < 3 \end{cases}$

Condition non vérifiées alors on ne tiendra pas compte des forces de frottement.

II.2.2.4 Vent sur façade principale (direction V_4) :a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe 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 1m^2 et 10m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

➤ **Parois verticales :**

On se réfère au paragraphe 1.1.2 du chapitre V à la figure (5.1) du RNVA99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5.1) pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe} , pour chaque direction du vent considérée.

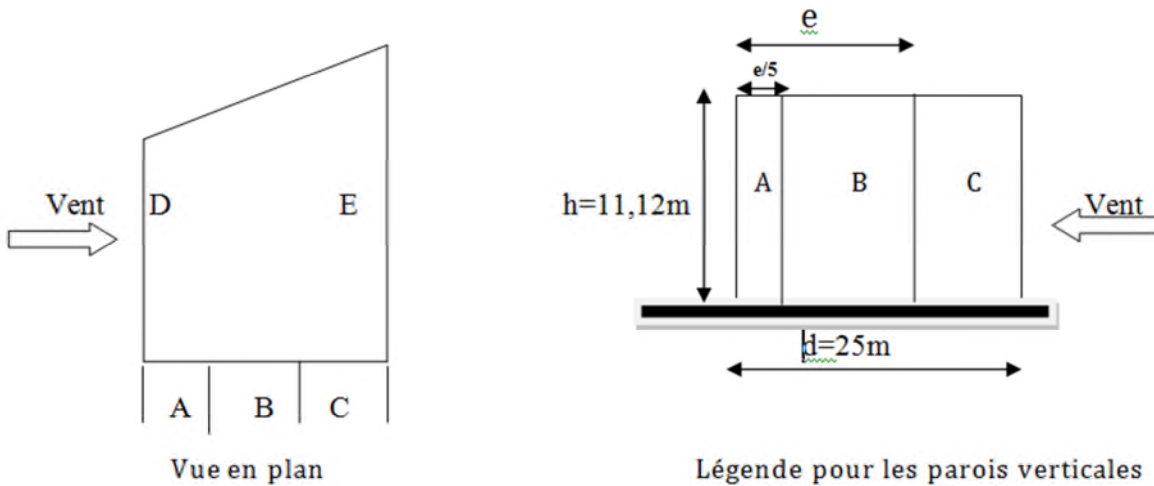


Figure II. 14: Légende pour les parois verticales.

Dans notre cas on a :

$b = 25m; d = 25m ; h = 11,12m ;$

$e = \min [b; 2 \times h] ; e = \min [25 ; 2 \times 11,12] ; e = 22,24m \Rightarrow d > e ; e/5 = 4,448m.$

Les surfaces des zones (A, B, C, D et E) sont :

Zones	$A = (e/5 \times h)$	$B = (e - e/5) \cdot h$	$C = (d - e) \cdot h$	$D = (b \times h)$	$E = (b \times h)$
Surfaces (m ²)	49,46	197,84	30,7	278	361,4

Tableau II.22: Les surfaces élémentaires.

Les surfaces des zones de la paroi (A, B, C, D et E) sont : $S \geq 10m^2 \Rightarrow C_{pe,1} = C_{pe,10}$ (§1.1.1.2 chapitre 5 RNVA99).

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

Tableau II.23 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la paroi.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante : (tableau 5.1 chapitre 5 RNVA99).

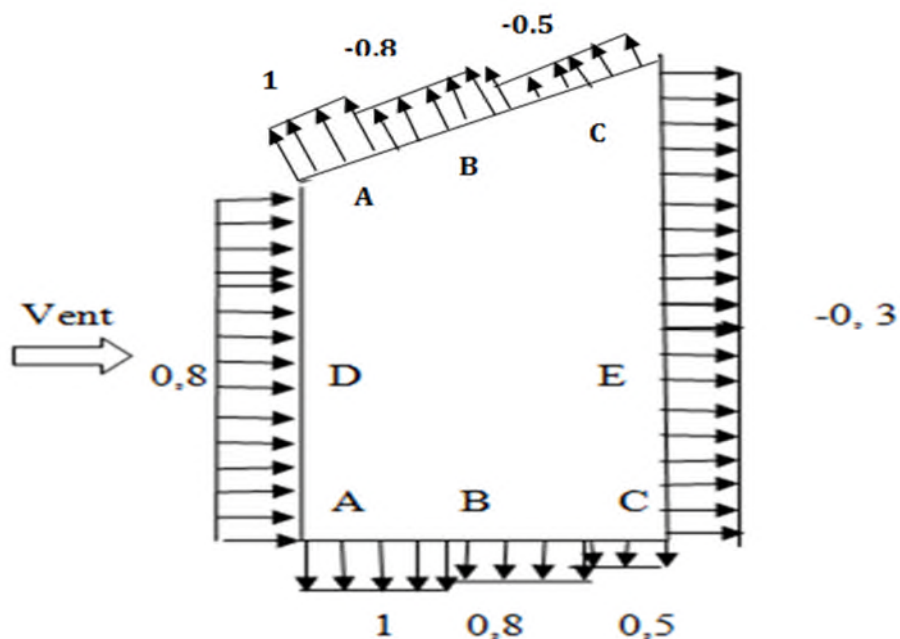


Figure II.15: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales (direction V4).

➤ La toiture :

Dans notre cas la toiture est à deux versants avec une pente de 8 % ce qui nous donne un angle $\alpha=4.57^\circ$; Selon RNVA 99(§1.1.5 chap5) Les différentes zones de pression F,G,H et I sont représentées sur la figure suivante :

$b = 25\text{m}$; $d = 25\text{m}$; $h = 11,12\text{m}$

$e = \min [b; 2 \times h] = 22,24\text{m}$; $e/10 = 2,224\text{m}$; $e/2 = 11,12\text{m}$.

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure suivante :

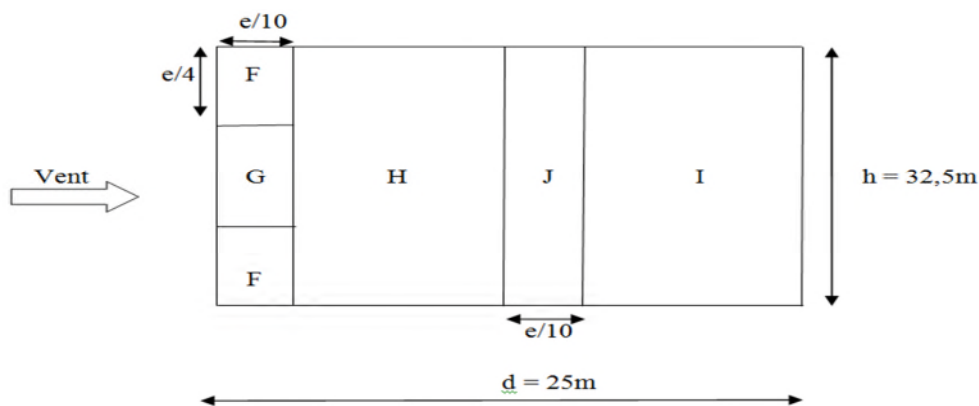


Figure II.16 : légende pour les toitures à deux versants.

On a $\alpha=4,57^\circ$ donc d'après le tableau 5.4 RNVA99 ($\theta=0^\circ$) en prend les valeurs de $\alpha = 5^\circ$

Zone	F	G	H	I	J
Surface(m ²)	12,36	47,55	256,75	256,75	55,6
C _{pe}	-1,7	-1,2	-0,6	-0,3	-0,3

Tableau II.24: valeur de C_{pe} pour la toiture direction V₄.

b) Calcul de coefficient de pression intérieure (C_{Pi}) :

Le coefficient de pression intérieur C_{Pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné par la figures 5.15 en fonction de perméabilité μ_p . Dans notre cas le bâtiment est avec cloisons intérieures, donc on prend les valeurs suivantes C_{Pi,1}=+0,8 et C_{Pi,2}=-0,5

[RNV99, P41 ; paragraphe 2.2.2 (chapitre V)]

Les pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

Les valeurs des pressions q_j sont données dans les tableaux ci- après :

➤ **Parois verticales :**

Niveau RDC:

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} [daN/m ²]	q _{j,2} [daN/m ²]
A	0.92	612.375	-1	0.8	-0.5	-101.41	-28.17
B	0.92	612.375	-0.8	0.8	-0.5	-90.14	-16.90
C	0.92	612.375	-0.5	0.8	-0.5	-73.24	0
D	0.92	612.375	+0.8	0.8	-0.5	0	73.24
E	0.92	612.375	-0.3	0.8	-0.5	-61.97	11.26

Tableau II.25: valeurs des pressions q_j pour le RDC direction V₄.

Premier étage:

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{Pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} [daN/m ²]	q _{j,2} [daN/m ²]
A	0.92	616.875	-1	0.8	-0.5	-102.15	-28.37
B	0.92	616.875	-0.8	0.8	-0.5	-90.80	-17.02
C	0.92	616.875	-0.5	0.8	-0.5	-73.78	0
D	0.92	616.875	+0.8	0.8	-0.5	0	73.78
E	0.92	616.875	-0.3	0.8	-0.5	-62.42	11.35

Tableau II.26: Valeurs des pressions q_j pour le 1^{er} étage direction V4.

Toiture:

ZONE	C _d	Q _{dyn}	C _{Pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} [daN/m ²]	q _{j,2} [daN/m ²]
F	0,92	694,875	-1,7	0,8	-0,5	-159,82	-76,71
G	0,92	694,875	-1,2	0,8	-0,5	-127,85	-44,75
H	0,92	694,875	-0,6	0,8	-0,5	-89,50	-6,40
I	0,92	694,875	-0,3	0,8	-0,5	-70,32	12,78
J	0,92	694,875	-0,3	0,8	-0,5	-70,32	12,78

Tableau II.27: Valeurs des pressions q_j pour la toiture direction V₄.

c) Calcul de force du frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèle à la direction du vent.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculés sont celle pour lesquelles soit le rapport $d/h \geq 3$, ou bien le rapport $d/b \geq 3$.

Où :

b : est la dimension de la construction perpendiculaire au vent.

h : est la hauteur de construction.

d : est la dimension de la construction parallèle au vent.

[RNV99, P41 ; paragraphe 1.4.2 (chapitre II)]

Dans notre cas :

$$\text{Pour la direction } V_4 : b=25\text{m, } d=25\text{m, } h= 11,12\text{m} \Rightarrow \begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{25}{25} = 1 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{25}{11.12} = 2,25 < 3 \end{cases}$$

Condition non vérifiées alors on ne tiendra pas compte des forces de frottement.

II .3 Force résultante :

Selon le paragraphe 2.1.1 du chapitre II du RNV99, la force résultante R se décompose en deux forces :

- Une force horizontale F_w qui correspondant à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces à la toiture.
- Une force verticale F_u qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.
- **La force résultante R est donnée par :**

$$R = \sum(q_j \times s_j) + \sum F_{frj} \quad [\text{N}]$$

[RNV99, P44; formule2.9 (Chapitre II)]

a) vent perpendiculaire au pignon (direction V_1) :

1) Cas de $C_{pi} = 0,8$

zone	Niveau	q_j (daN/m ²)	Surface (m ²)	F_w (daN)	F_u (daN)	
D	RDC	73,24	153	0	0	
	1 ^{ere} étage	73,78	100	0	0	
E	RDC	61,94	153	9745,64	0	
	1 ^{ere} étage	62,42	100	6419,27	0	
F	Toiture	153,43	24,72	0	3792,79	
G	Toiture	134,24	24,72	0	3318,41	
H	Toiture	95,89	222.4	0	42651,87	
I	Toiture	83,11	534.5	0	82611,34	
				F_{frj}	0	0
				$\sum F$	16164,91	132374,41

Tableau II .28 : Force résultante pour la direction du V_1 .

2) Cas de $C_{pi}=-0,5$

zone	Niveau	q_j (daN/m ²)	Surface (m ²)	F_w (daN)	F_u (daN)	
D	RDC	73,24	153	11205,72	0	
	1 ^{ere} étage	73,78	100	7378	0	
E	RDC	11,26	157,34	1771,65	0	
	1 ^{ere} étage	11,35	102,84	1167,234	0	
F	Toiture	70,32	24,72	0	1738,31	
G	Toiture	51,14	24,72	0	1264,18	
H	Toiture	12,78	444,8	0	5684,54	
I	Toiture	0	994	0	0	
				F_{fre}	0	0
				$\sum F$	21522,60	8687,03

Tableau II .29 : Force résultante pour $C_{pi}=-0,5$ (sens V_1) .

b) vent perpendiculaire au pignon (sens V_2 de vent) :

1) Cas de $C_{pi}=0,8$

Zone	Niveau	q_j (daN/m ²)	Surface (m ²)	F_w (daN)	F_u (daN)	
D	RDC	0	153	0	0	
	1 ^{ere} étage	0	100	0	0	
E	RDC	61,94	157,34	9745,64	0	
	1 ^{ere} étage	62,42	102,84	6419,27	0	
F	Toiture	153,43	24,72	0	3792,79	
G	Toiture	134,24	24,72	0	3318,41	
H	Toiture	95,89	444,8	0	42651,87	
I	Toiture	83,11	994	0	82611,34	
				F_{fre}	0	0
				$\sum F$	16164,91	132374,41

Tableau II .30 : Force résultante pour $C_{pi}=0,8$ (sens V_2).

2) Cas de $C_{pi}=-0,5$

Zone	Niveau	q_j (daN/m ²)	Surface (m ²)	F_w (daN)	F_u (daN)	
D	RDC	73,24	153	11205,72	0	
	1 ^{ere} étage	73,78	100	7378	0	
E	RDC	11,26	157,34	1771,65	0	
	1 ^{ere} étage	11,35	102,84	1167,234	0	
F	Toiture	70,32	24,72	0	1738,31	
G	Toiture	51,14	24,72	0	1264,18	
H	Toiture	12,78	444,8	0	5684,54	
I	Toiture	0	994	0	0	
				F_{fre}	0	0
				$\sum F$	21522,60	8687,03

Tableau II .31 : Force résultante pour $C_{pi}=-0,5$ (sens V2) .

c) vent perpendiculaire au long pan (sens V₃ de vent) :

1) Cas de $C_{pi}=0,8$

zone	Niveau	q_j (daN/m ²)	Surface (m ²)	F_w (daN)	F_u (daN)	
D	RDC	0	153	0	0	
	1 ^{ere} étage	0	100	0	0	
E	RDC	61,30	157,34	9644,94	0	
	1 ^{ere} étage	61,30	102,84	6304,09	0	
F	Toiture	151,76	24,72	0	3751,51	
G	Toiture	132,79	24,72	0	3287,02	
H	Toiture	94,85	444,8	0	42189,28	
I	Toiture	82,20	994	0	81706,8	
				F_{fre}	0	0
				$\sum F$	15949,03	130934,61

Tableau II .32 : Force résultante pour $C_{pi}=0,8$ (sens V3).

2) Cas de $C_{pi} = -0,5$

zone	Niveau	q_j (daN/m ²)	Surface (m ²)	F_w (daN)	F_u (daN)	
D	RDC	72,44	153	11083,32	0	
	1 ^{ere} étage	72,44	100	7244	0	
E	RDC	11,14	157,34	1752,77	0	
	1 ^{ere} étage	11,14	102,84	1145,64	0	
F	Toiture	70,32	24,72	0	1738,31	
G	Toiture	51,14	24,72	0	1264,18	
H	Toiture	12,78	444,8	0	5725,44	
I	Toiture	0	994	0	0	
				F_{fre}	0	0
				$\sum F$	21225,73	8727,93

Tableau II .33 : Force résultante pour $C_{pi} = -0,5$ (sens V3).

d) vent perpendiculaire au long pan (sens V4 de vent) :

1) Cas de $C_{pi} = 0,8$

Zone	Niveau	q_j (daN/m ²)	Surface (m ²)	F_w (daN)	F_u (daN)	
D	RDC	0	153	0	0	
	1 ^{ere} étage	0	100	0	0	
E	RDC	61,94	157,34	9745,64	0	
	1 ^{ere} étage	62,42	102,84	6419,27	0	
F	Toiture	153,43	24,72	0	3792,79	
G	Toiture	134,24	24,72	0	3318,41	
H	Toiture	95,89	444,8	0	42651,87	
I	Toiture	83,11	994	0	82611,34	
				F_{fre}	0	0
				$\sum F$	16164,91	132374,41

Tableau II .34 : Force résultante pour $C_{pi} = 0,8$ (sens V4).

2) Cas de $C_{pi} = -0,5$

Zone	Niveau	q_j (daN/m ²)	Surface (m ²)	F_w (daN)	F_u (daN)	
D	RDC	73,24	153	11205,72	0	
	1 ^{ere} étage	73,78	100	7378	0	
E	RDC	11,26	157,34	1771,65	0	
	1 ^{ere} étage	11,35	102,84	1167,234	0	
F	Toiture	70,32	24,72	0	1738,31	
G	Toiture	51,14	24,72	0	1264,18	
H	Toiture	12,78	444,8	0	5684,54	
I	Toiture	0	994	0	0	
				F_{fre}	0	0
				$\sum F$	21522,60	8687,03

Tableau II .35 : Force résultante pour $C_{pi} = -0,5$ (sens V4).

II.3.1 Excentricité de la force globale horizontale:

L'excentricité de la force globale horizontale F_w doit être calculée comme suite afin de tenir compte de la torsion : (RNV99 –Chapitre 2, § 2.2.1).

Où :

b : (en m) est la dimension à la base du maitre-couple

➤ Direction V1 et V2: (direction principale) :

Donc:

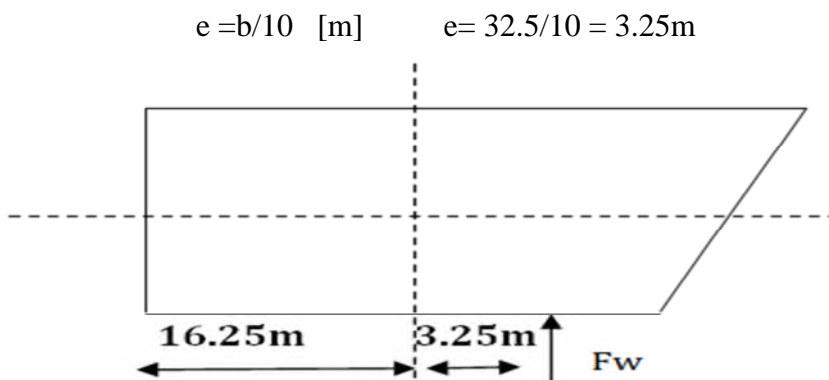


Figure II.17: Excentricité de la force globale (F_w).

➤ Direction V3 et V4 : (direction secondaire défoncement) :

$$e = \pm 25.71/10 = \pm 2.57\text{m}$$

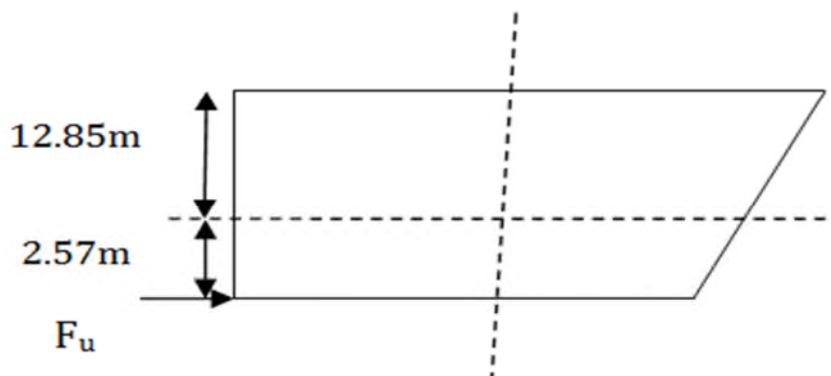


Figure II.18: excentricité de la force globale (F_u).

II.4. Action de la neige:

Le règlement RNVA99 a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus de sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante : $S = \mu \times S_k$ [KN/m²] [Art.3.1.1 formule 1 P13 RNVA99]

Ou :

S_k : est la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNVA 99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 RNVA99.

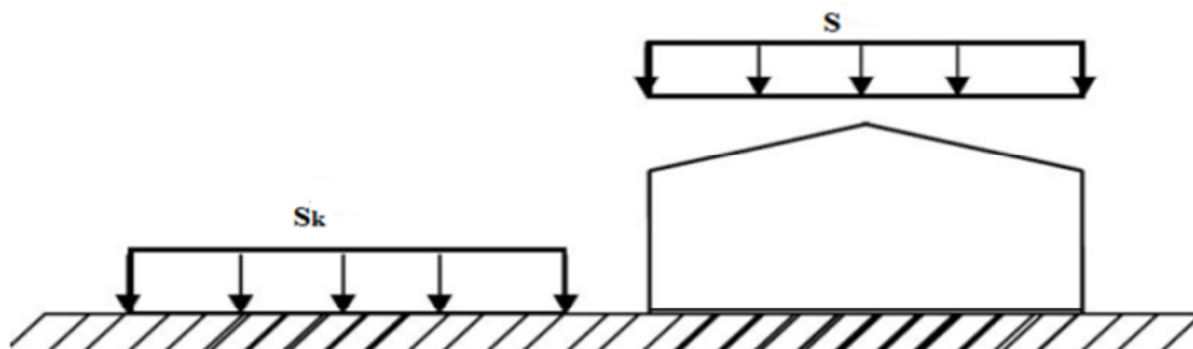


Figure II.19 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

II.4.1 Calcul de la charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude de lieu considéré.

D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Bejaia est située en A :

$$S_k = 0,07 \times H + 15/100 \quad [\text{KN/m}^2] \quad [\text{Art.4.2 P16 RNVA99}]$$

H : l'altitude du site considéré par rapport au niveau de la mer.

Pour notre site : l'altitude $H = 200\text{m}$.

Donc : $S_k = 0,29 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Coefficient de forme de la toiture** : Il est on fonction de la forme de la toiture.

Dans note cas le bâtiment a une toiture à deux versants avec une pente α de :

$$0^\circ \leq \alpha \approx 4,57^\circ \leq 15^\circ$$

D'où on aura le coefficient de pente : $\mu = 0.8$ [Tableau 6.2 P18 RNVA99],

II .4.2 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 :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2]$$

➤ **Application numérique :**

$$S = 0.8 \times 0,29 = 0,232 \text{ KN/m}^2$$

III.1 Introduction :

Les caractéristiques de notre structure (géométrie, matériaux), étant définies, nous passons, dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment qui se font par la condition de flèche et les vérifier par celle de résistance et de cisaillement.

III.2 Calcul des pannes :

III.2.1 Définition :

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

Elles sont réalisées soit en profilé formé à chaud en **(I)**, ou bien en **(U)**, soit en profilé formé à froid en **(Z)**, **(U)**, **(Σ)** ou en treillis pour les portées supérieures à **6m**.

On utilisera des profilés en **(I)** laminés à chaud.

III.2.2 Données du calcul :

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée **L=8,18m**, incliné d'un angle **$\alpha=4,57^\circ$** et dans l'entraxe « e » égale à **1,5m**.

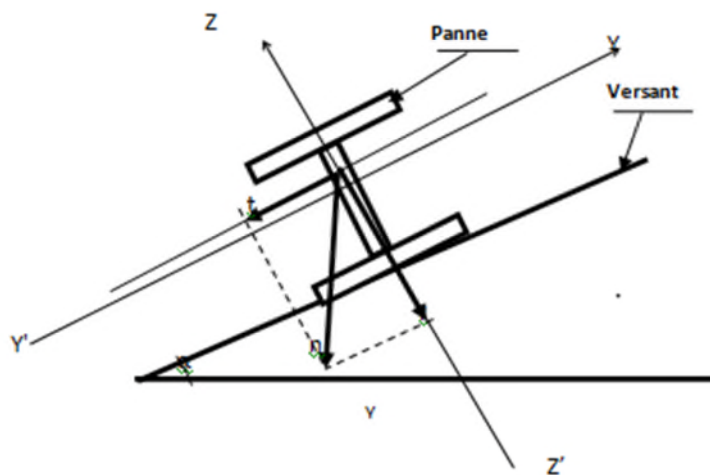


Figure III.1: Position de la panne sur le versant et repérage des axes.

III.2.3. Détermination des sollicitations

III.2.3.1. Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes (G) :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs TL75).....14,2kg/m².
- Poids propre d'accessoire d'attache.....4kg/m².
- Poids propre de la pannes (estimée).....12,9 kg/m.

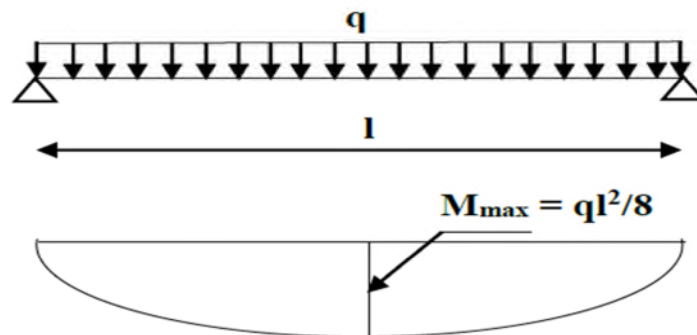


Figure III.2 : Schéma statique de la panne sous la charge permanente.

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoires}) \times (e)] + P_{panne}$$

e : espacement entre les pannes ($e = 1,5\text{m}$).

$$G = [(14,2 + 4) \times 1,5] + 12,9 = 40,2 \text{ Kg/m.}$$

$$G = 0,402 \text{ KN/m.}$$

b) Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune située à $1/3$ et $2/3$ de la portée de la panne.

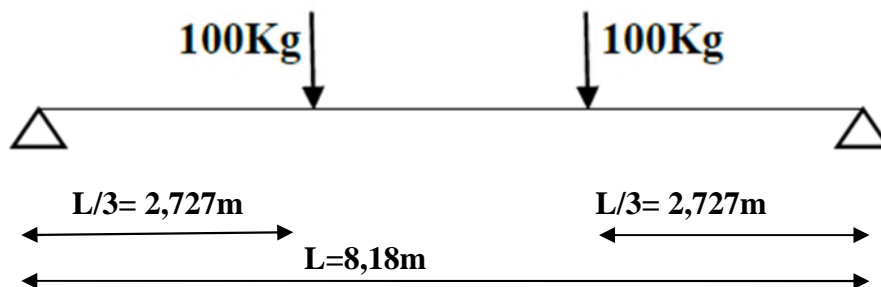


Figure III.3 : Schéma statique de la panne sous charge d'entretien.

$$M_{\max} = P \cdot L / 3$$

$$M_{\max} = 100 \times 2,727 = 272,667 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\max} = 2,726 \text{ KN/m}$$

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitation), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à P' aux charges ponctuelles (P).

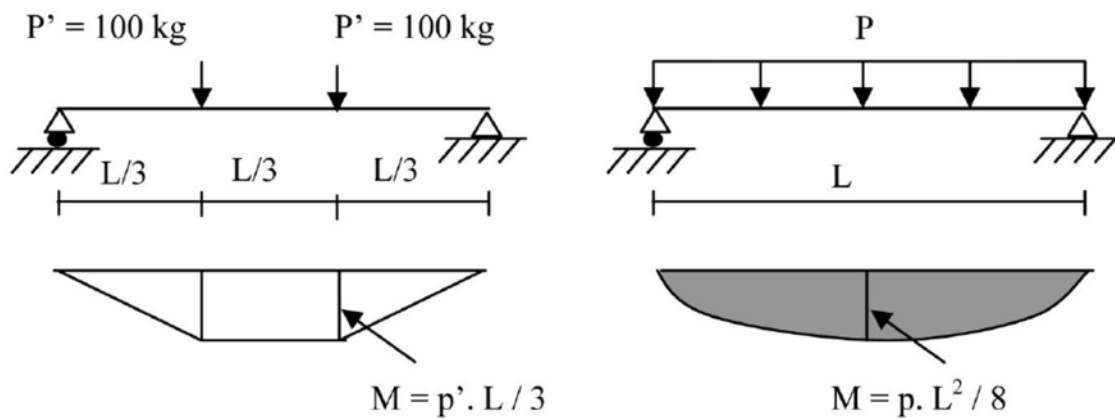


Figure III.4 : Schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{\max} = P' \times \frac{l}{3} = P \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow P = \frac{8}{3} \times \frac{P'}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{8,18}$$

$$P = 32,6 \text{ Kg/m} \Rightarrow P = 0,326 \text{ KN/m.}$$

c) Surcharges climatiques :

1) Surcharge du vent (W) :

Sollicitation extrême et le cas du vent sur la façade latérale droite, dont $C_{pi} = +0.8$ chargée en zone (F).

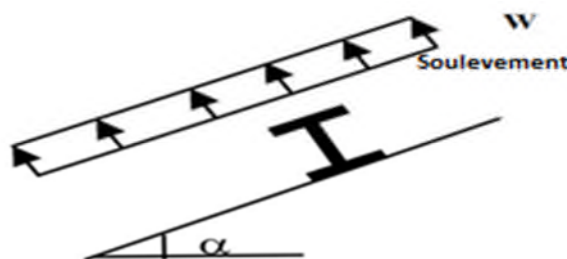


Figure II.1 : Schéma statique des surcharges climatique du vent sur les pannes.

$W = -1,598 \text{ KN/m}^2$ (vent de soulèvement sens V_4 ; la zone F).

La charge linéaire du vent est égale à :

$$W = -1,598 \times 1,5 = -2,397 \text{ KN/m.}$$

$$W = -2,397 \text{ KN/m.}$$

2) Surcharges de la neige (S) :

Les pannes sont sollicitées d'une charge de neige S

$$S = 0,232 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,232 \times 1,5 = 0,348 \text{ KN/ml}$$

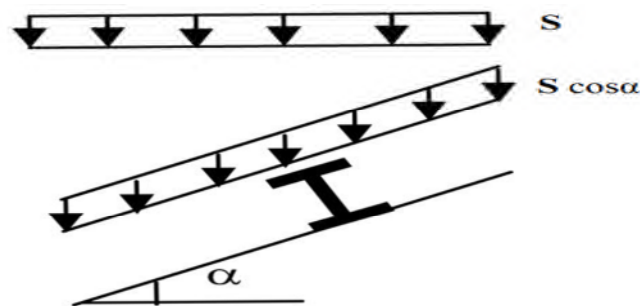


Figure III.2: Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes.

III.2.3.2. Combinaisons des charges les plus défavorables :

1. Les charges et surcharges appliquée :

$$G = 0,402 \text{ KN/m;}$$

$$Q = 0,326 \text{ KN/m;}$$

$$W = -2,397 \text{ KN/m;}$$

$$S = 0,348 \text{ KN/m.}$$

2. Décomposition des charges :

➤ Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,400 \text{ KN/m;}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,325 \text{ KN/m;}$$

$$W_{zz} = W = -2,397 \text{ KN/m;}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0,347 \text{ KN/m.}$$

➤ Suivant l'axe Y-Y :

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0,032 \text{ KN/m;}$$

$$Q_{yy} = Q \sin \alpha = 0,026 \text{ KN/m;}$$

$$W_{yy} = 0 \text{ KN/m;}$$

$$S_{yy} = S \sin \alpha = 0,028 \text{ KN/m;}$$

III.2.3.3. Les combinaisons d'actions :

1) ELU :

$$(1) \begin{cases} q_z^u = Gz + 1,5w_z \\ q_y^u = 1,35Gy + 1,5w_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 0,400 + 1,5 \times (-2,397) = -3,195 \text{ KN/m} \\ q_y^u = 1,35 \times 0,02 + 1,5 \times 0 = 0,043 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z^u = 1,35Gz + 1,5Sz \\ q_y^u = 1,35Gy + 1,5Sy \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 1,35 \times 0,400 + 1,5 \times 0,347 = 1,060 \text{ KN/m} \\ q_y^u = 1,35 \times 0,032 + 1,5 \times 0,028 = 0,085 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z^u = 1,35Gz + 1,5Qz \\ q_y^u = 1,35Gy + 1,5Qy \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 1,35 \times 0,400 + 1,5 \times 0,325 = 1,027 \text{ KN/m} \\ q_y^u = 1,35 \times 0,032 + 1,5 \times 0,026 = 0,082 \text{ KN/m} \end{cases}$$

2) ELS:

$$(1) \begin{cases} q_z^s = Gz + Wz \\ q_y^s = Gy + Wy \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^s = 0,400 + (-2,397) = -2 \text{ KN/m} \\ q_y^s = 0,032 + 0 = 0,032 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z^s = Gz + Sz \\ q_y^s = Gy + Sy \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^s = 0,400 + 0,347 = 0,747 \text{ KN/m} \\ q_y^s = 0,032 + 0,028 = 0,060 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z^s = Gz + Qz \\ q_y^s = Gy + Qy \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^s = 0,400 + 0,325 = 0,725 \text{ KN/m} \\ q_y^s = 0,032 + 0,026 = 0,058 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z^s = 1,25 \times (-2) = -2,5 \text{ KN/m} \\ q_y^s = 1,25 \times 0,060 = 0,075 \text{ KN/m} \end{cases}$$

III.2.4. Principe de pré dimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

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

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

III.2.4.1. Vérification à l'ELS (flèche) :

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

- ✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée :

$$f_{cal} = \frac{5q^s l^4}{384 EI} \leq f_{adm} = L/200$$

✓ Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargée :

$$f_{cal} = \frac{2,05q^s(L/2)^4}{384 EI} \leq f_{adm} = \frac{L/2}{200}$$

III.2.4.2. Vérification à l'ELU (résistance) :

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

a. Vérification à la flexion déviée (bi axiale N=0) :

Classe (1) et (2) : Calcul en plasticité :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad [5. 35 \text{ Art } 5. 4. 8. 1 \text{ EC03}].$$

Sections en I laminées : $\alpha = 2, \beta = 5n \geq 1 t_q$:

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} ; M_{pl} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

Classe (3) : Calcul en élasticité :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{ely,rd} \times f_y} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd} \times f_y} \leq 1 \quad t_q \quad f_y = \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \quad [5. 38 \text{ Art } 5. 4. 8. 2 \text{ EC03}].$$

Classe (4) :

$$\frac{M_{y,sd}}{W_{effy} \times f_y} + \frac{M_{z,sd}}{W_{effz} \times f_y} \leq 1 \quad t_q \quad f_y = \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad [5. 40 \text{ Art } 5. 4. 8. 3 \text{ EC03}].$$

b. Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{mo}} \quad [5. 20 \text{ Art } 5. 4. 6 \text{ EC03}].$$

Section en U laminée, effort parallèle à l'âme l'aire de cisaillement A_v :

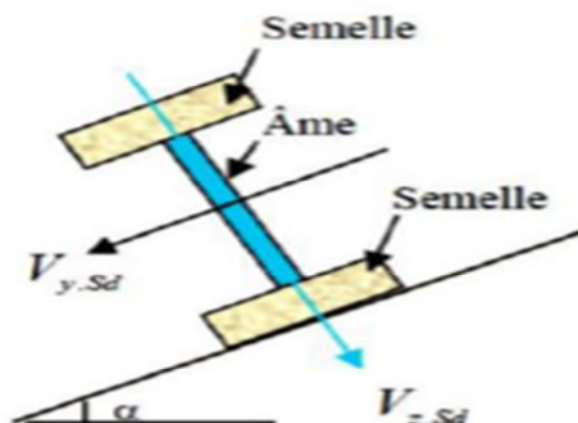


Figure III.7 : Plan de cisaillement

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$$

A : aire de la section transversale.

b : largeur hors tout.

d : hauteur l'âme.

h : hauteur hors tout.

r : rayon du congé de raccordement.

t_f : épaisseur de semelle.

t_w : épaisseur d'âme.

c. Vérification au déversement :

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la figure).

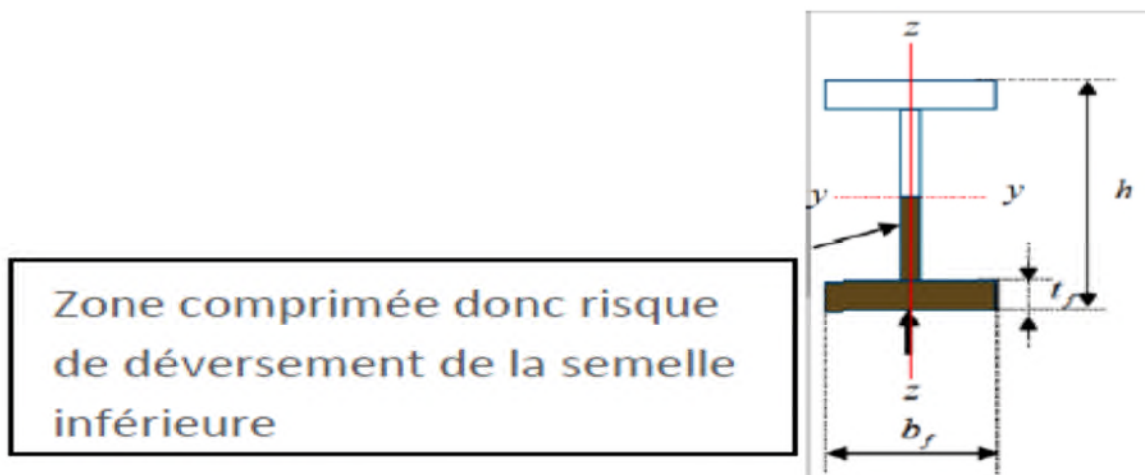


Figure III.8 : Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

$$M_{y,sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{Lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad [5.48 \text{ Art 5.5.2 EC03}].$$

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

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

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

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

χ_{Lt} : coefficient de réduction pour le déversement

III.2.5. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche à l'ELS :

On considère que les pannes sont simplement appuyées uniformément chargées.

$$f_z \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad f_z = \frac{5 \times q_z^s \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{818}{200} = 4,09 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2,5 \times 10^{-2} \times 818^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 4,09} = 1696,87 \text{ cm}^4$$

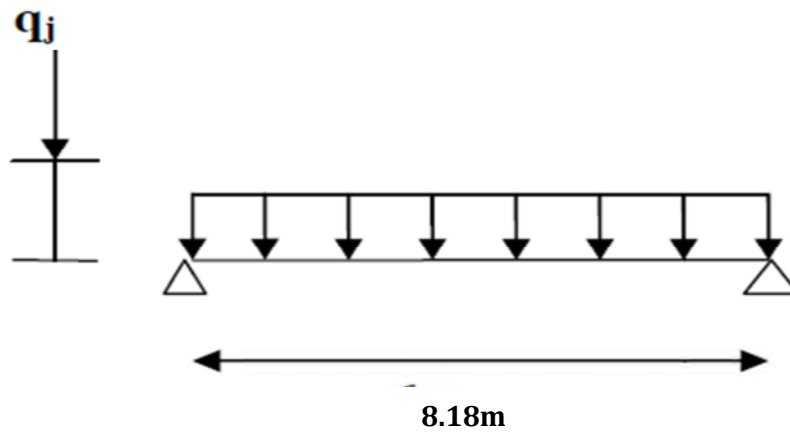


Figure III.9 : Schémas statique des pannes sur deux appuis.

En choisie de façon préliminaire un profilé IPE 200 avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$I_y = 1943 \text{ cm}^4$	$h = 200 \text{ mm}$	$d = 159 \text{ mm}$	$w_{ely} = 194,3 \text{ cm}^3$
$I_z = 142,4 \text{ cm}^4$	$b = 100 \text{ mm}$	$r = 12 \text{ mm}$	$w_{elz} = 28,47 \text{ cm}^3$
$A = 28,5 \text{ cm}^2$	$t_w = 5,6 \text{ mm}$	$A_{vz} = 14 \text{ mm}^2$	$w_{ply} = 220,6 \text{ cm}^3$
$G = 22,4 \text{ Kg/m}$	$t_f = 8,5 \text{ mm}$	$A_{vy} = 18 \text{ cm}^2$	$w_{plz} = 44,61 \text{ cm}^3$

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE200.

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoires}) \times (e)] + P_{panne}$$

$$G = [(14,2 + 4) \times 1,5] + 22,4 = 49,7 \text{ kg/m}$$

$$G = 0,497 \text{ KN/m.}$$

$$G_{zz} = G \cos = 0,495 \text{ KN/m}$$

$$G_{yy} = G \sin = 0,040 \text{ KN/m}$$

Si on ajoute le poids propre de l'IPE 200 dans la vérification de f_y c'est-à-dire dans q_y^S on aura : $q_y^S = 1,25 \times (0,04 + 0,028) = 0,087 \text{ KN/m}$.

$$I_z \geq \frac{5 \times 0,085 \times 10^{-2} \times (818)^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 4,09} = 57,693 \text{ cm}^4 \text{ l'IPE 200 est vérifiée à l'ELS}$$

Le calcul à l'ELS considère l'IPE 200 comme suffisant car la flèche est vérifiée dans les deux directions y et z.

III.2.6. Dimensionnement des pannes :

III.2.6.1. Les combinaisons de calcul :

$$(1) \begin{cases} q_z^u = Gz + 1,5w_z \\ q_y^u = 1,35Gy + 1,5w_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 0,495 + 1,5 \times (-2,397) = -3,100 \text{ KN/m} \\ q_y^u = 1,35 \times 0,04 + 1,5 \times 0 = 0,054 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z^u = 1,35Gz + 1,5Sz \\ q_y^u = 1,35Gy + 1,5Sy \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 1,35 \times 0,495 + 1,5 \times 0,347 = 1,188 \text{ KN/m} \\ q_y^u = 1,35 \times 0,04 + 1,5 \times 0,028 = 0,096 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z^u = 1,35Gz + 1,5Qz \\ q_y^u = 1,35Gy + 1,5Qy \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 1,35 \times 0,495 + 1,5 \times 0,325 = 1,155 \text{ KN/m} \\ q_y^u = 1,35 \times 0,04 + 1,5 \times 0,026 = 0,093 \text{ KN/m} \end{cases}$$

On remarque que la 1^{ère} combinaison est la plus défavorable et le risque de déversement de la semelle inférieure doit être vérifié pour cette combinaison où le vent agit seul.

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 1,25 \times (-3,100) = -3,875 \text{ KN/m} \\ q_y^u = 1,25 \times 0,054 = 0,067 \text{ KN/m} \end{cases}$$

III.2.6.2. Détermination des sollicitations :

A. Moments :

➤ Sous le vent (W) :

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 1,25 \times (-3,100) = -3,875 \text{ KN/m} \\ q_y^u = 1,25 \times 0,054 = 0,067 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Axe Z-Z: } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{-3,875 \times 8,18^2}{8} = -32,41 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y: } M_z = \frac{q_y \times (l)^2}{8} = \frac{0,067 \times (8,18)^2}{8} = 0,560 \text{ KN.m}$$

➤ Sous la charge d'exploitation (Q) :

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 1,25 \times 1,155 = 1,443 \text{ KN/m} \\ q_y^u = 1,25 \times 0,093 = 0,116 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Axe Z-Z : $M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1,443 \times 8,18^2}{8} = 12,07 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y : $M_z = \frac{q_y \times (l)^2}{8} = \frac{0,116 \times (8,18)^2}{8} = 0,97 \text{ KN.m}$

➤ **Sous la charge de neige (S) :**

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 1,25 \times 1,188 = 1,485 \text{ KN/m} \\ q_y^u = 1,25 \times 0,096 = 0,120 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Axe Z-Z : $M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1,485 \times 8,18^2}{8} = 12,42 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y : $M_z = \frac{q_y \times (l)^2}{8} = \frac{0,120 \times (8,18)^2}{8} = 1,00 \text{ KN.m}$

b. Efforts tranchants :

$$V_z = \frac{q_z^u \times l}{2} \Rightarrow \frac{-3,875 \times 8,18}{2} = -15,85 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_y^u \times l}{2} \Rightarrow \frac{0,12 \times 8,18}{2} = 0,5 \text{ KN}$$

III.2.6.3. Vérification de la résistance des pannes (ELU):

1) **vérification de la condition du moment :**

▪ **Classe de la section :**

Classe de la semelle : (IPE 200)

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{100}{2 \times 8.5} = 5,88 \leq 10\varepsilon \Rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{159}{5,6} = 28,4 \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 01.

Le calcul et en plasticité: $\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1$ [EC03Art 5.4.8.1].

Où: α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Section en I: $\alpha=2$ et $\beta=5n \geq 1$

Avec:

$$n = N_{sd} / N_{pl,Rd} = 0 ; \text{ donc } : \beta = 1$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220,6 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 51,84 \text{ KN.m} \\ M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44,61 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 10,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{-3,875 \times (8,18)^2}{8} = -32,41 \text{ KN.m} \\ M_z = \frac{q_y \times (l)^2}{8} = \frac{0,12 \times (8,18)^2}{8} = 1,00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Alors:

$$\left[\frac{-32,41}{51,84} \right]^2 + \left[\frac{1}{10,48} \right]^2 = 0,48 < 1 \quad \text{Vérfiée}$$

Donc l'IPE 200 est suffisant en calcul plastique sans le lierne.

2) Vérification de l'effort tranchant:

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante:

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,z,rd} \quad \text{[EC3 Art 6.4.6]}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{14 \cdot 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 189,95 \text{ KN} \\ V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{18 \cdot 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 244,22 \text{ KN} \end{cases}$$

Avec:

V_{pk} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement.

- **Sous le vent :**

$$V_{z,sd} = 15,85 \text{ KN} < V_{pl,z} = 189,95 \text{ KN} \quad \text{Vérfié}$$

- **Sous la charge d'exploitation :**

$$V_{z,sd} = 4.752 \text{ KN} < V_{pl,z} = 131.06 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

- **Sous la neige :**

$$V_{z,sd} = 4.323 \text{ KN} < V_{pl,z} = 131.06 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

On voit bien que $V_{z,sd} < V_{pl,z}$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée

3) Vérification au déversement:

La vérification à faire est:

$$M_{sd,y} \leq M_{b,rd} = \alpha_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1} \quad \text{[EC03 Art 5.5.2].}$$

$M_{Rd,y}$: moment résistant au déversement.

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

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

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

On a:

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ classe 01

χ_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda}_{LT}$.

$\overline{\lambda}_{LT}$: est l'élanement réduit vis- vis du déversement.

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

M_{cr} : est le moment critique élastique de déversement. [F.2, Art F.1.2 EC03]

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E$; $I_t = 3.6 \text{ cm}^4$; $I_w = 3960 \text{ cm}^6$.

G: module d'élasticité transversale.

$\nu = 0.3$: coefficient de poisson.

$E = 210000 \text{ MPA}$: module d'élasticité longitudinal.

I_t : moment d'inertie de torsion.

I_w : moment d'inertie de gauchissement.

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

K et K_w : les facteurs de longueur effective

Avec:

$K=1$ appui simple [tableau F.1.2 EC3].

$K_w=1$ (pas d'encastrement aux extrémités); $L = 8,18 \text{ m}$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ($K=1$).

$C_1 = 1.132$ $C_2 = 0.459$ $C_3 = 0.525$ [tableau F.1.2 EC03].

L =longueur de maintien latéral = la distance entre le lierne et le portique = $l/2 = 4,09 \text{ m}$.

$Z_g = Z_a - Z_s$

z_g : est la distance du point d'application de la charge au centre de torsion de la section (z_g est positif ssi la charge agit vers le centre de torsion et négatif dans le cas contraire)

z_a : Coordonnée du point d'application de la charge.

z_s : Coordonnée du centre de cisaillement.

$$\Rightarrow \begin{cases} Z_a = \frac{h}{2} = -\frac{200}{2} = 10 \text{ cm sous le vent.} \\ Z_a = \frac{h}{2} = 10 \text{ cm sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} Z_s = 0 \text{ cm section doublement symétrique [EC3 figure F. 1.1]} \\ Z_j = 0 \text{ cm section doublement symétrique [EC3 figure F. 1.1]} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -10 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{1,32 \times (3,14)^2 \times 2,1142,4 \times \left\{ \begin{aligned} &\left[\begin{matrix} 1 \\ 1 \end{matrix} \right]^2 \times \left[\frac{12,99}{142,4} + \frac{(8,18)^2 \times 0,4 \times 6,98}{(3,14)^2 \times 142,4} + (0,459 \times (-0,1))^2 \right]^{\frac{1}{2}} \\ &- (0,459 \times (-0,1)) \end{aligned} \right\}}$$

$$M_{cr} = 26.02 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 220,6 \times 10^{-6} \times 235}{35,42 \times 10^{-3}}} = 1,411$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,411 > 0,4 \Rightarrow$ Donc il y a risque de déversement.

Profilé laminé : $\alpha = 0,21$; Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} du [tableau 5.5.2 de L'EC03].

Donc : $\chi_{LT} = 0,413$

$$M_{b,Rd} = 0,413 \times 1 \times \frac{220,6 \times 23,5}{1,1} = 19,46 \text{ KN.m}$$

$M_{b,Rd} = 19,46 \text{ KN.m} < M_{sd,y} = 32,41 \text{ KN.m}$ non vérifier

La stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée. Donc On adopte des liernes.

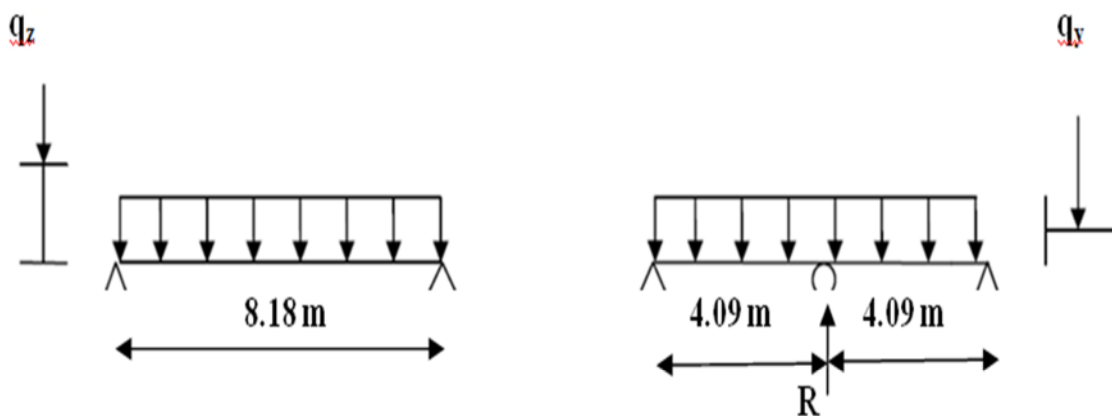


Figure III.10: les schémas statiques de la panne après addition du lierne.

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

- **Détermination des sollicitations :**
- **Moments :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{-3,875 \times 8,18^2}{8} = -32,41 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y (L=4,09m)} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,12 \times 4,09^2}{8} = 0,25 \text{KN.m}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 142,4}{(1 \times 4,09)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{12,99}{142,4} + \frac{(4,09)^2 \times 0,4 \times 6,98}{3,14^2 \times 142,4} + (0,459 \times (-0,1) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,1) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 80,24 \text{KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1.220,6 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{80,24 \cdot 10^{-3}}} = 0,804$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,804 > 0,4 \quad \text{Donc il y a risque de divergence}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe(a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03:

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,804 \quad \Leftrightarrow \quad \chi_{LT} = 0,796$$

$$M_{sdy} = 32,41 \text{KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,796 \cdot 1 \cdot \frac{220,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 37,51 \text{KN.m}$$

$$M_{sdy} = 32,41 \text{KN.m} < M_{b,Rd} = 37,51 \text{KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

- **Condition de résistance :**

La condition à vérifier est:

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{[EC03 art 5.4.8.1 formule (11)].}$$

Avec:

Sections en I et H $\rightarrow \alpha = 2$, $\beta = 1$. **Section de classe 1** [EC03 art 5-35].

$$\left(\frac{32,41}{51,84} \right)^2 + \left(\frac{0,25}{10,48} \right)^1 = 0,41 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

d) Vérification à L'ELS:

1) Combinaisons de calcul: $\Rightarrow \begin{cases} q_z^s = -1,902 \text{ KN/m} \\ q_y^s = 0,068 \text{ KN/m} \end{cases}$

➤ Calcul de la condition de flèche :

Axe Z-Z: $f_z = \frac{5}{384} \frac{1,902 \times 10^{-2} \times (8,18)^4}{1943 \times 2,1 \times 10^4} = 2,71 \text{ cm} < \frac{L}{200} = \frac{818}{200} = 4,09 \text{ cm}$ Vérifiée

Axe Y-Y: $f_y = \frac{2,05}{384} \frac{0,068 \times 10^{-2} \times (4,09)^4}{142,4 \times 2,1 \times 10^4} = 0,034 \text{ cm} < \frac{L/2}{200} = \frac{409}{200} = 2,045 \text{ cm}$ Vérifiée

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE 200** avec les liernes.

III.3 Calcul des liernes :

III.3.1 Définition :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes. Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, l'effet de la charge Q_y (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections des pannes importantes, donc onéreuses.

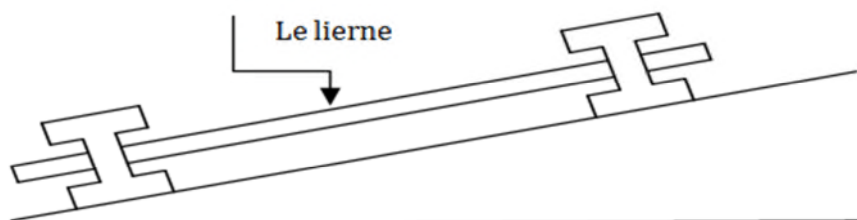


Figure III.11: Présentation du lierne.

III.3.2 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicitée :

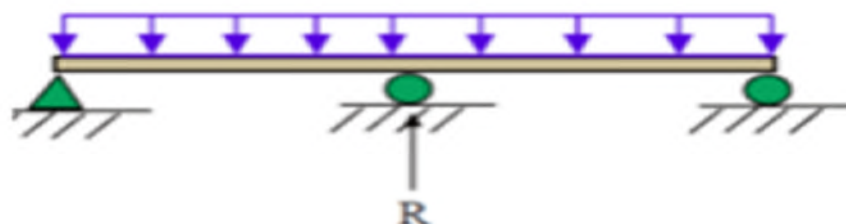


Figure III.12 : Schéma statique d'une panne avec le lierne.

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25 Q_y \times l_y \quad \text{Avec} \quad l_y = L/2$$

$$Q_y = 1,35 G_y + 1,5 S_y$$

$$Q_y = (1,35 \times 0,04) + (1,5 \times 0,028) = 0,096 \text{ KN/m.}$$

$$R = 1,25 \times 0,096 \times (8,18/2) = 0,490 \text{ KN}$$

R = 0,490 KN.

Efforts de traction dans le tronçon de lierne L₁ :

$$\text{Lierne1 : } T_1 = R/2 = 0,245 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L₂ :

$$\text{Lierne2 : } T_2 = T_1 + R = 0,735 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L₃ :

$$\text{Lierne3 : } T_3 = T_2 + R = 1,225 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L₄ :

$$\text{Lierne4 : } T_4 = T_3 + R = 1,715 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L₅ :

$$\text{Lierne5 : } T_5 = T_4 + R = 2,205 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L₆ :

$$\text{Lierne6 : } T_6 = T_5 + R = 2,695 \text{ KN}$$

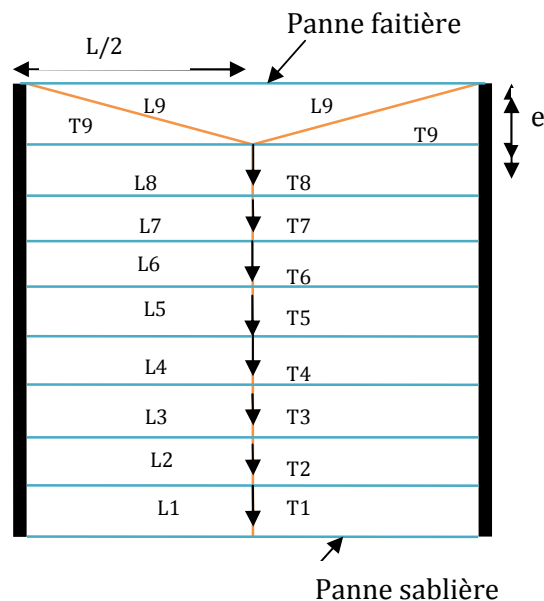


Figure III.13 : Schéma statique des efforts de traction sur les liernes

Effort dans le tronçon L₇ :

$$\text{Lierne7 : } T_7 = T_6 + R = 3,185 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L₈ :

$$\text{Lierne8 : } T_8 = T_7 + R = 3,675 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L₉ :

$$T_8 = 2T_9 \times \cos\theta \quad \text{avec} \quad \theta = \arctg \frac{e}{L/2} ; \quad \theta = \arctg \left(\frac{1,5}{8,18/2} \right) \Rightarrow \theta = 20,14^\circ$$

$$T_9 = \frac{3,675}{2 \times \cos 20,14} \Rightarrow T_9 = 1,957 \text{ KN}$$

III.3.3 Calcul de la section des liernes : le tronçon le plus sollicité est L₈.

La condition de vérification à la résistance est la résistance plastique de la section brute :

$$N_{t,sd} \leq N_{pl,rd} \quad \text{avec} : \quad N_{pl,rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad \Rightarrow \quad A \geq \frac{N_{t,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{3,675 \times 1}{23,5} = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} \geq 0,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,16}{3,14}} = 0,45 \text{ cm}$$



Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre : $\varnothing = 8 \text{ mm}$.

III.4 Pré dimensionnement des traverses :

III.4.1 Définition:

Les traverses sont des poutres maitresses d'une toiture a deux versants ; elles sont constituées généralement en profiles IPE ou HEA.

Les traverses de la toiture servent à supporter les éléments de la couverture et à recevoir les charges et les surcharges exercées.

Dans notre cas la traverse est considérée comme une poutre continue, repose sur 3 appuis, en prend la plus défavorable qui est une poutre isostatique.

➤ Evaluation des charges et surcharge :

a) Les charges permanentes (G) :

- Poids propre de panne (IPE200).....22,4 kg/m.
- Poids propre de la traverse estimé(HEA120).....19,9 kg/m



Figure III.14 Vue en plan de la traverse.

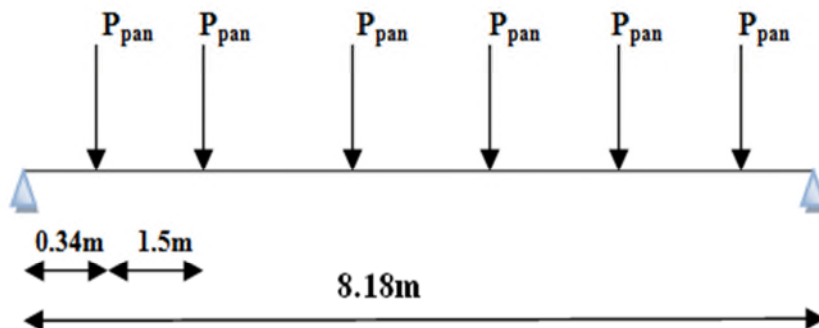


Figure III.15 Schéma statique de la traverse sous charges des pannes.

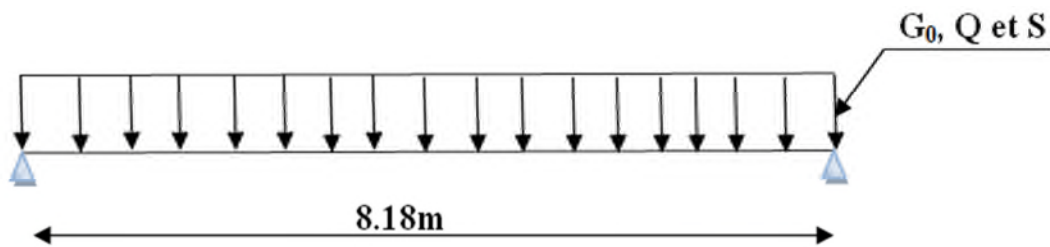


Figure III.16 Schéma statique de la traverse sous son poids propre et les charges d'exploitation.

b) surcharges d'exploitation :

- la surcharge d'entretien (**Q**).....0,326 KN/m.
- la surcharge de la neige (**S**).....0,232KN/m².

On a les caractéristiques suivantes :

- Portée de la traverse : $L = 8,18$ m.
- l'entre axe des traverses ou les portiques : $e_{trav} = 8,18$ m
- l'entre axe des pannes : $e_{pan} = 1,5$ m.

Cas n°1 : sous le poids propre de la traverse :

$$S = 0,232 \times 8,18 = 1,897 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} P_{S1} = G + \max(Q; S) = 0,199 + \max(0,323; 1,897) = 2,096 \text{ KN/m.} \\ P_{S2} = G + 0,9 \times (Q + S) = 0,199 + 0,9 \times (0,323 + 1,897) = 2,197 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$P_S = \max(P_{S1}; P_{S2}) = 2,197 \text{ KN/m.}$$

Il faut vérifier que $f_{cal} \leq f_{adm}$

$$f_{cal1} = \frac{5}{384} \frac{P_S l^4}{E I_y} \leq f_{adm} = \frac{1}{200}$$

$$I_{y1} = \frac{5}{384} \frac{2,197 \times 10^{-2} \times (818)^4}{4,09 \times 2,1 \times 10^4} = 1491,21 \text{ cm}^4$$

Cas n°2: sous charges des pannes:

$$f_{cal2} = \frac{P_{Pan}}{24 E I_{y2}} \{ [a \times (3l^2 - 4a^2)] + [b \times (3l^2 - 4b^2)] \}$$

$$\text{Avec } P_{Pan} = G_{Pan} \times e_{trav} = 0,224 \times 8,18 = 1,832 \text{ KN}$$

$$I_{y2} = 200 \frac{1,832}{24 \times 2,1 \times 10^4 \times 818} \{ [34 \times (3(818)^2 - 4(34)^2)] + [184 \times (3(818)^2 - 4(184)^2)] \}$$

$$I_{y2} = 366,63 \text{ cm}^4$$

$$I_{y2} = I_{y1} + I_{y2} = 1857,84 \text{ cm}^4$$

On choisit HEA180 avec les caractéristiques suivantes :

$I_y = 2510,3 \text{ cm}^4$	$h = 171 \text{ mm}$	$d = 122 \text{ mm}$	$w_{ely} = 293,6 \text{ cm}^3$
$I_z = 924,5 \text{ cm}^4$	$b = 180 \text{ mm}$	$r = 15 \text{ mm}$	$w_{elz} = 102,7 \text{ cm}^3$
$A = 45,3 \text{ cm}^2$	$t_w = 6,0 \text{ mm}$	$A_{vz} = 14,5 \text{ mm}^2$	$w_{ply} = 324,9 \text{ cm}^3$
$G = 35,5 \text{ Kg/m}$	$t_f = 9,5 \text{ mm}$	$A_{vy} = 35,5 \text{ cm}^2$	$w_{plz} = 156,5 \text{ cm}^3$

III.4.2 Vérification de la résistance de la traverse (ELU):

1) vérification de la condition de flèche:

- Classe de la section :

Classe de la semelle : (HEA180))

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{180}{2 \times 9,5} = 9,47 \leq 10\varepsilon \Rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme :(âme fléchie)

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{142,4}{6,9} = 20,64 \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{l'âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 01.

$$p'_s = p_s + G_{profil} = 2,197 + 0,355 = 2,907 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal1} = \frac{5}{384} \frac{2,907 \times 10^{-2} \times 818^4}{2,1 \times 10^4 \times 2510,3} = 3,214 \text{ cm}$$

Cas n°2: sous charges des pannes:

$$f_{cal2} = \frac{1,832}{24 \times 2,1 \times 10^4 \times 2510,3} \{ [34 \times (3(818)^2 - 4(34)^2)] + [184 \times (3(818)^2 - 4(184)^2)] \} = 0,597 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 3,214 + 0,597 = 3,811 \text{ cm}$$

Donc $f_{cal} = 3,811 \text{ cm} \leq f_{adm} = 4,09 \text{ cm}$ la condition est vérifiée

2) vérification de la condition de résistance:

Cas n°1 : sous le poids propre de la traverse :

$$\begin{cases} P_{u1} = 1,35 G_{trav} + 1,5 \max(Q; S) = 1,35 \times 0,355 + 1,5 \times 1,897 = 3,324 \text{ KN/m} \\ P_{u2} = 1,35 G_{trav} + 1,35(Q + S) = 1,35 \times 0,355 + 1,35 \times (0,326 + 1,897) = 3,480 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 3,480 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{3,480 \times 8,18^2}{8} = 29,106 \text{ KN.m}$$

Cas n°2: sous charges des pannes:

$$P'_{Pan} = 1,35 P_{Pan} = 1,35 \times 1,832 = 2,473 \text{ KN}$$

$$M_{sd2} = P'_{Pan} (a + b) = 2,473 \times (0,34 + 1,84) = 5,391 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 34,497 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{324,9 \times 23,5}{1} = 76,35 \text{ KN.m}$$

Donc $M_{sd} = 34,497 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 76,35 \text{ KN.m}$ la condition est vérifiée

1) vérification de la condition de cisaillement:

Cas n°1 : sous le poids propre de la traverse :

$$V_{sd1} = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{3,480 \times 8,18}{2} = 14,233 \text{ KN}$$

Cas n°2: sous charges des pannes:

$$V_{sd2} = 2 P_{Pan} = 2 \times 2,473 = 4,946 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = V_{sd1} + V_{sd2} = 19,179 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = \frac{14,5 \times 23,5}{\sqrt{3}} = 196,73 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 19,179 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 196,73 \text{ KN}$ la condition est vérifiée

Finalement on adopte un HEA180 pour toutes les traverses.

III.5 Calcul de l'échantignolle :

III.5.1 Définition :

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques.

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

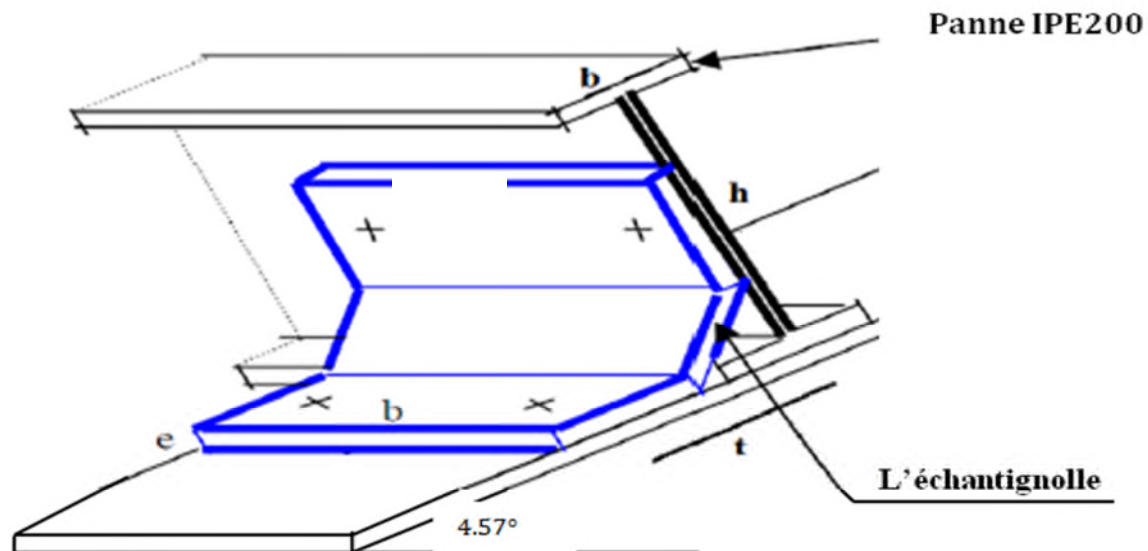


Figure III.17 : Vue en 3D des détails de l'échantignolle.

III.5.2 Dimensionnement de l'échantignolle :

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

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

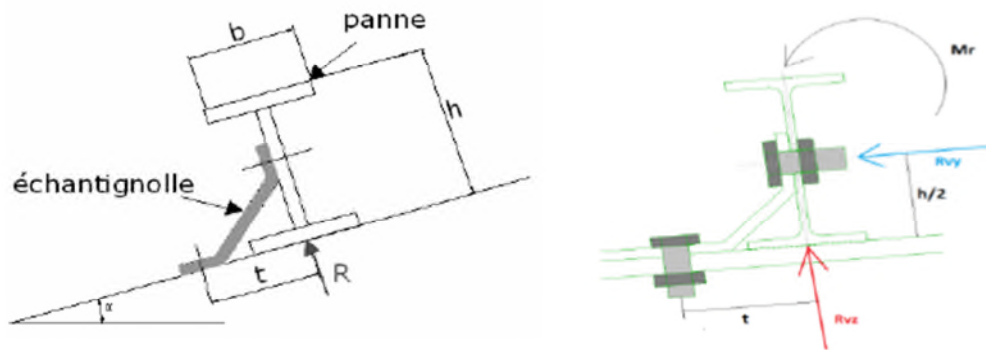


Figure III.18 : Coupe transversale de l'échantignolle et les efforts sollicitant.

Pour un IPE 200 : $b = 10$ cm et $h = 20$ cm

$10 \text{ cm} \leq t \leq 15 \text{ cm}$, on adopte $t = 12$ cm

III.5.3 Détermination des sollicitations :

III.5.3.1 Combinaison du calcul :

Sous la combinaison : $q_z^u = G \times \cos \alpha - 1.5w$ (la plus défavorable)

$G = 0,497 \text{ KN/m}$ [charge permanente de (la panne IPE200 + couverture + accessoires)].

$W = -2,397 \text{ KN/m}$ [la charge de soulèvement].

$$q_z^u = 0,497 \times \cos 4,57 - (1,5 \times -2,397) = 4,1 \text{ KN/m}$$

Charge revenant à la panne et en tenant compte de la continuité :

$$q_z^u = 1,25 \times (4,1) = 5,125 \text{ KN/m}$$

III.5.3.2 Calcul des réactions :

L'effort R revenant à l'échantignolle n'est rien que la réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non l'échantignolle de rive).

$$R = q_z^u \times l = 5,125 \times 8,18 = 41,92 \text{ KN}$$

$$R = 41,92 \text{ KN.}$$

III.5.3.3. Calcul du moment de renversement :

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

$$M_R \leq M_{\text{pliage}}$$

Avec :

$$M_R = R \times t$$

$$\text{Pour notre IPE200 : } M_R = R \times t = 41,92 \times 0,12 = 5,03 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 5,03 \text{ KN.m}$$

M_{pliage} est le moment résistant au pliage de l'échantignolle. Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe (3).

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

$$W_{\text{ely}} \geq \frac{\gamma_{m0} \times M_R}{f_y} = \frac{1 \times 5,03 \times 10^2}{23,5} = 21,40 \text{ cm}^3$$

III.5.3.4. Epaisseur de l'échantignolle :

Pour une section rectangulaire : $W_{\text{ely}} = a \times e$

Remarque : la largeur de l'échantignolle « a » est calculée après avoir dimensionné la traverse, (HEA180)

$a = 18 \text{ cm}$;

$$\text{avec: } W_{\text{ely}} = \frac{a \times e^2}{6} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{W_{\text{ely}} \times 6}{a}} = \sqrt{\frac{21,4 \times 6}{18}}$$

$e \geq 2,67 \text{ cm} \geq 26,7 \text{ mm}$

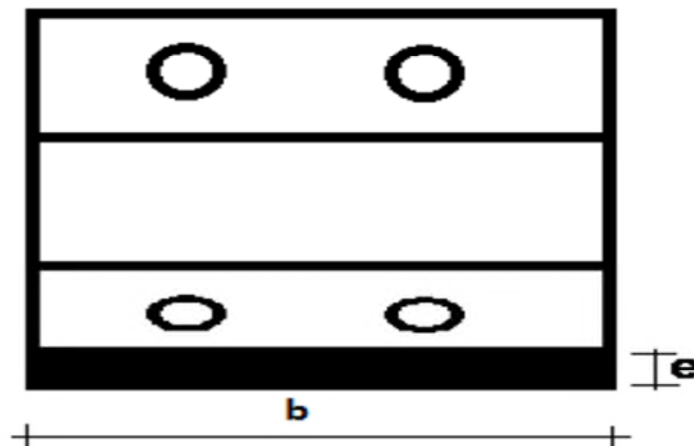


Figure III.19 : Vue en plan de l'échantignolle.

On va prendre une épaisseur de $e = 30 \text{ mm}$

III.6 Calcul des lisses de bardage :

III.6.1 Définition :

Les lisses sont constituées des poutrelles (IPE ; UAP) ou des profiles minces formés à froid, disposées horizontalement, elles appuient sur les poteaux qui transmettent les efforts due au vent directement et supporte le poids du bardage.

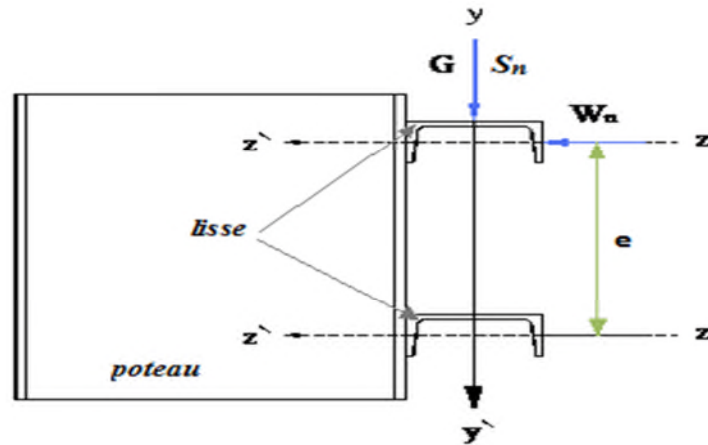


Figure III.20: disposition des lisses.

III.6.2 Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs LL35).....10,90 kg/m²
- Poids propre d'accessoires d'attache.....4 kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé (UPE 100).....12 kg/m

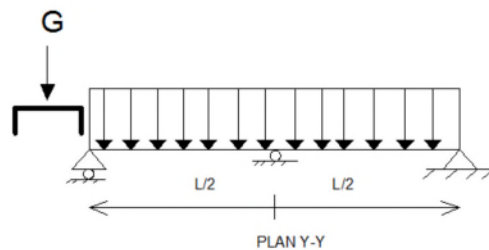


Figure III.21 : Schéma statique de la lisse dans le plan y-y.

$$G = [(P_{Bardage} + P_{accessoires}) \times (e)] + P_{lisse}$$

e : espacement entre les lisses e = 1,5m

$$G = [(10,9 + 4) \times 1,5] + 9,82 = 32,17 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0,321 \text{ KN/m}$$

b) Surcharge climatique dû au vent :

On calcul les lisses avec la charge du vent la plus défavorable obtenue en zone A

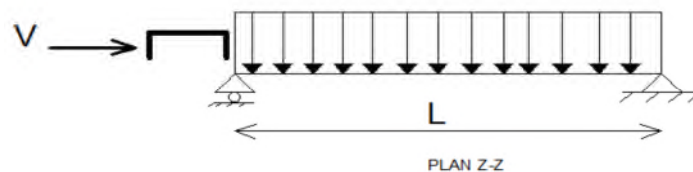


Figure III.22 : Schéma statique de la lisse dans le plan z-z.

Avec :

$$W = -1,021 \text{ KN/m}^2$$

$$W = -1,021 \times 1,5 = -1,531 \text{ KN/m}$$

III.6.3 Les combinaisons d'actions :

1) ELU :

$$(1) \begin{cases} q_z^u = 1,5w_z \\ q_y^u = 1,35G_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 1,5 \times (-1,531) = -2,296 \text{ KN/m} \\ q_y^u = 1,35 \times 0,321 = 0,434 \text{ KN/m} \end{cases}$$

2) ELS:

$$(1) \begin{cases} q_z^s = G_z \\ q_y^s = W_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^s = -1,531 \text{ KN/m} \\ q_y^s = 0,321 \text{ KN/m} \end{cases}$$

III.6.4 Pré dimensionnement des lisses :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \times q_z^s \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{818}{200} = 4,09 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1,25 \times 1,531 \times 10^{-2} \times 818^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 4,09} = 1298,95 \text{ cm}^4$$

On choisit **UPE 180**.

Ses caractéristiques sont :

Profile	H mm	B Mm	t_w mm	t_f mm	A cm ²	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{ply} cm ³	W_{plz} cm ³	d mm	r mm	Avz Cm ²	G Kg/m
UPE180	180	75	5,5	10,5	25,7	1353	143,7	173,00	52,3	135	12	11,2	19,7

Le poids propre réel G

$$G = [(10,9 + 4) \times 1,5] + 19,7 = 41,85 \text{ Kg /ml}$$

$$G = 0,418 \text{ KN /m}$$

III.6.4.1 Vérification à l'état limite ultime :

a) La Condition de résistance :

$$\left[\frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1$$

$$q_y^u = 1,25 \times [1,35 \times G]$$

$$q_y^u = 1,25 \times [1,35 \times 0,418] = 0,705 \text{ KN/ml}$$

En présence des forces horizontales dues au vent :

$$M_y = \frac{q_{wu} \times L^2}{8} = \frac{1,25 \times (-2.296) \times 8,18^2}{8} = -24 \text{ KN.m}$$

Sous l'effet des charges verticales permanentes :

$$M_z = \frac{q_y^u \times l^2}{8} = \frac{0.705 \times 8.18^2}{8} = 5.896 \text{ KN.m}$$

Puisque L'UPE 180 est de classe 01.

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{174 \times 23,5}{1} = 40,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{52,3 \times 23,5}{1} = 12,29 \text{ KN.m}$$

Pour les profilés UPE 180 de classe 01, en optant pour $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$\text{Alors : } \left[\frac{24}{40,89} \right]^2 + \left[\frac{5,896}{12,29} \right]^1 = 0,82 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

⇒ La section **UPE140** est vérifiée à l'ELU

Donc la condition de résistance est vérifiée.

b) La condition de cisaillement :

$$V_z \leq V_{plz}$$

$$V_z = \frac{q_{wu} \times L}{2} = \frac{2.870 \times 8,18}{2} = 11,738 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{11,2 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 151,958 \text{ KN} \Rightarrow V_z = 11,738 \text{ KN} \leq V_{plz} = 151,958 \text{ KN}$$

Donc la condition de cisaillement est vérifiée

III.6.4.2 Vérification à l'état limite de service :

$$f_z = \frac{5 \times 1,531 \times 10^{-2} \times 818^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 1353} = 3,14 \text{ cm} \leq f_{adm} = 4,09 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

c) Vérification au déversement:

La vérification à faire est:

$$M_{sd,y} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1} \quad \text{[EC03 Art 5.5.2].}$$

$M_{Rd,y}$: moment résistant au déversement.

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

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

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

On a:

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{classe 01}$$

χ_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda}_{LT}$.

$\overline{\lambda}_{LT}$: est l'élanement réduit vis- vis du déversement.

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

M_{cr} : est le moment critique élastique de déversement. [F.2, Art F.1.2 EC03]

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E ; I_t = 3.6 \text{ cm}^4 ; I_w = 3960 \text{ cm}^6.$$

G: module d'élasticité transversale.

$\nu = 0.3$: coefficient de poisson.

$E = 210000 \text{ MPA}$: module d'élasticité longitudinal.

I_t : moment d'inertie de torsion.

I_w : moment d'inertie de gauchissement.

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

K et K_w : les facteurs de longueur effective

Avec:

$K=1$ appui simple [tableau F.1.2 EC3].

$K_w=1$ (pas d'encastrement aux extrémités); $L = 8,18 \text{ m}$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ($K=1$).

$C_1 = 1.132$ $C_2 = 0.459$ $C_3 = 0.525$ [tableau F.1.2 EC03].

L =longueur de maintien latéral = la distance entre le lierne et le portique = $l/2 = 4,09 \text{ m}$.

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

z_g : est la distance du point d'application de la charge au centre de torsion de la section (z_g est positif ssi la charge agit vers le centre de torsion et négatif dans le cas contraire)

z_a : Coordonnée du point d'application de la charge.

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_{a-} = \frac{h}{2} = -\frac{180}{2} = -9 \text{ cm sous le vent.} \\ Z_{a+} = \frac{h}{2} = 9 \text{ cm sous la charge verticale.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \text{ cm section doublement symétrique [EC3 figure F. 1.1]} \\ Z_j = 0 \text{ cm section doublement symétrique [EC3 figure F. 1.1]} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \text{ cm section doublement symétrique [EC3 figure F. 1.1]} \\ Z_j = 0 \text{ cm section doublement symétrique [EC3 figure F. 1.1]} \end{array} \right.$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -10 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{11,32 \times (3,14)^2 \times 2,1 \times 143,7}{(1 \times 8,18)^2} \left\{ \left[\frac{1}{1} \right]^2 \times \left[\frac{6,81}{143,7} + \frac{(8,18)^2 \times 0,4 \times 6,99}{(3,14)^2 \times 143,7} + (0,459 \times (-0,9))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,9)) \right\}$$

$$M_{cr} = 50,576 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 173 \times 10^3 \times 235}{50,576 \times 10^{-6}}} = 0,896$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,896 > 0,4 \Rightarrow$ Donc il y a risque de déversement.

Profilé en U laminé : $\alpha = 0,49$; Courbe (c) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} du [tableau 5.5.2 de L'EC03].

Donc : $\chi_{LT} = 0,603$

$$M_{b,Rd} = 0,603 \times 1 \times \frac{173 \times 23,5}{1,1} = 22,286 \text{ KN.m}$$

$M_{b,Rd} = 22,286 \text{ KN.m} < M_{sd,y} = 24 \text{ KN.m}$ non vérifier

La stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée. Donc On adopte des liernes.

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

➤ **Détermination des sollicitations :**

➤ **Moments :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{-3,875 \times 8,18^2}{8} = -32,41 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y (L=4,09m)} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,12 \times 4,09^2}{8} = 0,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 142,4}{(1 \times 4,09)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{12,99}{142,4} + \frac{(4,09)^2 \times 0,4 \times 6,98}{3,14^2 \times 142,4} + (0,459 \times (-0,1) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,1) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 80,24 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1,220,6 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{80,24 \cdot 10^{-3}}} = 0,804$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,804 > 0,4$ Donc il y a risque de déversement

Courbe(a) → χ_{LT}

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$;

On tire χ_{LT} à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03:

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,804 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,796$$

$$M_{sdy} = 32,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,796 \cdot 1 \cdot \frac{220,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 37,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 32,41 \text{ KN.m} < M_{b,Rd} = 37,51 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

➤ **Condition de résistance :**

La condition à vérifier est:

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{[EC03 art 5.4.8.1 formule (11)].}$$

Avec:

Sections en I et H — $\alpha = 2$, $\beta = 1$. **Section de classe 1** [EC03 art 5-35].

$$\left(\frac{32,41}{51,84} \right)^2 + \left(\frac{0,25}{10,48} \right)^1 = 0,41 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

d) Vérification à L'ELS:

1) Combinaisons de calcul:

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z^s = -1,902 \text{ KN / m} \\ q_y^s = 0,068 \text{ KN / m} \end{cases}$$

➤ **Calcul de la condition de flèche :**

$$\text{Axe Z-Z: } f_z = \frac{5}{384} \frac{1,902 \times 10^{-2} \times (8,18)^4}{1943 \times 2,1 \times 10^4} = 2,71 \text{ cm} < \frac{L}{200} = \frac{818}{200} = 4,09 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

$$\text{Axe Y-Y: } f_y = \frac{2,05}{384} \frac{0,068 \times 10^{-2} \times (4,09)^4}{142,4 \times 2,1 \times 10^4} = 0,034 \text{ cm} < \frac{L/2}{200} = \frac{409}{200} = 2,045 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

Donc on choisit pour toutes les lisses un **UPE 180** avec les liernes.

III.7 Calcul des liernes :

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25 Q_y \times l_y \quad \text{Avec} \quad l_y = L/2$$

$$Q_y = 1,35 G_y$$

$$Q_y = 1,35 \times [(10,9 + 4) \times 1,5 + 19,7] = 0,567 \text{ KN/m.}$$

$$R = 1,25 \times 0,567 \times (8,18/2) = 2,898 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R = 2,898 \text{ KN.}}$$

Efforts de traction dans le tronçon de lierne L_1 :

$$\text{Lierne1 : } T_1 = R/2 = 1,449 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_2 :

$$\text{Lierne2 : } T_2 = T_1 + R = 4,347 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_3 :

$$\text{Lierne3 : } T_3 = T_2 + R = 7,245 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_4 :

$$\text{Lierne4 : } T_4 = T_3 + R = 10,143 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_5 :

$$\text{Lierne5 : } T_5 = T_4 + R = 13,041 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_6 :

$$\text{Lierne6 : } T_6 = T_5 + R = 15,939 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L_7 :

$$T_6 = 2T_7 \times \cos\theta \quad \text{avec} \quad \theta = \arctg \frac{e}{L/2} ; \quad \theta = \arctg \left(\frac{1,5}{8,18/2} \right) \Rightarrow \theta = 20,14^\circ$$

$$T_7 = \frac{15,939}{2 \times \cos 20,14} \Rightarrow T_7 = 8,488 \text{ KN}$$

III.7.1 Calcul de la section des liernes : le tronçon le plus sollicité est L_6 .

La condition de vérification à la résistance est la résistance plastique de la section brute :

$$N_{t,sd} \leq N_{pl,rd} \quad \text{avec} : \quad N_{pl,rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad \Rightarrow \quad A \geq \frac{N_{t,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{15,939 \times 1}{23,5} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} \geq 0,68 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,68}{3,14}} = 0,93 \text{ cm}$$



Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre : $\phi = 10 \text{ mm}$.

III.8 Pré dimensionnement des éléments du plancher :

III.8.1 Evaluation des charges sur le plancher :

Les charges et surcharges ont été prises dans le document technique réglementaires

(D.T.R-BC.2.2).

a) Les charges permanentes (G) :

Plancher terrasse inaccessible :

- 1- Poids de panneau sandwich.
- 2- Poids des pannes.
- 3- Poids des liernes.
- 4- Poids de la traverse.

Plancher du RDC :

- 1- Cloisons de séparation (e = 10 cm)..... 1,2 KN/m²
- 2- Revêtement en carrelage (e = 2 cm)..... 0,4 KN/m²
- 3- Mortier de pose (e =1,5 cm)..... 0,3 KN/m²
- 4- Lit de sable (e = 2 cm)..... 0,36 KN/m²
- 5- Enduit en plâtre (e = 1,5 cm)..... 0,15 KN/m²
- 6- Dalle en béton armé (e = 12 cm)..... 3 KN/m²
- 7- Tôle nervure TN40..... 0,15 KN/m²

G = 5,56 KN/m²

Murs intérieures :

- 1- Enduit en plâtre (e = 1,5 cm)..... 0,15 KN/m²
- 2- Brique creuses (e = 10 cm)..... 0,9 KN/m²
- 3- Enduit en plâtre (e = 1,5 cm)..... 0,15 KN/m²

G = 1,2 KN/m²

a) Les surcharges d'exploitation (Q) :

- 1- Charge de stockage (Q)..... 5 KN/m²
- 2- Charge de la neige (S)..... 0,232 KN/m²

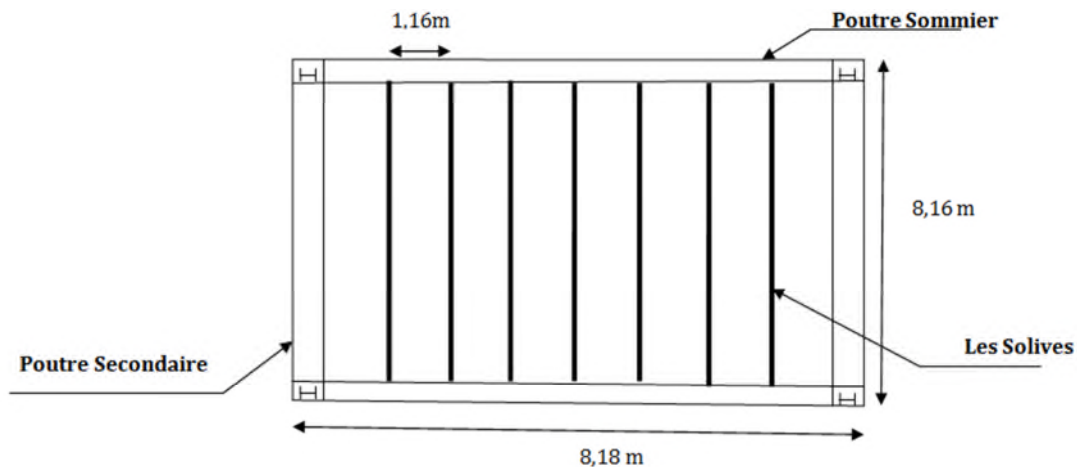


Figure III.23 : disposition des solives.

Plancher RDC :

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $L=8,18$ m

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1.16$ m

$G=5.56$ KN/m²

$Q=5$ KN/m²

$S=0$ KN/m²

Les combinaisons des charges a considérées sont :

$P_{S1} = [G + \max(Q; S)] \times e_{solive} = (5.56 + 5) \times 1.16 = 12.25$ kN/m

$P_{S2} = [G + 0.9(Q + S)] \times e_{solive} = (5.56 + 0.9(5 + 0)) \times 1.16 = 11.67$ kN/m

$P_S = \max(P_{S1}; P_{S2}) = 12.25$ kN/m

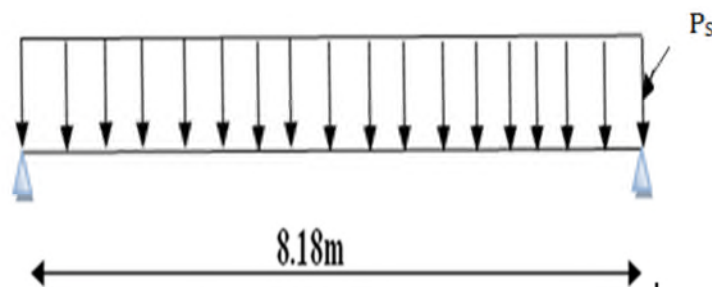


Figure III.24 : schémas statique de la solive.

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{adm}$

Avec : $f_y = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{818}{250} = 3,272$ cm

$I_y \geq \frac{5 \times 12.25 \times 10^{-2} \times 818^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 3,272} = 10393,35$ cm⁴

On choisit un IPE330 avec $I_y = 11770$ cm⁴ ; $G = 49,1$ Kg/m

a) Classe de la section :**➤ Vérification de la semelle :**

$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Leftrightarrow \frac{160}{2 \times 11,5} = 6,95 \leq 10$ Avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \Leftrightarrow$ Semelle de classe 1

➤ Vérification de l'âme :

$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Leftrightarrow \frac{271}{7,5} = 36,13 \leq 72 \Leftrightarrow$ Ame de classe 1

Donc la section est de classe 1

b) Vérification en tenant compte du poids du profilé :**➤ La condition de flèche :**

$$P'_S = P_S + G_{\text{profilé}} = 12,25 + 0,491 = 12,74 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 12,74 \times 10^{-2} \times 818^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 11770} = 3,00 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = 3,00 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3,272 \text{ cm} \Rightarrow \text{la condition de flèche est vérifiée.}$$

➤ La condition de la résistance :

$$P_{u1} = [1,35G + 1,5 \max(Q; S)] \times e_{solive} + 1,35 * G_{\text{profilé}}$$

$$P_{u1} = [1,35 * 5,56 + 1,5 * 5] * 1,16 + 1,35 * 0,491 = 15,688 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = [1,35G + 1,35 \max(Q+S)] \times e_{solive} + 1,35 * G_{\text{profilé}}$$

$$P_{u2} = [1,35 * 5,56 + 1,35 * 5] * 1,16 + 1,35 * 0,491 = 14,918 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 15,668 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{p_u \times L^2}{8} = \frac{15,668 \times (818)^4}{8} = 131,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804,3 \times 23,5}{1} = 189,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 131,04 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 189,01 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{la condition de résistance est vérifiée.}$$

➤ La condition de cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{p_u \times L}{2} = \frac{15,668 \times 8,18}{2} = 64,082 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{30,81 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 418,01 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 64,082 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 418,01 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition de cisaillement est vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 64,082 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 209 \text{ KN}$$

Toutes les conditions sont vérifiées ; donc on adopte un IPE 330 comme des solives pour le plancher.

III.9 Pré dimensionnement des sommiers (poutre principale) :**III.9.1 Première variante, poutre bi-encastée :**

On a les caractéristiques suivantes :

Portée du sommier : $L = 8,18 \text{ m}$

Entre axe des sommiers : $e_{sommier} = 8,18 \text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,16 \text{ m}$

$$G = 5,56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=5 \text{ KN/m}^2$$

$$S=0 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{solive}}=0.491 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{\text{slive}} = G_{\text{solive}} \times e_{\text{sommier}} = 0.491 \times 8.18 = 4.016 \text{ KN}$$

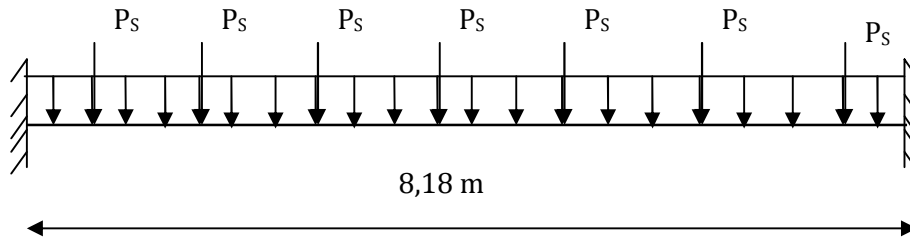


Figure III.25 : schémas statique de la poutre sommier.

On considère le sommier soumis à une charge répartie P_s sur sa longueur.

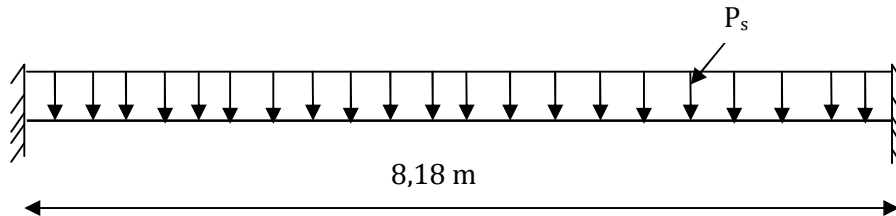


Figure III.26 : schémas statique du sommier sous la charge répartie.

A l'ELS :

Les combinaisons des charges a considérées sont :

$$P_s = [G+Q] \times e_{\text{sommier}} + 7 p_{\text{slive}} / l = (5.56+5) \times 8.18 + (7 \times 4.016 / 8.18) = 89.817 \text{ kN/m}$$

$$f_z = \frac{q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{89.817 \times 10^{-2} \times 818^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 3,272} = 15250,13 \text{ cm}^4$$

On choisit un HEA 300

Profile	H mm	B Mm	t_w mm	t_f Mm	A cm ²	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{ply} cm ³	W_{plz} cm ³	d mm	r mm	Avz Cm ²	G Kg/m
HEA300	290	300	8,5	14	112,5	18260	6310	1383	641,2	208	27	37,28	88,3

➤ La condition de flèche :

$$P'_s = P_s + G_{\text{profilé}} = 89.817 + 0,883 = 90.7 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{90.7 \times 10^{-2} \times 818^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 18263.5} = 2,757 \text{ cm}$$

$f_{cal} = 2,757 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3,272 \text{ cm} \Rightarrow$ la condition de flèche est vérifiée.

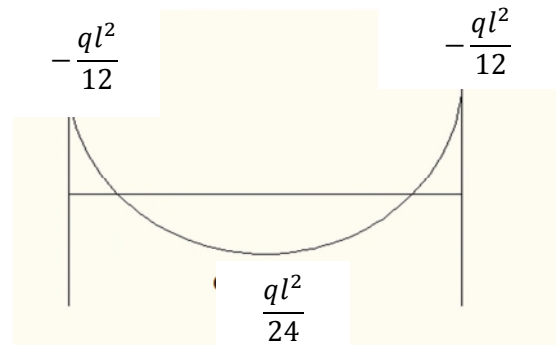
➤ **La condition de la résistance :**

$$P_u = [1,35G e_{sommier} + 7 p_{slive} / l] + 1,5Q e_{sommier}$$

$$P_u = [1,35 \cdot 5,56 + 1,5 \cdot 5] \cdot 8,18 + [1,35 \cdot 7 \cdot 4,016 / 8,18] = 127,388 \text{ KN/m}$$

Aux appuis

$$M_{sd} = \frac{p_u \times L^2}{12} = \frac{127,388 \times (8,18)^2}{12} = 710,32 \text{ KN.m}$$



En travée:

$$M_{sd} = \frac{p_u \times L^2}{24} = \frac{127,388 \times (8,18)^2}{24} = 355,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1363,3 \times 23,5}{1} = 320,37 \text{ KN.m}$$

Aux appuis: $M_{sd} = 710,32 \text{ KN.m} \geq M_{Rd} = 320,37 \text{ KN.m}$

En travée: $M_{sd} = 355,16 \text{ KN.m} \geq M_{Rd} = 320,37 \text{ KN.m}$

\Rightarrow la condition de résistance n'est pas vérifiée on augmente la section du profilé à un HEA 450.

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3215,9 \times 23,5}{1} = 755,73 \text{ KN.m}$$

Aux appuis: $M_{sd} = 710,32 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 755,73 \text{ KN.m}$

En travée: $M_{sd} = 320,37 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 755,73 \text{ KN.m}$

\Rightarrow la condition de résistance est vérifiée

➤ **La condition de cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{p_u \times L}{2} = \frac{127,388 \times 8,18}{2} = 512,01 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{65,8 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 892,75 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 512.01 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 892.75 \text{ KN} \Rightarrow$ la condition de cisaillement est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées ; donc on adopte un HEA 450 comme des poutres sommiers pour le plancher.

III.9.2 Deuxième variante, poutre en treille :

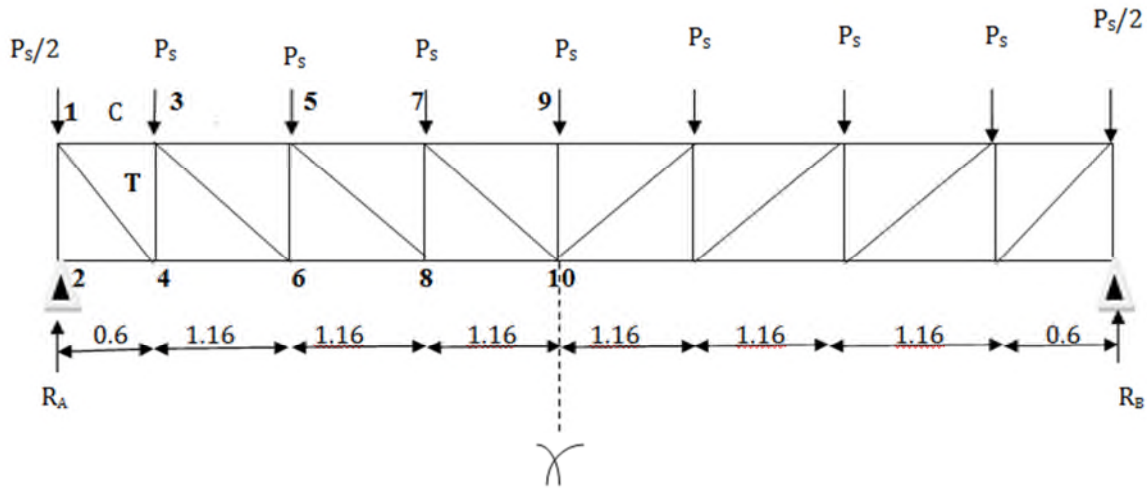


Figure III.27 : Schéma statique da la poutre en treille.

On utilise la méthode des sections :

$$2R = 7P_s \Rightarrow R = \frac{7P_s}{2} = \frac{7 \times 0.491 \times 8.18}{2} = 14.05 \text{ KN}$$

$P_s = 0.491$

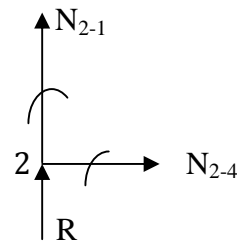
Nœuds 2 :

$$\sum f_x = 0 \Rightarrow N_{2-4} = 0$$

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow R + N_{2-1} = 0$$

$$\Rightarrow N_{2-1} = -R = 14.05 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{2-1} = -14.05 \text{ KN} \quad \text{effort de compression}$$



Nœuds 1:

$$\sum f_x = 0 \Rightarrow -N_{1-3} + N_{1-4} \cos 45 = 0$$

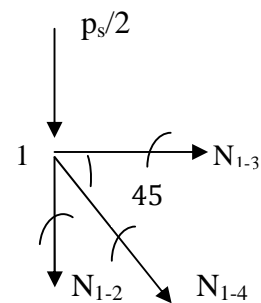
$$N_{1-3} = N_{1-4} \cos 45$$

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow -N_{1-2} - N_{1-4} \sin 45 - P_s/2 = 0$$

$$N_{1-4} = -P_s/2 + N_{1-2} / \sin 45 = -0.491/2 + 14.05 / \sin 45$$

$$N_{1-4} = 19.52 \text{ KN} \quad \text{effort de traction}$$

$$N_{1-3} = -14.05 \text{ KN} \quad \text{effort de compression}$$



Nœuds 4 :

$$\sum f_x = 0 \Rightarrow N_{4-2} + N_{4-6} - N_{4-1} \cos 45 = 0$$

$$N_{4-6} = N_{4-2} + N_{4-1} \cos 45$$

$$N_{4-6} = 14.05 \text{ KN} \quad \text{effort de traction}$$

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow N_{4-3} + N_{4-1} \sin 45 = 0$$

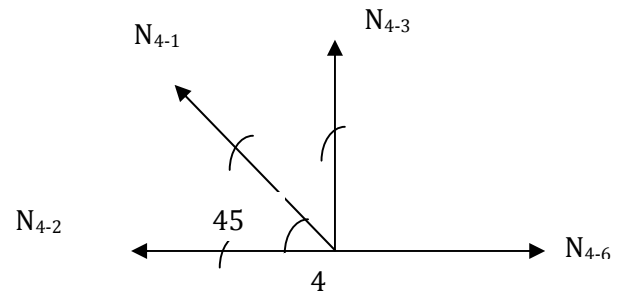
$$N_{4-3} = -N_{4-1} \sin 45 = 0$$

$$N_{4-3} = -14.05 \text{ KN} \quad \text{effort de traction}$$

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow N_{4-3} + N_{4-1} \sin 45 = 0$$

$$N_{4-3} = -N_{4-1} \sin 45 = 0$$

$$N_{4-3} = -14.05 \text{ KN} \quad \text{effort de compression}$$



Nœuds 3 :

$$\sum f_x = 0 \Rightarrow -N_{3-1} + N_{3-5} + N_{3-6} \cos 27.37 = 0$$

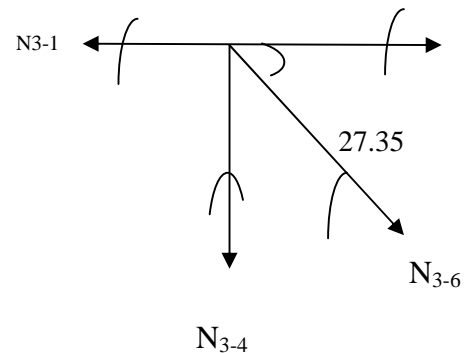
$$\sum f_y = 0 \Rightarrow -P_s - N_{3-4} - N_{3-6} \sin 27.37 = 0$$

$$\Rightarrow N_{3-6} = \frac{-P_s - N_{3-4}}{\sin 27.35} = \frac{-4.02 + 14.05}{\sin 27.37}$$

$$N_{3-6} = 21.83 \text{ KN} \quad \text{effort de traction}$$

$$N_{3-5} = N_{3-1} - N_{3-6} \cos 27.37 = -14.05 - 21.83 \cos 27.35$$

$$N_{3-5} = -33.44 \text{ KN} \quad \text{effort de compression}$$



Nœuds 6 :

$$\sum f_x = 0 \Rightarrow N_{6-4} - N_{6-3} \cos 27.35 + N_{6-8} = 0$$

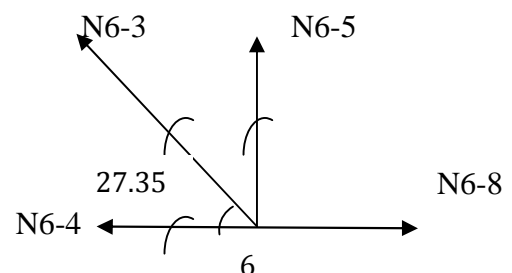
$$\Rightarrow N_{6-8} = 14.05 + 21.83 \cos 27.35$$

$$N_{6-8} = 33.44 \text{ KN} \quad \text{effort de traction}$$

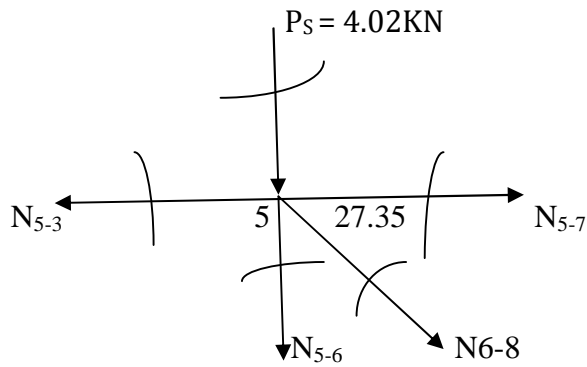
$$\sum f_y = 0 \Rightarrow N_{6-5} - N_{6-3} \sin 27.35 = 0$$

$$N_{6-5} = -21.83 \sin 27.35$$

$$N_{6-5} = -10.03 \quad \text{effort de compression}$$



Nœuds 5 :



$$\sum f_x = 0 \Rightarrow -N_{5-3} + N_{5-7} + N_{5-8} \cos 27.35 = 0$$

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow -N_{5-6} - P_S - N_{5-8} \sin 27.35 = 0$$

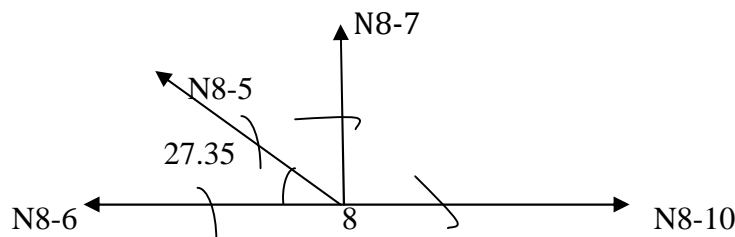
$$N_{5-8} = \frac{-N_{5-6} - P_S}{\sin 27.35} = \frac{10.03 - 4.02}{\sin 27.35} = 13.08 \text{ kN}$$

$N_{5-8} = 13.08$ effort de traction

$$N_{5-7} = -33.44 - 13.08 \cos 27.35$$

$N_{5-7} = -45.04 \text{ kN}$ effort de compression

Nœuds 8 :



$$\sum f_x = 0 \Rightarrow N_{8-10} - N_{8-5} \cos 27.35 - N_{8-6} = 0$$

$$N_{8-10} = 13.08 \cos 27.35 + 33.44$$

$N_{8-10} = 45.06 \text{ kN}$ effort de traction

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow N_{8-7} - N_{8-5} \sin 27.35 = 0$$

$$\Rightarrow N_{8-7} = -13.08 \sin 27.35$$

$\Rightarrow N_{8-7} = -6.009 \text{ kN}$ effort de compression

Nœuds 7:

$$\sum f_X = 0 \Rightarrow N_{7-9} - N_{7-5} + N_{7-10} \cos 27.35 = 0$$

$$\sum f_Y = 0 \Rightarrow -N_{7-8} - P_s - N_{7-10} \sin 27.35 = 0$$

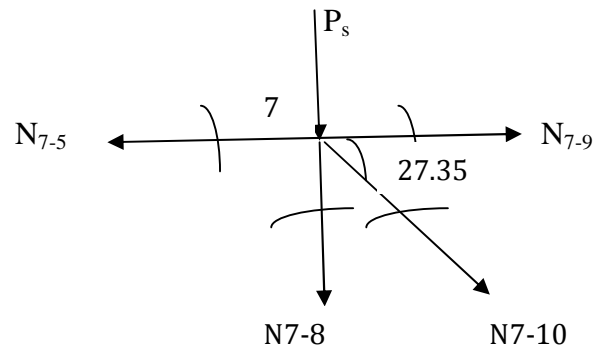
$$N_{7-10} = \frac{-N_{7-8} - P_s}{\sin 27.35} = \frac{+6.001 - 4.02}{\sin 27.35}$$

$N_{7-10} = 4.31 \text{ KN}$ effort de traction

$$N_{7-9} = N_{7-5} - N_{7-10} \cos 27.45$$

$$= -45.04 - 4.31 \cos 27.45$$

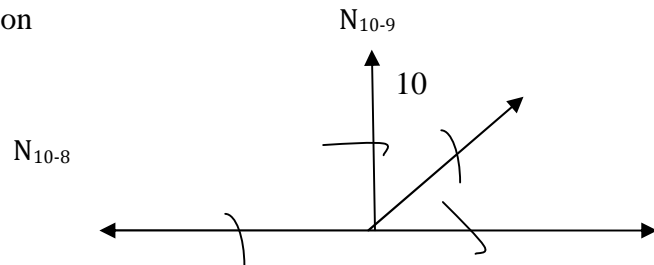
$N_{7-9} = -48.86 \text{ KN}$ effort de compression



Nœud 10 :

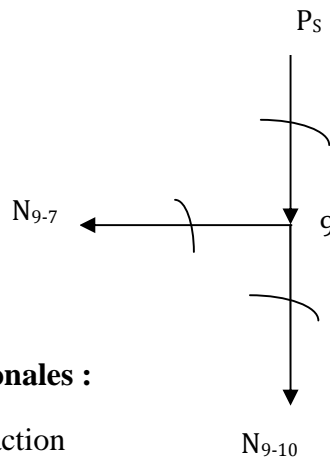
$$\sum f_X = 0$$

$$N_{10-9} = 0$$



Nœud 9 :

$$\sum f_X = 0 \Rightarrow N_{9-7} = 0$$



➤ **Dimensionnement des diagonales :**

$$N^{\max} = N_{3-6} = 21.83 \text{ KN} \quad \text{traction}$$

Longueur de la barre $L_0 = 1.30 \text{ m}$

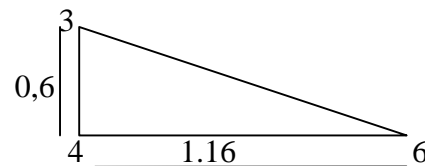
$$L_y = 0.8 L_0 = 1.04 \text{ m}$$

$$L_z = L_0 = 1.3 \text{ m}$$

$$L_{\max} = \max(L_y ; L_z) = 1.3 \text{ m}$$

$$N^{\max} < N_f = \frac{A \times f_y}{\gamma n_0}$$

$$\text{Avec } A \geq \frac{N^{\max} \times f_y}{\gamma_0} = \frac{21.83 \times 1}{23.5} = 0.929 \text{ cm}^2$$



$A = 0.93 \text{ cm}^2$ une seul cornière L20x20x3

$I_Y = I_Z = 0.39 \text{ cm}^4$; $i_y = i_z = 0.59$

$A = 1.12 \text{ cm}^2$; $t = 3 \text{ mm}$, $d = 0.60 \text{ mm}$

$I_\alpha = I_\beta = 0.39 \text{ m}^4$ un seule cornière

➤ **résistance plastique de la section brute :**

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_0} = \frac{1.12 \times 23.5}{1} = 26.32 \text{ KN}$$

Resistance ultime de la section nette

$A_{net} = A_1 + \varepsilon A_2$

$$A_1 = 3(20-3) = 51 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = (20.3) - (16 \times 3) = 12 \text{ mm}$$

$$A_1 = 0.12 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 0.12}{3 \times 0.12 + 0.51} = 0.413$$

$A_{net} = A - (e \times \emptyset) = 0.46 \text{ cm}^2$ diametre des trous

$$A_{net} = 0.12 + (0.413 \times 0.51) = 0.330 \text{ cm}^2$$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 0.33 \times 36}{1.25} = 16.58 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = 16.588 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 21.83 \leq N_{t,Rd} = \min(N_{plRd}, N_{u,Rd})$$

$$N_{sd} = 21.83 \text{ KN} > N_{t,Rd} = 8.555 \text{ KN} \text{ non vérifier}$$

Donc on augment la section de la cornier à une double cornier 2L20 x 20 x 3

$$A_{net} = 2[1.12 - (0.3 \times 1.6)] = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$N_{uRd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 1.28 \times 36}{1.25} = 33.17 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 21.83 \text{ KN} \geq N_{t,Rd} = 33.17 \text{ KN}$$

vérifiée

➤ **Membranes supérieures:**

$$N^{\max} = N_{5-7} = -45.04 \text{ KN} \text{ (compression)}$$

$$L_0 = 1.16 \text{ m}$$

$$L_y = 0.9 \times 1.16 = 1.044 \text{ m}$$

$$L_z = L_0 = 1.16 \text{ m}$$

$$L_{\max} = \max(L_y; L_z) = 1.16 \text{ m}$$

$$I_{\text{net}} = \frac{L_{\max} \times N_{\text{sd}}}{E \pi^2} = 2.927 \text{ cm}^2$$

On choisit : L35 x 35 x 4 avec $I = 2.95 \text{ cm}^4$

$$A = 2.67 \text{ cm}^2$$

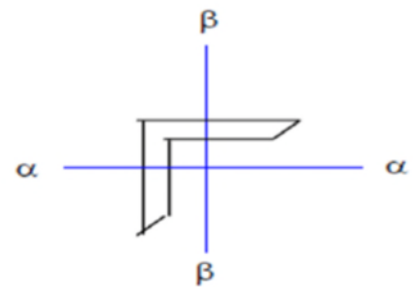
$$I_y = I_y = 2.95 \text{ cm}^4 \text{ et } i_y = i_y = 1.05 \text{ cm}$$

$$I_z = 2[I\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$\Delta = d + 0.5$$

$I\beta$: Moment d'inertie d'une seule cornière.

A_c : Aire d'une seule cornière.



➤ **Vérification au flambement :**

$$I_\alpha = I_\beta = 2.95 \text{ cm}^4; i_\alpha = i_\beta = 1.05 \text{ cm}$$

$$A_c = 2.67 \text{ cm}^2; d = 1.64 \text{ cm}$$

$$\Delta = 1.64 + 0.5 = 2.14 \text{ cm}$$

$$I_z = 2[2.95 + 2.14^2] = 15.06 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification à la traction :**

$$N_{\max} = 45.04 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} \leq N_{t,\text{rd}} = \min(N_{\text{pl},\text{rd}}; N_{u,\text{rd}})$$

$$N_{\text{plrd}} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} : \text{résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

: résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation

➤ **Résistance plastique de la section brute :**

$$N_{\text{plrd}} = \frac{2.67 \times 23.5}{1} = 62.745 \text{ KN}$$

➤ **Résistance ultime de la section nette :**

Cas des cornières assemblées par une seule aile :

Cas d'attache de 3 boulons et plus :

$$N_u = \frac{\beta_3 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$P_1 = 100\text{mm}; e_1 = 25\text{mm}$$

$$P_1 \geq 5d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$$

$$d_0 = 13\text{mm} : \text{diamètre de trous}$$

$$\text{Donc } \beta_3 = 0,7$$

$$A_{nette} = (8,13 - 0,6 \times 1,3) = 7.35\text{cm}^2$$

$$N_{t,rd} = \frac{0,7 \times 7,35 \times 36}{1,25} = 148.176\text{Kn}$$

$$N_{sd} = 45.04\text{KN} < N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd}) = 62.74\text{KN}$$

vérifiée

➤ **Membrures inférieures :**

$$N_{max} = N_{5-7} = 45.06\text{ KN (Traction)}$$

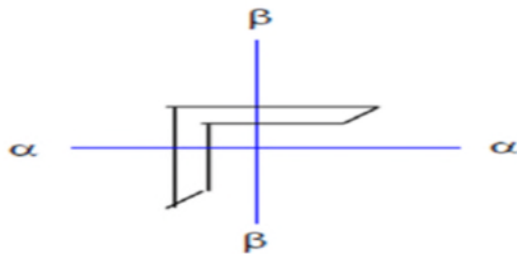
$$L_0 = 1.16\text{m}$$

$$L_y = 0.9 \times 1.16 = 1.044\text{ m}$$

$$L_z = L_0 = 1.16\text{ m}$$

$$L_{max} = \max(L_y; L_z) = 1.16\text{ m}$$

$$I_{nec} = 2.928\text{ cm} \quad \text{On choisit : L35 x 35 x 4 avec } I = 2.95\text{ cm}^4$$



$$A = 2.67\text{ cm}^2$$

$$I_y = I_y = 2.95\text{ cm}^4 \quad \text{et} \quad i_y = i_y = 1.05\text{ cm}$$

$$I_z = 2[I\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$\Delta = d + 0.5$$

$I\beta$: Moment d'inertie d'une seule cornière.

A_c : Aire d'une seule cornière.

➤ **Vérification au flambement :**

$$I_\alpha = I_\beta = 2.95\text{cm}^4; i_\alpha = i_\beta = 1.05\text{cm}$$

$$A_c = 2.67\text{cm}^2; d = 1,64\text{cm}$$

$$\Delta = 1.64 + 0.5 = 2.14 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à la traction :**

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd})$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} : \text{résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}} : \text{résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation}$$

➤ **Résistance plastique de la section brute :**

$$N_{plrd} = \frac{2.67 \times 23.5}{1} = 62.745 \text{ KN}$$

➤ **Résistance ultime de la section nette :**

Cas des cornières assemblées par une seule aile :

Cas d'attache de 3 boulons et plus :

$$N_u = \frac{\beta_3 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm}; e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$N_{\max} = 45.06 \text{ KN} \quad I_z = 2[2.95 + 2.14^2] = 15.06 \text{ cm}^4$$

$$P_1 \geq 5d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

$d_0 = 13 \text{ mm}$: diamètre de trous

Donc $\beta_3 = 0,7$

$$A_{nette} = (8,13 - 0,6 \times 1,3) = 7.35 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,rd} = \frac{0.7 \times 7.35 \times 36}{1.25} = 148.176 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 45.06 \text{ KN} < N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd}) = 62.74 \text{ KN}$$

vérifiée

• **Le montant :**

$$N^{\max} = -21.83 \text{ KN} \quad (\text{traction})$$

$$N^{\max} = 14.05 \text{ KN} \quad (\text{compression})$$

Longueur de la barre $L_0 = 0,6 \text{ m}$

$L_y = 0,8L_0 = 0,8 \times 0,6 = 0,48 \text{ m}$ (Dans le plan de la ferme.)

$L_z = L_0 = 0.6 \text{ m}$ (Dans le plan \perp au plan de la ferme.)

$$L_{\max} = \max (L_y, L_z) = 0.48\text{m}$$

$$I_{nec} \geq \frac{L_{\max}^2 \times N_{sd}}{E \times \Pi^2} = \frac{48^2 \times 21.83}{21000 \times \Pi^2} = 0.24\text{cm}^4$$

Soit une double cornière : **L20×20×3**

Une seule cornière : $I\alpha=I\beta=0.93\text{cm}^4$; $i\alpha=i\beta=0.59\text{cm}$

$$A_c = 0.93\text{cm}^2 ; d = 0.6\text{cm}$$

➤ **Vérification à la traction :**

$$N_{\max} = 45.06\text{KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{u,rd})$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} : \text{résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}} : \text{résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation}$$

➤ **Résistance plastique de la section brute :**

$$N_{plrd} = \frac{0.93 \times 23.5}{1} = 21.85 \text{ KN}$$

➤ **Résistance ultime de la section nette :**

Cas des cornières assemblées par une seule aile :

Cas d'attache de 3 boulons et plus :

$$N_u = \frac{\beta_3 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm}; e_1 = 25\text{mm}$$

$$P_1 \geq 5d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$$

$d_0 = 13\text{mm}$: diamètre de trous

$$\text{Donc : } \beta_3 = 0,7$$

$$A_{\text{nette}} = (1,12 - 0,3 \times 1,6) = 1.28\text{cm}^2$$

$$N_{t,rd} = \frac{0.7 \times 1.28 \times 36}{1.25} = 25.80\text{Kn}$$

$$N_{sd} = 21.83\text{KN} < N_{t,rd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{u,rd}) = 21.85\text{KN}$$

vérifiée

Elément	Sections choisies
Membrures supérieures	L35 × 35 × 4
Membrures inférieures	L35 × 35 × 4
Diagonales	2L20 × 20 × 20
montants	L20 × 20 × 3

III.10 Pré dimensionnement des poteaux :

Dans le pré dimensionnement des poteaux prévus pour résister aux efforts extérieurs, on tien compte de la nature de leur liaisons aux poutres.

En principe les poteaux seront encastres en bas et articulés en haut. Ils seront pré dimensionnés à l'ELU en compression simple.

On choisit un poteau central auquel revient la plus grande surface.

le Pré dimensionnement se fera selon la formule suivante : $N_{MAX} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

Avec :

N_{MAX} : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges

A : section du poteau

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité

III.10.1 Détermination de N_{max} par la descente de charge :

Le poteau le plus sollicité est le poteau intermédiaire :

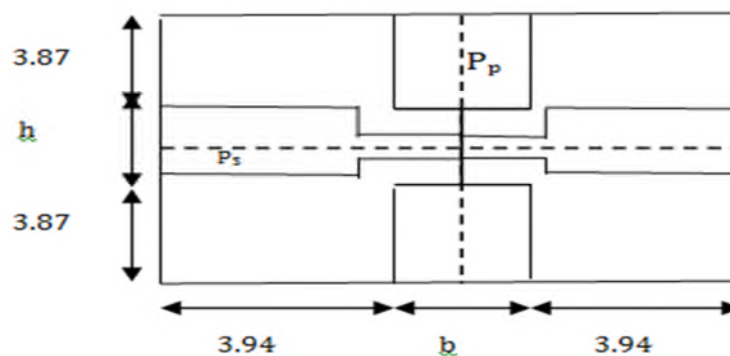


Figure III.28: l'effort N revenant sur le poteau le plus sollicité.

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

- Poids de la traverse HEA 180 $0.355 \times 8.18 = 2.903 \text{KN}$
 - La surcharge d'exploitation Q $0.326 \times 8.18 = 2.666 \text{KN}$
 - La surcharge de Neige S $0.232 \times 8.18^2 = 15.525 \text{KN}$
- $$\Rightarrow \begin{cases} N_{Gterr} = 2.903 \text{KN} \\ N_{Qterr} = 2.666 \text{KN} \\ N_{Sterr} = 15.525 \text{KN} \end{cases}$$

➤ **Planche RDC :**

- Poids du plancher $5.56 \times (8.18 \times 8.18) = 372.03 \text{kn}$
 - Poids de la poutre secondaire $0.776 \times (2 \times 3.87) = 6.00 \text{kn}$
 - Poids des solives $0.491 \times (2 \times 3.87) = 3.80 \text{kn}$
 - Poids de la poutre sommier $1.398 \times (2 \times 3.94) = 11.07 \text{kn}$
 - surcharges d'exploitation $5 \times (8.18 \times 8.18) = 334.56 \text{kn}$
- $$\Rightarrow \begin{cases} N_G \text{ étage} = 392.9 \text{KN} \\ N_Q \text{ étage} = 334.56 \text{KN} \\ N_S \text{ étage} = 0 \text{KN} \end{cases}$$

➤ **Pré dimensionnement :****Poteau niveau 3 :**

$$N_1 = 1.35 N_G + 1.35 (N_Q + N_S) = (1.35 \times 2.903) + (1.35 \times (2.666 + 15.525)) = 28.476 \text{kn}$$

$$N_2 = 1.35 N_G + 1.5 \max(N_Q; N_S) = (1.35 \times 2.903) + (1.5 \times 15.525) = 27.206 \text{kn}$$

$$N_{max} = \max(N_1; N_2) = 28.476$$

$$N_{max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{28.476 \times 1.1}{23.5} = 1.333 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA220 avec $A = 64.3 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification au flambement :**

La vérification au flambement flexion n'est nécessaire que si :

$$\bar{\lambda}_{max} > 0.2 \quad \text{Avec} \quad \bar{\lambda}_{max} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$$

a) Classe de la section :➤ **Vérification de la semelle :**

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Leftrightarrow \frac{220}{2 \times 11} = 10 \leq 10 \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad \Leftrightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

➤ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Leftrightarrow \frac{152}{7} = 21.71 \leq 72 \quad \Leftrightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_i$:

$$\bar{\lambda}_i = \left(\frac{\lambda_i}{\lambda_1}\right) * \beta_A^{0.5}$$

$\beta_A = 1$ pour les classes 1

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.7 * 400}{9.17} = 30.53$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.7 * 400}{5.51} = 50.82$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{30.50}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.32$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{50.82}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.54$$

Donc $\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0.54 > 0.2$ donc la vérification au flambement flexion est nécessaire.

Calculons maintenant le coefficient de réduction $\kappa_{min} = \min(\kappa_y, \kappa_z)$

Choix des courbes de flambement : pour l'HEA 220

On a :

$$h / b = 210 / 220 = 0.95 \leq 1.2$$

et $t_f = 11 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$, on aura :

Flambement / y'y : courbe (b) $\Rightarrow \alpha_y = 0.34$ et $\bar{\lambda}_y = 0.32$

Flambement / z'z : courbe (c) $\Rightarrow \alpha_z = 0.49$ et $\bar{\lambda}_z = 0.54$

Axe y-y

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 [1 + 0.34(0.32 - 0.2) + (0.32)^2] = 0.571$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 [1 + 0.49(0.54 - 0.2) + (0.54)^2] = 0.729$$

$$\kappa_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \kappa_y = \frac{1}{0.571 + \sqrt{0.571^2 - 0.32^2}} = 0.958$$

$$\kappa_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \kappa_z = \frac{1}{0.729 + \sqrt{0.729^2 - 0.54^2}} = 0.820$$

$$N_{b,Rdy} = \frac{\kappa_y \beta_A A f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.958 \cdot 1 \cdot 64.3 \cdot 23.5}{1} = 1447.58 \text{ KN}$$

$$N_{b,Rdz} = \frac{\kappa_z \beta_A A f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.820 \cdot 1 \cdot 64.3 \cdot 23.5}{1} = 1204 \text{ KN}$$

$$N^{max} = N^{max} + (G_{HEA220} \times h_{pot}) = 28.476 + (0.505 \times 4) = 30.496 \text{ KN}$$

$$N^{max} = 30.496 \text{ KN} < N_{b,Rdy} = 1447.58 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, donc le HEA 220 convient comme un poteau au 3^{ème} niveau

Poteau niveau 2 :

Dans ce cas l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G \text{ terr}} + N_{G \text{ étage}} + \text{Poids de HEA220}$$

$$N_Q = N_{Q \text{ terr}} + N_{Q \text{ étage}}$$

$$N_S = N_{S \text{ terr}} + N_{S \text{ étage}}$$

$$N_G = 2.903 + 392.9 + (0.505 \times 4) = 397.82 \text{ KN}$$

$$N_Q = 2.666 + 334.56 = 337.226 \text{ KN}$$

$$N_S = 15.525 + 0 = 15.525 \text{ KN}$$

L'effort est donné par le max des deux combinaisons:

$$N_1 = 1.35 N_G + 1.35 (N_Q + N_S) = (1.35 \times 397.82) + (1.35 \times (337.226 + 15.525)) = 1013.27 \text{ kn}$$

$$N_2 = 1.35 N_G + 1.5 \max(N_Q; N_S) = (1.35 \times 397.82) + (1.5 \times 337.226) = 1042.89 \text{ kn}$$

$$N_{max} = \max(N_1; N_2) = 1042.89 \text{ KN}$$

$$N_{max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1042.89 \times 1.1}{23.5} = 44.382 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA450 avec $A = 178 \text{ cm}^2$

➤ Vérification au flambement :

La vérification au flambement flexion n'est nécessaire que si :

$$\bar{\lambda}_{max} > 0.2 \text{ avec } \bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$$

a) Classe de la section :

➤ Vérification de la semelle :

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Leftrightarrow \frac{300}{2 \times 21} = 7.14 \leq 10 \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \Leftrightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

➤ Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Leftrightarrow \frac{344}{11.5} = 29.91 \leq 72 \Leftrightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_i$:

$$\bar{\lambda}_i = \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_1}\right) * \beta_A^{0.5}$$

$\beta_A = 1$ pour les classes 1

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.7 \cdot 612}{18.92} = 22.64$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.7 \cdot 612}{7.29} = 58.76$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{22.64}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.24$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{58.76}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.62$$

Donc $\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0.62 > 0.2$ donc la vérification au flambement flexion est nécessaire.

Calculons maintenant le coefficient de réduction $\kappa_{min} = \min(\kappa_y, \kappa_z)$

Choix des courbes de flambement : pour l'HEA 450

On a :

$$h / b = 440 / 300 = 1.46 \leq 1.2$$

et $t_f = 21 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$, on aura :

Flambement / y'y : courbe (a) $\Rightarrow \alpha_y = 0.21$ et $\bar{\lambda}_y = 0.24$

Flambement / z'z : courbe (b) $\Rightarrow \alpha_z = 0.34$ et $\bar{\lambda}_z = 0.62$

Axe y-y

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 [1 + 0.21(0.24 - 0.2) + (0.24)^2] = 0.533$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 [1 + 0.34(0.62 - 0.2) + (0.62)^2] = 0.763$$

$$\kappa_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \kappa_y = \frac{1}{0.533 + \sqrt{0.533^2 - 0.24^2}} = 0.991$$

$$\kappa_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \kappa_z = \frac{1}{0.763 + \sqrt{0.763^2 - 0.62^2}} = 0.828$$

$$N_{b,Rdy} = \frac{\kappa_y \beta_A A f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.991 \cdot 178 \cdot 23.5}{1} = 4145.35 \text{ KN}$$

$$N_{b,Rdz} = \frac{\kappa_z \beta_A A f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.828 \cdot 178 \cdot 23.5}{1} = 3463.52 \text{ KN}$$

$$N^{max} = N^{max} + (G_{HEA450} \times h_{Pot}) = 1042.89 + (1.398 \times 6.12) = 1051.44 \text{ KN}$$

$$N^{max} = 1051.44 \text{ KN} < N_{b,Rdy} = 4145.35 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, donc le HEA 450 convient comme un poteau au 2^{ème} niveau.

Poteau niveau 1 :

Dans ce cas l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G \text{ terr}} + 2 N_{G \text{ étage}} + \text{Poids de HEA220} + \text{Poids de HEA450}$$

$$N_Q = N_{Q \text{ terr}} + 2 N_{Q \text{ étage}}$$

$$N_S = N_{S \text{ terr}} + 2N_{S \text{ étage}}$$

$$N_G = 2.903 + 2(392.9) + (0.505 + 1.4) \times 4 = 796.323 \text{ KN}$$

$$N_Q = 2.666 + 2(334.56) = 671.786 \text{ KN}$$

$$N_S = 15.525 + 0 = 15.525 \text{ KN}$$

L'effort est donné par le max des deux combinaisons:

$$N_1 = 1.35 N_G + 1.35 (N_Q + N_S) = 2002.906 \text{ kn}$$

$$N_2 = 1.35 N_G + 1.5 \max(N_Q; N_S) = 2269.40 \text{ kn}$$

$$N_{\max} = \max(N_1; N_2) = 2269.40 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2269.40 \times 1.1}{23.5} = 106.23 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA550 avec $A = 211.8 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification au flambement :**

La vérification au flambement flexion n'est nécessaire que si :

$$\bar{\lambda}_{\max} > 0.2 \text{ avec } \bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$$

a) Classe de la section :

➤ **Vérification de la semelle :**

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 24} = 6.25 \leq 10 \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

➤ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{438}{12.5} = 35.04 \leq 72 \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_i$:

$$\bar{\lambda}_i = \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_1} \right) * \beta_A^{0.5}$$

$\beta_A = 1$ pour les classes 1

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.7 \times 510}{22.99} = 15.53$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.7 \times 510}{7.15} = 49.93$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{15.53}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.16$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{49.93}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.53$$

Donc $\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0.53 > 0.2$ donc la vérification au flambement flexion est nécessaire.

Calculons maintenant le coefficient de réduction $\kappa_{min} = \min(\kappa_y, \kappa_z)$

Choix des courbes de flambement : pour HEA 550

On a :

$$h / b = 540 / 300 = 1.8$$

et $t_f = 24\text{mm} < 40\text{mm}$, on aura :

Flambement / y'y : courbe (a) $\Rightarrow \alpha_y = 0.22$ et $\bar{\lambda}_y = 0.16$

Flambement / z'z : courbe (b) $\Rightarrow \alpha_z = 0.30$ et $\bar{\lambda}_z = 0.53$

Axe y-y

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 [1 + 0.22(0.16 - 0.2) + (0.16)^2] = 0.51$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 [1 + 0.3(0.52 - 0.2) + (0.52)^2] = 0.71$$

$$\kappa_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \kappa_y = \frac{1}{0.51 + \sqrt{0.51^2 - 0.16^2}} = 1$$

$$\kappa_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \kappa_z = \frac{1}{0.71 + \sqrt{0.71^2 - 0.53^2}} = 0.84$$

$$N_{b,Rdy} = \frac{\kappa_y \beta_A A f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 211.8 \cdot 23.5}{1} = 4977.3 \text{KN}$$

$$N_{b,Rdz} = \frac{\kappa_z \beta_A A f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.84 \cdot 1 \cdot 211.8 \cdot 23.5}{1} = 4180.93 \text{KN}$$

$$N^{max} = N^{max} + (G_{HEA450} \times h_{Pot}) = 2269.40 + (1.66 \times 5.10) = 2277.86 \text{KN}$$

$$N^{max} = 2277.86 \text{KN} < N_{b,Rdy} = 4977.3 \text{KN}$$

La condition est vérifiée, donc le HEA 550 convient comme un Poteau au 1^{ème} niveau.

➤ Récapitulation des sections adoptées aux différents étages :

Sections	Poteaux	Sommiers	Solives	Poutres secondaires
Niveau 1	HEA550	HEA450	HEA450	IPE450
Niveau 2	HEA450	HEA450	HEA450	IPE450
Niveau 3	HEA220	HEA450	HEA450	IPE450

IV.1 Introduction :

La construction mixte est l'association du béton armé et des profilés métallique, en vue de former des éléments parfaitement monolithique contribuent au meilleur fonctionnement d'un ouvrage de génie civil. Il s'agit de tirer le meilleur profit des matériaux constitutifs (béton, armatures et profilés métallique) de point de vue résistance, durabilité, protection, esthétique et rapidité d'exécution. L'adhérence mécanique entre les profilés métalliques et le béton armé n'existe pas à l'état naturel, on obtient cette solidarisation par le biais des organes de liaison appelés les connecteurs de cisaillement.

Généralement le choix de ce type de procédé est motivé pour les bâtiments à plusieurs étages, ou lorsque de grandes portées entre poteaux sont exigées (jusqu'à 20m).

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 répondant au schéma suivant :

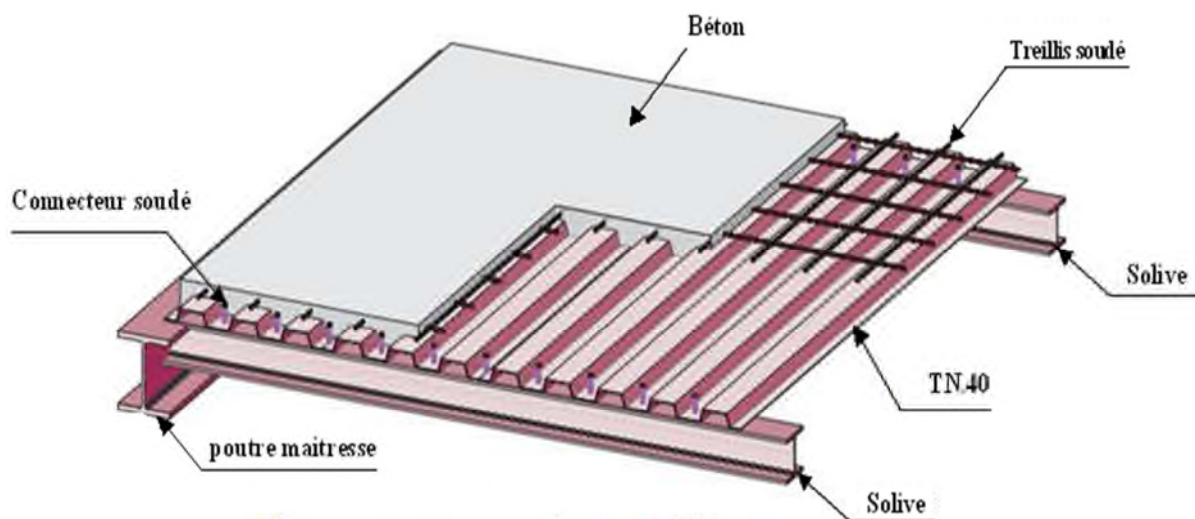


Figure IV. 1: Elément constructifs de plancher mixte.

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

a) Phase de construction:

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

b) Phase finale:

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton (sec).
- Surcharge d'exploitation
- Finition

IV.3 Plancher RDC

IV .3.1 Disposition des solives :

Dans notre cas les démentions les plus défavorable pour le dimensionnement des éléments de plancher sont montrer sur figure ci-après :

- distance entre les solives est $e=1,16\text{m}$
- la longueur de solive est $l=8,18\text{m}$
- Dalle de compression d'épaisseur $(h_c+h_p) =12\text{cm}$

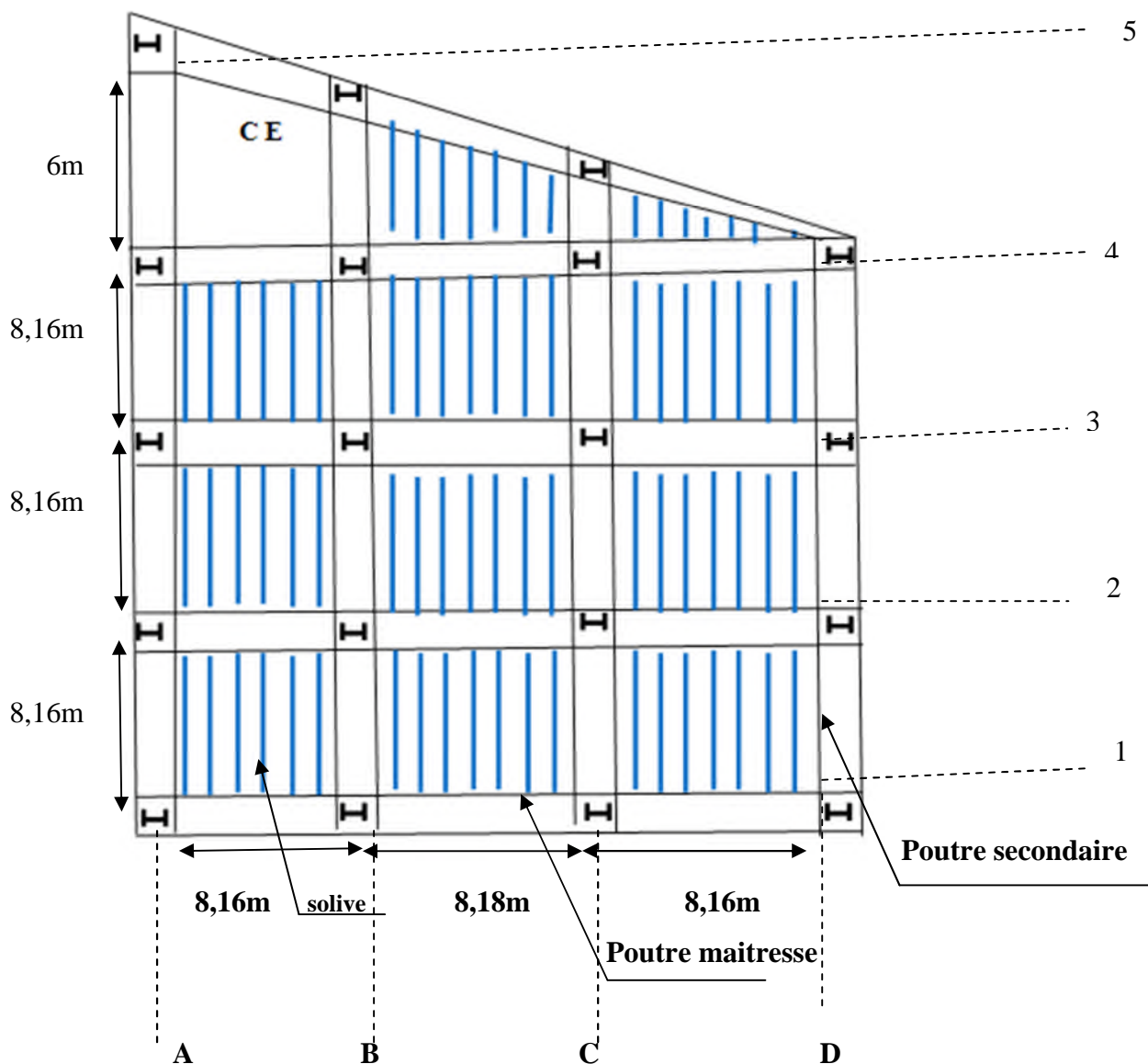


Figure IV.2 : Plan de repérage et d'orientation des poteaux et disposition des solives.

IV.3.2 Caractéristique des éléments constructifs :

a) L'acier :

On utilise des poutres IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) : $E_a = 21.10^4 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de traction : $f_y = 235 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de cisaillement : $\tau_e = 0,58$

b) Le béton :

Pour les plancher, on utilise un béton C25/30 d'épaisseur (e=12cm) qui ont les caractéristique suivantes :

- La résistance caractéristique à la comprissions : $f_{c28}=25\text{Mpa}$
- La masse volumique : $\rho = 2500\text{Kg}/\text{m}^3=25\text{KN}/\text{m}^3$
- Le coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2. 10^{-4}$
- n : coefficient d'équivalence acier/béton
- E_{cm} : la valeur du module sécant du béton (pour un béton de masse volumique courante d'une classe de résistance donnée ou de résistance caractéristique à la compression f_{ck}

Avec : $E_c : E_b= E_{cm}/ 3$

(Usage de Stockage)

$$\Rightarrow n = 3 \cdot \frac{E_a}{E_c}$$

Pour la classe C25/30

- $E_{cm} = 30500\text{Mpa}$
- $n = 3 \cdot \frac{E_a}{E_c} = 3. 6.88= 20.65$

IV .4.Vérification des solives :

IV.4.1 Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé (IPE330).....gp = 0.491 KN/m.
- Poids propre du béton frais.....Gb = 3 KN/m²
- Poids propre de la tôleGt =0,15 KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....Qc = 1.00 KN/m²

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 3,15\text{KN}/\text{m}^2 \\ Q = 1\text{KN}/\text{m}^2 \\ S = 0\text{KN}/\text{m}^2 \\ G_{IPE330} = 0,491\text{KN}/\text{m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 3,15 \times 1,16 + 0,491 = 4,145\text{KN}/\text{m} \\ Q = 1 \times 1,16 = 1,16\text{KN}/\text{m} \\ S = 0 \times 1 = 0\text{KN}/\text{m} \end{cases}$$

• **ELU :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{\mu 1} = 1,35. G + 1,5. \max[Q; S] = 7,335KN/m$$

$$P_{\mu 2} = 1,35. G + 1,35. [Q + S] = 7,162KN/m$$

$$P_{\mu} = \max(P_{\mu 1}; P_{\mu 2}) = 7,335KN/m$$

Il faut Vérifier la condition suivante :

➤ **La Condition de résistance du moment de flexion :**

On à un profilé laminé IPE330 sollicité à la flexion seule, la classe 1 donc le calcul est en plastique.

Avec :

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

$$M_{Sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,335 \times 8,18^2}{8} = 61,35KN.m$$

$$M_{Rd} = \frac{713,1 \times 23,5}{1} = 167,5789KN.m$$

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

Condition de Résistance Vérifiée

• **Condition de résistance de cisaillement :**

On doit vérifier que : $V_S < V_{Pl} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{mo}}$

Où :

V_{Rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : aire de cisaillement.

$A_{vz} = 30,81cm^2$ (D'après le tableau du profilé).

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = \frac{30,81 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 418,022KN$$

$$V_{Sd} = \frac{P_{\mu} \cdot l}{2} = \frac{18,07 \cdot 8,18}{2} = 73,906KN$$

$$V_S < V_{Pl,Rd}$$

Condition de cisaillement est vérifié)

• **ELS :**

Les combinaisons de charge à considérées sont :

$$P_{S1} = G + \max[Q; S] = 5,305KN/m$$

$$P_{S1} = G + 0,9[Q + S] = 5,189KN/m$$

$$P_{S1} = G + \max(P_{S1}; P_{S2}) = 5,305 \text{ KN/m}$$

- **La Condition de flèche :**

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times P_S \times L^4}{384 \times E \times I_Y}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{818}{200} = 4,09 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times P_S \times L^4}{384 \times E \times I_Y} = \frac{5 \times 5,305 \times 10^{-2} \times 818^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 11770} = 1,25 \text{ cm}$$

$$f_{adm} > f_{cal} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc toutes les conditions sont vérifiées, la section n'a pas besoins d'un étayement en phase de construction et il n'est pas nécessaire de prendre en compte l'effet de mare dans le calcul.

IV .4.2 Phase finale :

L'entre axe des sommiers est : $e_{sommier} = 8,18 \text{ m}$

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble.

Donc les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé (IPE330).....gp = 0.491 KN/m.
- Revêtement en carrelage(e=2cm)..... $0,2 \times 2=0,4 \text{ KN/m}^2$
- Cloisons de séparation (e=10)..... $1,2 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (e=1,5cm)..... $0,2 \times 1,5=0,3 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre (e=1,5cm)..... $0,1 \times 1,5=0,15 \text{ KN/m}^2$
- Lis sable (e=2cm)..... $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du béton frais.....Gb = 3 KN/m²
- Poids propre de la tôleGt =0,15 KN/m²

➤ Plancher :

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 5,56 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE330} = 0,491 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 5,56 \times 1,16 + 0,491 = 6,941 \text{KN/m} \\ Q = 5 \times 1,16 = 5,8 \text{KN/m} \\ S = 0,1,16 = 0 \text{KN/m} \end{cases}$$

- **ELU :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{\mu 1} = 1,35.G + 1,5. \max[Q; S] = 18,07 \text{KN/m}$$

$$P_{\mu 2} = 1,35.G + 1,35. [Q + S] = 17,20 \text{KN/m}$$

$$P_{\mu} = \max(P_{\mu 1}; P_{\mu 2}) = 18,07 \text{KN/m}$$

- **ELS :**

Les combinaisons de charge à considérées sont :

$$P_{S1} = G + \max[Q; S] = 12,741 \text{KN/m}$$

$$P_{S2} = G + 0,9[Q + S] = 12,161 \text{KN/m}$$

$$P_{S1} = \max(P_{S1}; P_{S2}) = 12,741 \text{KN/m}$$

a) La condition de la résistance :

$$P_{\mu} = 18,07 \text{KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{PL,Rd}^+$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_{\mu} \times L^2}{8} = \frac{18,07 \times 8,18^2}{8} = 151,138 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre plastique (ANP) :**

La section est sous moment positif (en travée)

La largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivante :

$$b_{eff}^+ = 2. \min \left[\frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right] \quad [EC4 \text{ art } 4.2.2.1]$$

l_0 : Longueur de la solive

b : Entre axe des solives

$$b_{eff}^+ = 2. \min \left[\frac{8,18}{8}, \frac{1,16}{2} \right] = 1,16 \text{m}$$

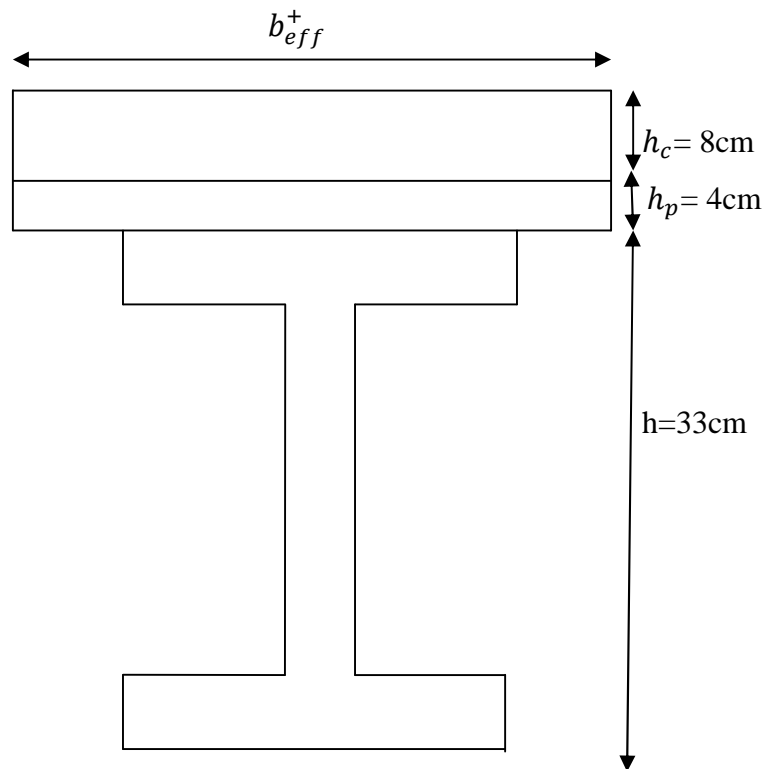


Figure IV.3 .La largeur effective de la dalle effective.

$$F_a = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{62,6 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1} = 1337,36 \text{KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \cdot h_c \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_c} = 1,16 \cdot 8 \cdot \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \cdot 10 = 1314,667 \text{KN}$$

$$F_c < F_a$$

$$F_c < F_a \text{ et } F_a - F_c \leq 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$F_a - F_c = 1337,36 - 1314,667 = 22,693 \text{KN}$$

$$2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} = 2 \cdot 160 \cdot 11,5 \cdot \frac{235}{1,1} = 786,182 \text{KN}$$

$$F_a - F_c \leq 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$$

L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans la semelle de la poutre métallique.

$$F_a = F_c + 2 \cdot b_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot (z_{anp} - h_c - h_p) \rightarrow z = (h_c + h_p) + \frac{(F_a - F_c) \cdot \gamma_a}{2 \cdot b_f \cdot f_y}$$

$$Z = (80 + 40) + \frac{(22,693 \cdot 10^3) \cdot 1,1}{2 \cdot 160 \cdot 235} = 120,332 \text{mm}$$

$$M_{plRd}^+ = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - (F_a - F_c) \cdot \frac{(z + h_p)}{2}$$

$$M_{plRd}^+ = 1337,36 \left(\frac{330}{2} + \frac{80}{2} + 40 \right) - (1337,36 - 1314,667) \cdot \frac{(120,332+40)}{2}$$

$$= 325,834 \text{KN.m}$$

- Vérification de la condition de résistance du moment :

$$M_{plRd}^+ = 325,834 \text{KNm} > M_{sd} = 151,138 \text{KNm} \quad \text{Condition de résistance}$$

- Vérifiée de condition de la flèche :

$$P_s = 12,741 \text{KN/m}$$

$$P_{solive} = 0,491 \times 8,18 = 4,016 \text{KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m}$$

$$f_{cal2} = \frac{P_{solive}}{24 \cdot E_a \cdot I_m} \cdot [[a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)] + [b \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2)]]$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{818}{250} = 3,272 \text{cm}$$

- Calcul de I_m :

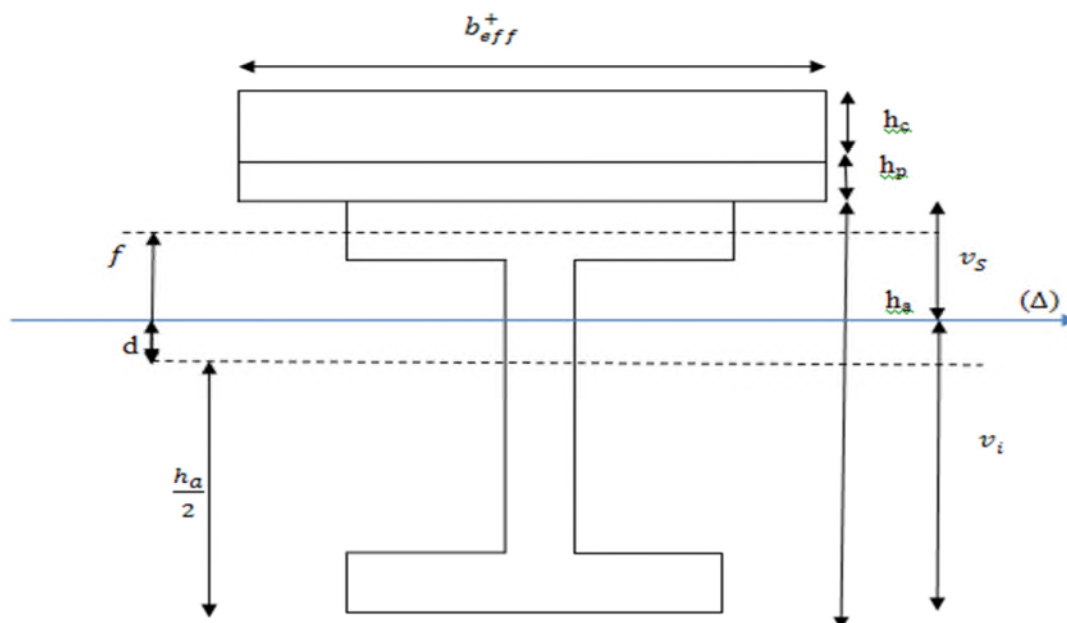


Figure IV.4 : Position de l'axe neutre.

v_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre (Δ)

v_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre (Δ)

d : distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre.

S : section mixte.

I_m : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre plastique.

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{n} = 62,6 + \frac{116 \cdot (8+4)}{20,65} = 130,01 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{n} \cdot \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2 \cdot S} = \frac{116 \cdot (8+4)}{20,65} \cdot \frac{(8+4)+33}{2 \cdot 130,1} = 11,66 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{33}{2} + (8 + 4) - 11,66 = 16,84 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{33}{2} + 11,66 = 28,16 \text{ cm}$$

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = \frac{(8+4)+33}{2} - 11,66 = 10,84 \text{ cm}$$

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2 + \frac{b_{eff}^+}{12 \cdot n} \cdot (h_c + h_p)^3 + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{n} \cdot f^2$$

$$I_m = 11770 + 62,6 \cdot 11,66^2 + \frac{116}{12 \cdot 20,65} (8 + 4)^3 + \frac{116(8 + 4)}{20,65} \cdot 10,84^2 = 29010,689 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal1} = \frac{5 \times 12,741 \times 10^{-2} \times 818^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 29010,689} = 1,22 \text{ cm}$$

$$f_{cal2} = \frac{4,016}{24,2 \cdot 1,10^4} \cdot [[60 \cdot (3 \cdot 818^2 - 4 \cdot 60^2)] + [176 \cdot (3 \cdot 818^2 - 4 \cdot 176^2)]] =$$

$$0,123 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 1,343 \text{ cm}$$

$$f_{adm} > f_{cal}$$

la condition de flèche est vérifiée.

- Calcul des contraintes :

Contraintes dues au moment fléchissant :

a) Contraintes dans la poutre d'aciers :

➤ Traction :

$$\sigma_{ai} = \frac{-M_{sd}}{I_m} \cdot v_i = \frac{-151,138 \cdot 10^6}{29010,689 \cdot 10^4} \cdot 28,16 \cdot 10 = -146,706 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{ai} = -146,706 \text{ Mpa}$$

➤ Compression :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{151,138 \cdot 10^6}{10^4} \cdot [16,84 \cdot 10 - 12 \cdot 10]$$

$$\Rightarrow \sigma_{as} = 25,215 \text{ Mpa}$$

b) Dans la dalle béton :

➤ Compression (fibre supérieure) :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot v_s = \frac{151,138 \cdot 10^6}{20,65 \cdot 29010,689 \cdot 10^4} \cdot 16,84 \cdot 10 = 4,248 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bs} = 4,248 \text{ Mpa}$$

➤ Compression (fibre inférieure) :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{151,138 \cdot 10^6}{20,65 \cdot 29010,689 \cdot 10^4} \cdot [168,4 - 120]$$

$$\Rightarrow \sigma_{bi} = 1,221 \text{ Mpa}$$

D) contraintes dues au retrait :

β : Distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton.

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{33 + 8 + 4}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène.

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{11770}{62,2 \cdot 22,5} = 8,410 \text{ cm}$$

D'où :

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{(n \cdot I_y \cdot A_a) + (B \cdot I_y) + (B \cdot A_a \cdot B^2)}$$

$$\text{Avec : } B = b_{eff} \cdot (h_c + h_p) = 116(8 + 4) = 1392 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{1392 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 22,5 \cdot 62,6}{(20,65 \cdot 11770 \cdot 62,6) + (1392 \cdot 11770) + (1392 \cdot 62,6 \cdot 22,5^2)} = 0,108 \text{ KN/cm}^3$$

y_1 : Distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène.

$$y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{33}{2} + 8,410 = 24,91 \text{ cm}$$

y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène.

$$y_2 = y_1 + h_c + h_p = 24,91 + 8 + 4 = 36,91 \text{ cm}$$

D'où ; les contraintes seront comme suite :

$$\sigma_{as} = K \cdot y_1 = 0,108 \cdot 24,91 = 26,902 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - y_1) = 0,108 (33 - 24,91) = 8,737 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,108 \cdot 24,91)}{20,65} = 0,731 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = \frac{(2.1 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,108 \cdot 36,91)}{25.65} = 0,103 \text{MPa}$$

- **Calcul des contraintes finales :**

Par l'utilisation du principe de superposition des contraintes, on trouve les contraintes finales dues au flexion de la poutre et au retrait.

$$\sigma_{as} = 4,248 + 26,902 = 31,15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ai} = -146,706 + 8,737 = -137,969 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 4,248 + 0,103 = 4,351 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bi} = 1,221 + 0,731 = 1,952 \text{MPa}$$

- **Vérification des contraintes finales :**

$$\sigma_{as} = 31,15 \text{MPa} < f_y = 235 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -137,969 \text{MPa} < f_y = 235 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 4,351 \text{MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = 1,952 \text{MPa} < f_y = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

IV. 5 Goujons connecteurs :

a) Définition :

Les connecteurs sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la poutre. Ils assurent la liaison entre la dalle de béton et la solive. Ils doivent être capables de présenter une résistance vis-à-vis du soulèvement de la dalle, et peuvent être utiles également à empêcher le glissement entre les deux éléments à assemblée.

b) avantage :

L'avantage des goujons est de combiner une rigidité relativement élevée avec une grande capacité de déformation. En effet, par rapport à des cales, les goujons à tête peuvent être disposés avec un espacement suffisant qui facilite grandement leur utilisation.

c) L'inconvénient :

Il est lié au problème de soudabilité particulièrement lors de l'utilisation de tôles galvanisées ou de semelles de poutres peintes mais également en présence d'eau entre la tôle profilée et la semelle.



Figure IV. 5 : Schéma représentant de connecteur.

On choisit des connecteurs de type M18 de classe 4.6.

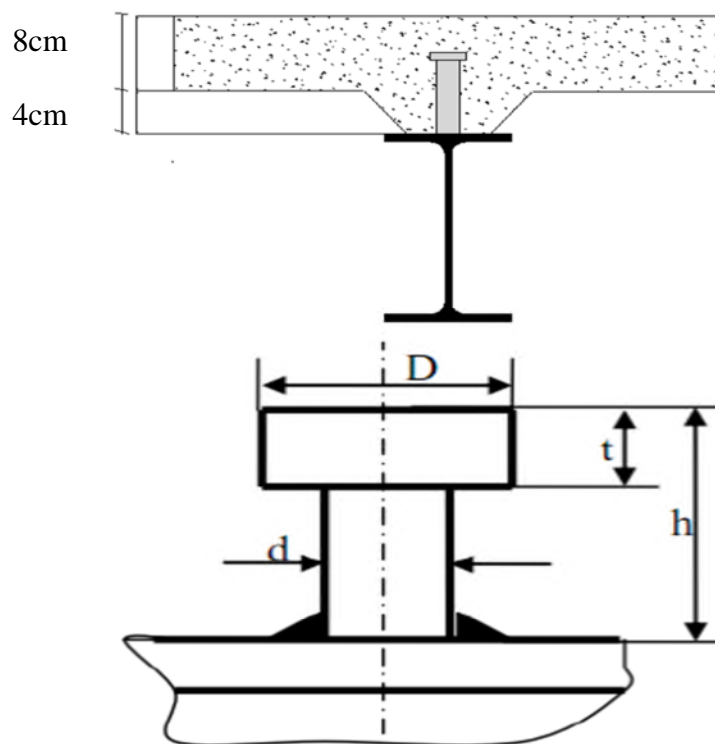


Figure IV.6 Vue et dimension du goujon connecteur.

d) Dimensionnement :

d : diamètre du fut du goujon ($d \leq 22\text{mm}$) ;

f_{μ} : Résistance ultime en traction spécifique du goujon sans dépasser 500MPa

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à l'âge considéré (mesurée sur éprouvette 16/32)

E_{cm} : Module de Young sécant du béton

γ_v : Coefficient de sécurité partiel : $\gamma_v = 1,25$

α : Facteur correctif

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \cdot d$$

On a $d=18\text{mm} \Rightarrow h > 4 \cdot 18 = 72\text{mm}$

Soit $h \geq 72\text{mm}$ on prend $h=80\text{mm}$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2[(h/d)+1] \rightarrow 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 \rightarrow \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} > 4 = \frac{80}{18} = 4,44 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C25/30 $\Rightarrow f_{ck} = 25\text{MPa}, E_{cm} = 30500\text{MPa}$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}; P_{rd2})$$

EC4 art 6.3.2.1

Avec :

P_{rd1} : Effort résistant au cisaillement de goujon lui-même :

$$P_{rd1} = 0,8 \cdot \frac{f_{\mu}}{\gamma_v} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) = 0,8 \cdot \frac{360}{1,25} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 18^2}{4} \right) \cdot 10^{-3} = 58,6\text{KN}$$

P_{rd2} : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon :

$$P_{rd2} = 0,29 \cdot \frac{\alpha d^2}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 0,29 \cdot \frac{1 \cdot 18^2}{1,25} \cdot \sqrt{25 \cdot 30500} \cdot 10^{-3} = 65,637\text{KN}$$

$$P_{rd} = \min(58,6 ; 65,63) = 58,6\text{KN}$$

L'effort total de cisaillement longitudinales est donné par :

$$V_{lf} = \min\left(\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; 0,85 \cdot b_{eff}^+ \cdot \frac{(h_c + h_p) f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

EC4 art 6.2.1.1

$$V_{lf} = \min\left(\frac{62,6 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,1}; 0,85 \cdot 1160 \cdot \frac{(80+40) \cdot 25}{1,5}\right)$$

$$V_{lf} = \min(1337,36 ; 1972)\text{KN}$$

A_a : L'air de l'élément en acier (section transversale du profile) $A_a = 62,6\text{cm}^2$

Donc le nombre de connecteurs par la longueur critique est:

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{1337,36}{58,6} = 22,82$$

En choisit $N_f = 23$

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{8,18}{2} = 4,09\text{m} \text{ Donc } S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{409}{23} = 17,78\text{cm}$$

Soit le nombre de connecteurs $N=23$ par une longueur de 4,09m sur un espacement de 17cm

IV.5.2 : Vérification des soudures :

Avec :

t_f : épaisseur de la semelle de la solive IPE330.

a: La gorge de soudure.

l : longueur du cordon de soudure circulaire.

F_{wrd} : L'effort résistant au cisaillement de chaque goujon.

F_{sd} : L'effort sollicitant de cisaillement de chaque goujon.

$$a < \min(d; t_f) = \min(18; 11,5) = 11,5mm$$

On prend $a=10mm$

l : longueur du cordon de soudure circulaire.

$$l = \pi \cdot d = \pi \cdot 18 = 56,52mm$$

$$\text{Acier S235} \begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \\ f_u = 360MPa \end{cases}$$

L'effort résistant au cisaillement vaut :

$$F_{wrd} = a \cdot l \cdot \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = a \cdot l \cdot \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{3}} = 10 \cdot 56,52 \cdot \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 117,475KN$$

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{1137,36}{23} = 58,146KN$$

$$F_{sd} = 58,146KN < F_{wrd} = 117,475KN \quad \text{Vérfiée}$$

IV.5.3 Ferrailage de la dalle du plancher :

Dans notre cas, on a une dalle sur quatre appuis de 1,16× 8,18m :

$$\begin{cases} G = 5,56 KN/m^2 \\ Q = 5KN/m^2 \end{cases}$$

1) Combinaisons d'actions :

➤ Etat Limite ultime :

$$P_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

$$P_u = (1,35 \cdot 5,56 + 1,5 \cdot 5) \cdot 1,16 = 17,4KN/m$$

Etat Limite de Service :

$$P_s = G + Q = (5,56 + 5) \cdot 1,16 = 12,25 KN/m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,16}{8,18} = 0,142 < 0,4 \dots \dots \dots \text{la dalle travaille dans un seul sens lx}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_x^2}{8} = \frac{17,4 \cdot 1,16^2}{8} = 2,926 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée et en appuis :**

-Moment en travée $M_t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 2,926 = 2,194 \text{ KN.m}$

-Moment sur appuis : $M_a = 0,4 \times M_0 = 0,4 \times 2,926 = 1,170 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des armatures en travée : (flexion simple)**

$M_t = 2,194 \text{ KN.m}$

$b = 1 \text{ m}$

$h = 8 \text{ cm} = 0,08 \text{ m}$

$c = 2 \text{ cm}$

$d = 0,9h = 0,072 \text{ m}$

$$u_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,194 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,072^2 \cdot 14,2} = 0,298 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot u_{bu}}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,298}) = 0,455$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,072 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,455) = 0,059 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{2,194}{0,059 \cdot 348} = 1,068 \text{ cm}^2$$

Donc ; on ferraille avec **5HA8=2.51cm²**

Les armatures de répartition sont donnée par :

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,628$$

On choisit 4HA8 avec $A = 2,01 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 0,072^2 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,869 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfiée}$$

➤ **Calcul des armatures en appui :**

$M_a = 1,170 \text{ KN/m}$

$b = 1 \text{ m}$

$h = 8 \text{ cm} = 0,08 \text{ m}$

$c = 2 \text{ cm}$

$d = 0,9h = 0,072 \text{ m}$

$$u_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,17 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,072^2 \cdot 14,2} = 0,159 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot u_{bu}}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,159}) = 0,218$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,072 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,218) = 0,066 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = \frac{1,170}{0,066 \cdot 348} = 0,509 \text{ cm}^2$$

Donc ; on ferraille avec **5HA8=2.51cm²**

➤ **Espacement des barres :**

$$St_{//x} = \min [(3 \cdot h_c), 33] \rightarrow St_{//x} = \min [(3 \cdot 8), 33] = 24 \text{ cm}$$

La condition à satisfaire est :

$$St_{//x} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 24 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

$$St_{//y} = \min [(4 \cdot h_c), 45] = \min [(4 \cdot 8), 45] = 32 \text{ cm}$$

La condition à satisfaire :

$$St_{//y} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 32 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

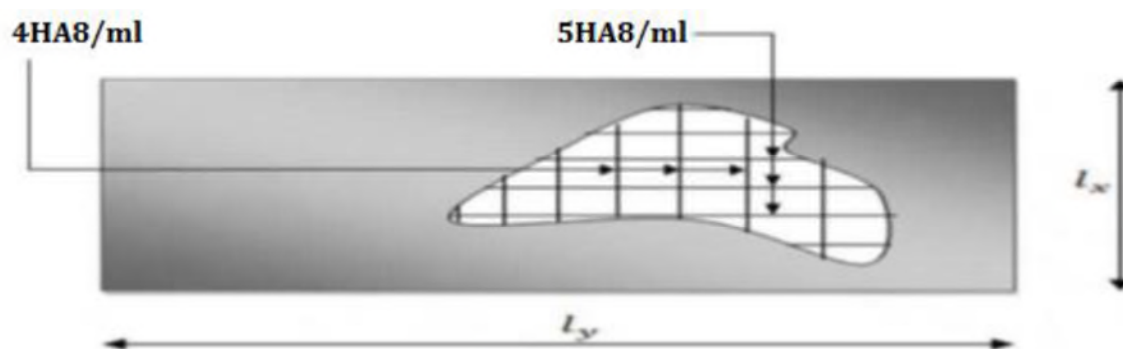
➤ **Vérfication de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{17,4 \cdot 1,16}{2} = 10,09 \text{ KN}$$

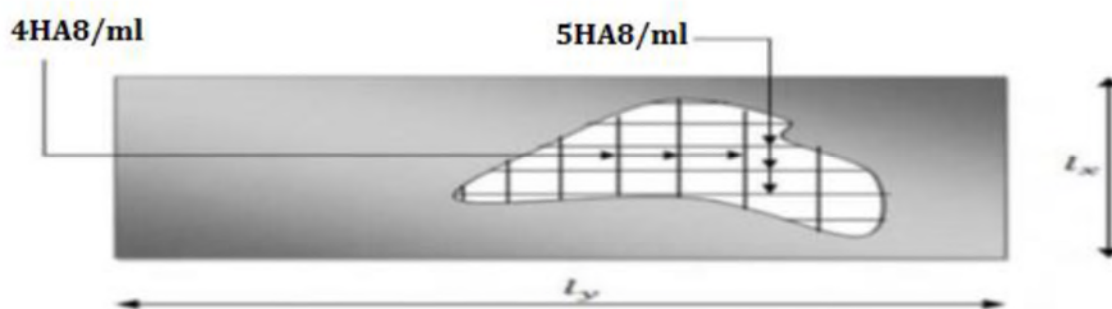
$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{10,09 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 0,072} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} > \tau \quad \text{Vérfiée}$$

Toutes les conditions sont vérfiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



Ferraillage en travée



Ferraillage en appuis

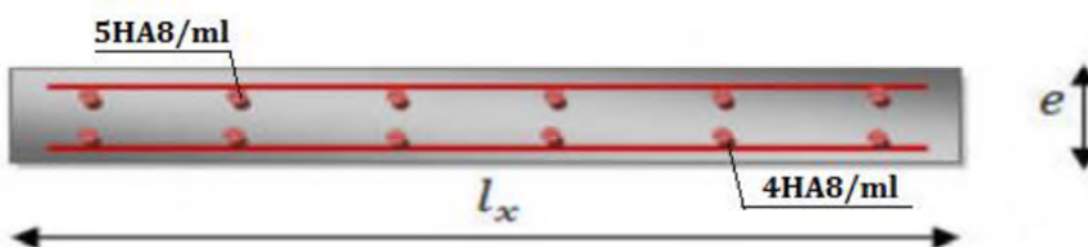


Figure IV.7 : Ferraillage de la dalle.

V.1 Etude des escaliers :

V.1.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée (ou de tôle à larmes).

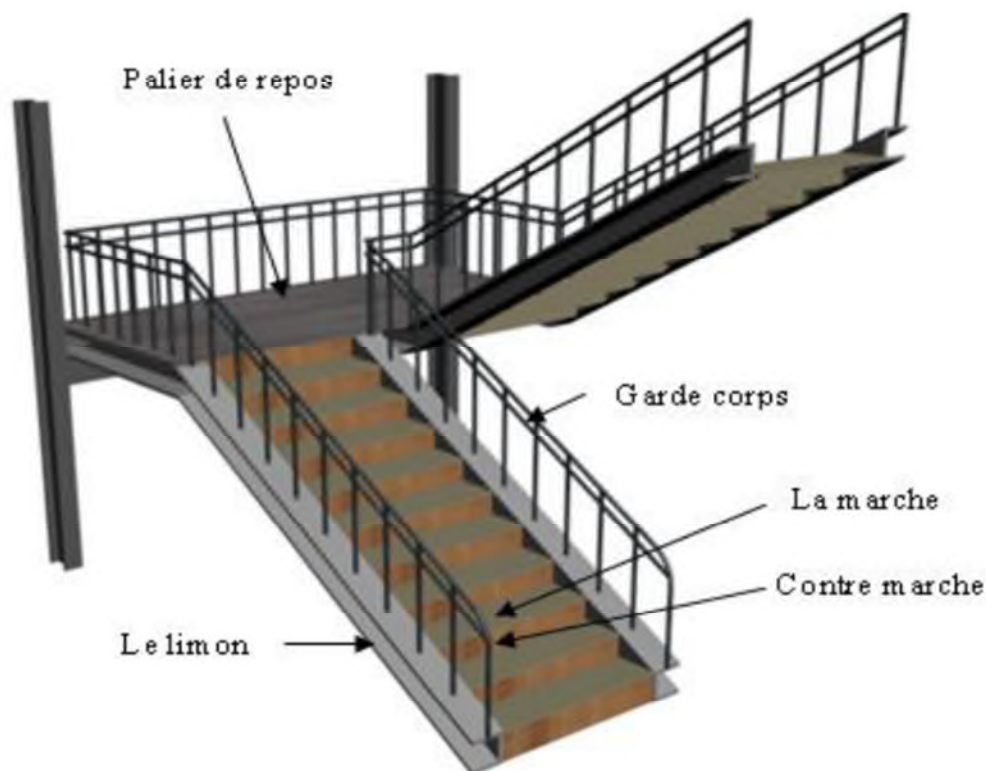


Figure V.1. Vue en 3D de l'escalier

V.1.2 Définitions :

- **Un palier** : dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.
- **Une volée** : c'est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.

- **Giron** : c'est la largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

a) Avantage des escaliers métalliques :

L'escalier en métal est un escalier pré-usiné, La structure d'acier vient en deux ou trois morceaux qui sont assemblés, par boulons, sur place et elle est ensuite recouverte de marches, de contremarches et de limons. La préfabrication sur mesure et le calcul informatisé des dimensions assurent aussi une grande précision et une qualité uniforme du travail.

Economie de mains d'œuvres et temps de travail.

b) Inconvénients des escaliers métalliques :

L'entretien et protection contre la corrosion.

V.1.3 Choix des dimensions (dimensionnement architectural) intérieur :

Hauteur de la contre marche donné par : $16cm \leq h \leq 18cm$

Largeur de la marche (giron) donné par : $25cm \leq h \leq 32cm$

Nombre de contremarche.

Hauteur à franchir avec une volée H=1, 53m

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60cm \leq g + 2 \cdot h \leq 64cm$$

Avec :

$$h = \frac{H}{n}$$

On prend $h = 17cm \Rightarrow n = \frac{153}{17} = 9$ contre marches

$n - 1 = 9 - 1 = 8$ (marches)

Application de la règle de BLONDEL :

$$60cm \leq g + 2 \cdot h \leq 64cm$$

$$\Rightarrow 60 - 2 \times h \leq g \leq 64 - 2 \times h$$

$$\Rightarrow 60 - (2 \times 17) \leq g \leq 64 - (2 \times 17)$$

$$\Rightarrow 26cm \leq g \leq 30cm$$

On prend : $g = 30cm$

$$tg\alpha = \frac{17}{30} = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

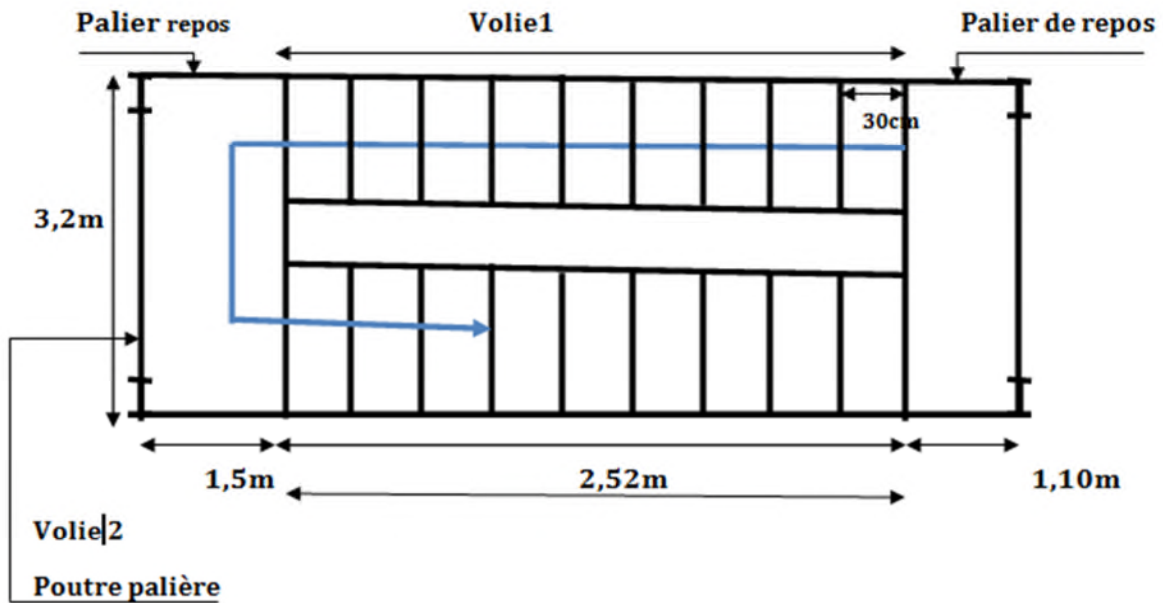


Figure V. 2 : Vu en plan de l'escalier

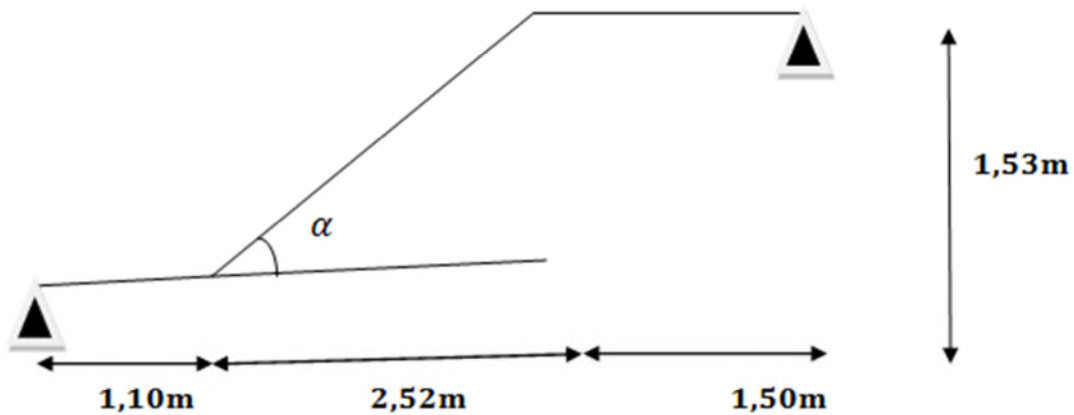


Figure V. 3: Schéma statique d'escaliers intérieurs.

V .1.4 Dimensionnement des éléments de l'escalier :

a) charges et surcharges sur l'escalier :

➤ Charges sur la volée :

- Tôle striée (e =0,4cm)0, 9. 0 ,4=0, 36 KN/m².
- Mortier de pose (e =0,4cm)0,2 .2=0,4 KN/m².
- Revêtements en carrelage (e = 2cm) 0.2 × 2 = 0.4 KN/m².
- Garde-corps0.02×78.5=1.57 KN/m².

$$G_v = 2,73 \text{ KN/m}^2$$

➤ Charge sur le palier :

- Revêtements en carrelage ($e = 2cm$) $0.2 \times 2 = 0.4 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose ($e = 2cm$) $0.2 \times 2 = 0.4 \text{ KN/m}$
- Dalle en béton armé ($e = 10cm$)..... $0.1 \times 25 = 2.5\text{KN/m}^2$
- Tôle type TN 40 0.15KN/m^2

$G_p = 3,45 \text{ KN/m}^2$

➤ Charges d'exploitation :

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

V.1.4.1 dimensionnement de la Cornière du support :

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple.

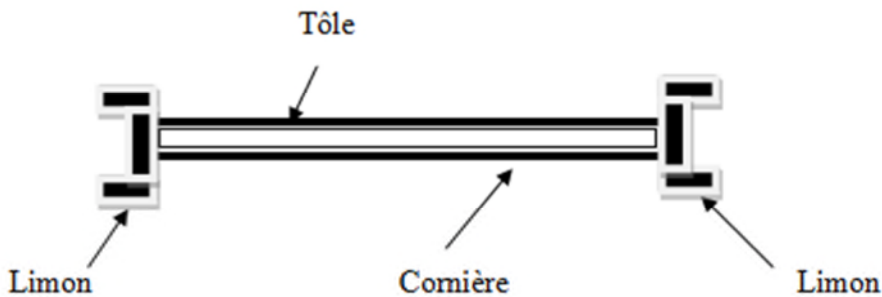


Figure V. 4 : Coupe Transversal de l'escalier.

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

$$q_s = (G + Q) \times \frac{g}{2} = (2,73 + 2,5) \cdot 0,3 / 2 = 0,784 \text{ KN/m}.$$

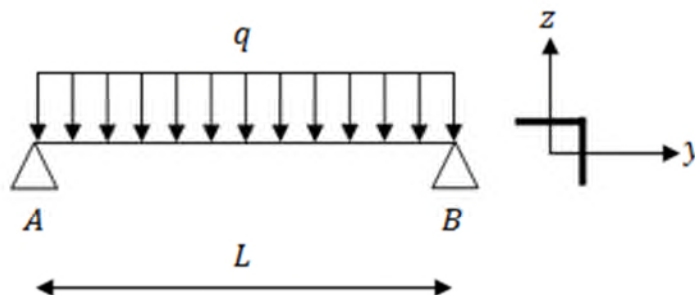


Figure V. 5: Schémas statique de la marche.

➤ **Condition de flèche :**

il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y > 300 \times \frac{5 \times q_{ser} \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 0,784 \times 1500^3}{384 \times 2,110^5} = 4,92 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L40x40x5 avec les caractéristiques suivantes

$$I_y = I_z = 5,43 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1,91 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0,0297 \text{ KN/m}$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

• **Condition de flèche :**

$$f_{cal} \leq f_{ad}$$

$$q' = q + G_{cornière} = 0,784 + 0,0297 = 0,814 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0,814 \times 1500^4}{384 \times 21000 \times 5,43 \cdot 10^4} \cdot 10^{-1} = 0,470 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{150}{300} = 0,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Condition de résistance :**

Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{rd}$ avec $M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8}$

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times \frac{g}{2} + (1,35 \times G_{cornière})$$

$$q_u = (1,35 \times 2,73 + 1,5 \times 2,5) \times \frac{0,3}{2} + (1,35 \times 0,0297) = 1,155 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1,15 \times 1,50^2}{8} = 0,323 \text{ Kn.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1,91 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 0,449 \text{ Kn.m} > 0,323 \text{ Kn.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Vérification au Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1,15 \cdot 1,50}{2} = 0,862 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 1,04 \cdot h \cdot t = 1,04 \cdot 40 \cdot 5 = 2,08 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{2,08 \cdot 10^2 \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 28,22 \text{ kN} > 0,862 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L40x40x5 convient comme cornière de support.

V.1.4.2 dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

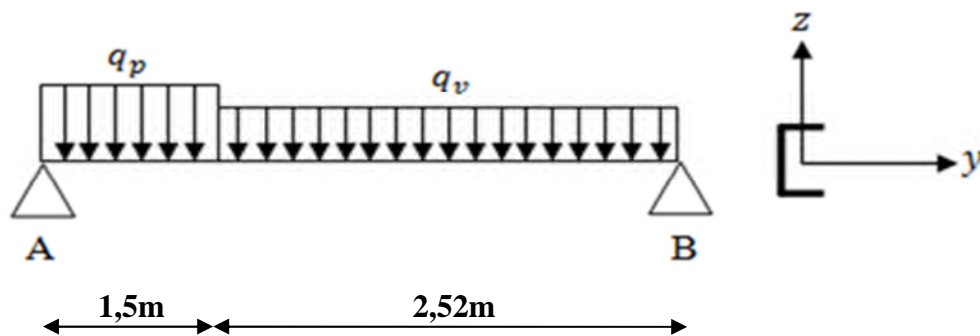


Figure V. 6: Schéma statique sur le limon.

$$q_v = \frac{(G_v + Q) \cdot E_m}{2} + 3 \cdot G_{cornière} = \frac{(2,73 + 2,5) \cdot 1,5}{2} + 3 \cdot 0,0297 = 4,012 \text{ kN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \times E_m}{2} = \frac{(3,45 + 2,5) \times 1,5}{2} = 4,462 \text{ kN/m}$$

E_m : La longueur de la marche

$$q = \max(q_v ; q_p) = 4,462 \text{ kN/m}$$

- **Condition de flèche :**

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 4,462 \times 4020^3}{384 \times 2,1 \times 10^5} 10^{-4} = 539,20 \text{ cm}^4$$

Soit un UPN140 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 605 \text{ cm}^4$$

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

$$G_{profilé} = 0,16 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 10,4 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

➤ **Condition de flèche :**

$$q' = q + G_{profilé} = 4,462 + 0,16 = 4,622 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 4,682 \times 4020^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 605 \times 10^4} \times 10^{-1} = 1,253 \text{ cm} < \frac{402}{300} = 1,34 \text{ cm}$$

• **Condition de résistance :**

$$\begin{aligned} q_v &= \frac{(1,35 \times G_v + 1,5 \times Q) \times E_m}{2} + 1,35(G_{Cornière} + G_{profilé}) \\ &= \frac{(1,35 \times 2,73 + 1,5 \times 2,5) \cdot 1,5}{2} + 1,35(3,0,0297 + 0,16) \\ &= 5,912 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= \frac{(1,35 \times G_p + 1,5 \times Q) \times E_m}{2} + 3 \cdot G_{profilé} \\ &= \frac{(1,35 \times 2,73 + 1,5 \times 2,5) \cdot 1,5}{2} + 3 \cdot 0,16 = 6,057 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 23,98 \text{ KN}$$

$$\sum (M/A \text{ ET } B) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 9,24 \text{ KN} \\ R_B = 14,74 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Calcul des efforts internes :**

$$0 \leq x \leq 1,5$$

$$\begin{cases} M_z = -3,03 \times x^2 + 9,24 \times x \\ T_y = 6,057 \times x - 9,24 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}, T_y = -9,24 \text{ KN} \\ x = 1,5 \Rightarrow M_z = 7,04 \text{ KN.m}, T_y = -0,154 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Le moment est maximum pour : } x = \frac{9,24}{6,057} = 1,52 \text{ m} > 1,5 \text{ m}$$

$$0 \leq x \leq 2,52$$

$$\begin{cases} M_Z = -2,96 \times x^2 + 14,74 \times x \\ T_y = -5,912 \times x + 14,74 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{KN.m}, T_y = 14,74 \text{KN} \\ x = 2,52 \Rightarrow M_Z = 18,35 \text{KN.m}, T_y = -0,16 \text{KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour : $x = \frac{14,74}{5,912} = 2,49 \text{m} < 2,52 \text{m}$

$$\Rightarrow M_{max} = 18,35 \text{KN.m}$$

Donc les efforts maximum sont : $\begin{cases} M_{sd} = 18,35 \text{KN.m} \\ V_{sd} = R_A = 9,24 \text{KN} \end{cases}$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{103 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 24,205 \text{KN} \cdot \text{m} > 18,35 \text{KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Vérification au Cisaillement :**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{10,4 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1} = 141,10 \text{KN} > 12,8 \text{KN}$$

$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow$ Vérifiée

$$0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \times 141,10 = 70,55 \text{KN}$$

Conclusion : on choisit pour le limon et pour la volée un **UPN140**

V.1.4.3 Etude de la poutre palière :

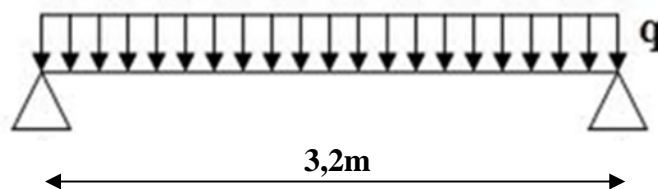


Figure V.7: Schéma statique de la poutre palière.

Les charges provenant à la poutre palière sont :

-Réaction du palier à l'ELU $R_A = 9,24 \text{KN/m}$

-Réaction du palier à l'ELS $R_A = 6,46 \text{KN/m}$

Charge des cloisons $2,22 \times 1,53 = 3,4 \text{KN/m}$

$$q_s = 3,4 + 6,46 = 9,86 \text{KN/m}$$

➤ **Condition de flèche :**

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{300} f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 9,86 \times 3200^3}{384 \times 2,1 \cdot 10^5} 10^{-4} = 601 \text{cm}^4$$

Soit un IPE160 caractérisé par :

$$I_y = 869,3 \text{cm}^4$$

$$W_{ply} = 123,9 \text{cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0,159 \text{KN.m}$$

$$A_{vz} = 9,66 \text{cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte le poids du profilé**

$$q_u = 1.35 \times (3,4 + 0,159) + 6,03 = 10,85 \text{ KN/m}$$

$$q_s = q + P_{profilé} = 9,86 + 0,159 = 10,02 \text{ kN/m}$$

• **Condition de flèche :** $f_{cal} \leq f_{ad}$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 10,02 \times 3200^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 869,3 \times 10^4} \times 10^{-1} = 0,75 \text{cm} < f_{ad} = \frac{320}{300} = 1,07 \text{cm}$$

Vérifiée

• **Condition de résistance :** $M_{sd} < M_{rd}$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10,85 \times (3,2)^2}{8} = 13,89 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 11,81 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0,4 \cdot M_0 = -5,56 \text{KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123,9 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 29,12 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 13,89 \text{ Kn.m} < M_{rd} = 29,12 \text{Kn.m}$$

Vérifiée

• **Vérification au cisaillement :** $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{10,85 \times 3,2}{2} = 17,36 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{9,66 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 131,06 \text{ Kn} > 17,36 \text{Kn}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd}$$

Vérifiée

Conclusion : on choisit pour poutre palière un profilé **IPE160**

V.1.5 Choix des dimensions (dimensionnement architectural) extérieur :

Hauteur de la contre marche donné par : $16cm \leq h \leq 18cm$

Largeur de la marche (giron) donné par : $25cm \leq h \leq 32cm$

Nombre de contremarche.

Hauteur à franchir avec une volée $H=1,87m$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60cm \leq g + 2 \cdot h \leq 64cm$$

Avec :

$$h = \frac{H}{n}$$

On prend $h = 17cm \Rightarrow n = \frac{187}{17} = 11$ contremarches

$n - 1 = 11 - 1 = 10$ (marches)

Application de la règle de BLONDEL :

$$60cm \leq g + 2 \cdot h \leq 64cm$$

$$\Rightarrow 60 - 2 \times h \leq g \leq 64 - 2 \times h$$

$$\Rightarrow 60 - (2 \times 17) \leq g \leq 64 - (2 \times 17)$$

$$\Rightarrow 26cm \leq g \leq 30cm$$

On prend : $g = 30cm$

$$tg\alpha = \frac{17}{30} = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

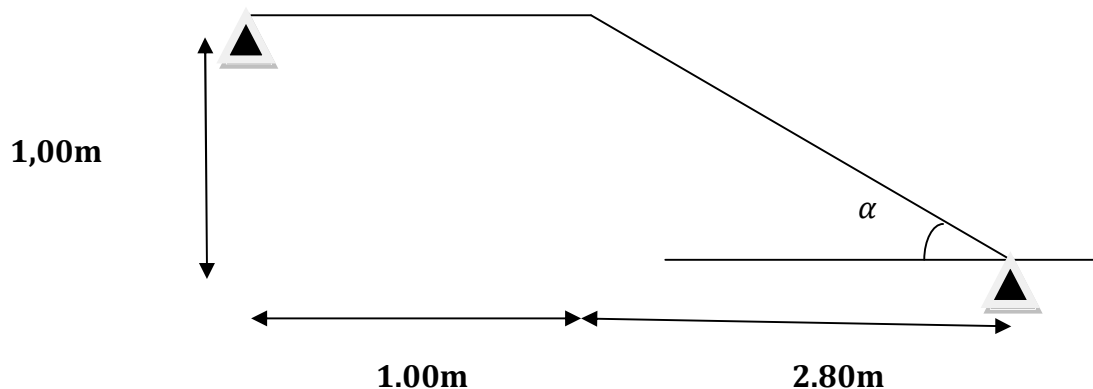


Figure V. 8: Schéma statique d'escaliers extérieur.

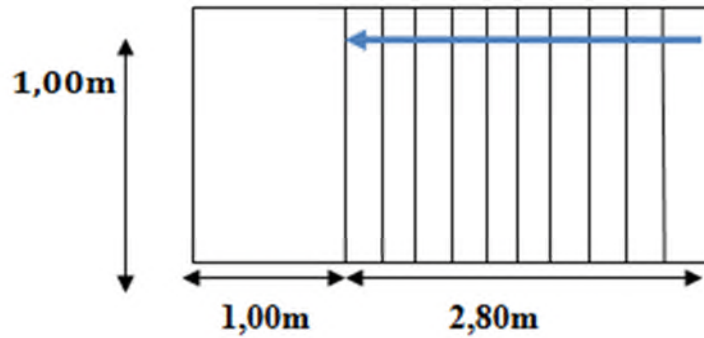


Figure V.9: Vue en plan de l'escalier.

Dimensionnement des éléments de l'escalier :

a) charges et surcharges sur l'escalier :

➤ **Charges sur la volée :**

- Tôle striée ($e = 0,4\text{cm}$) $0,9 \cdot 0,4 = 0,36 \text{ KN/m}^2$.
- Mortier de pose ($e = 0,4\text{cm}$) $0,2 \cdot 2 = 0,4 \text{ KN/m}^2$.
- Revêtements en carrelage ($e = 2\text{cm}$) $0,2 \times 2 = 0,4 \text{ KN/m}^2$.
- Garde-corps $0,02 \times 78,5 = 1,57 \text{ KN/m}^2$.

$G_v = 2,73 \text{ KN/m}^2$

➤ **Charge sur le palier :**

- Revêtements en carrelage ($e = 2\text{cm}$) $0,2 \times 2 = 0,4 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose ($e = 2\text{cm}$) $0,2 \times 2 = 0,4 \text{ KN/m}$
- Dalle en béton armé ($e = 10\text{cm}$)..... $0,1 \times 25 = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Tôle type TN 40 $0,15 \text{ KN/m}^2$

$G_p = 3,45 \text{ KN/m}^2$

➤ **Charges d'exploitation :**

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

b) dimensionnement de la Cornière du support :

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple.

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

$q_s = (G + Q) \times \frac{g}{2} = (2,73 + 2,5) \cdot 0,3 / 2 = 0,784 \text{ KN/m}$.

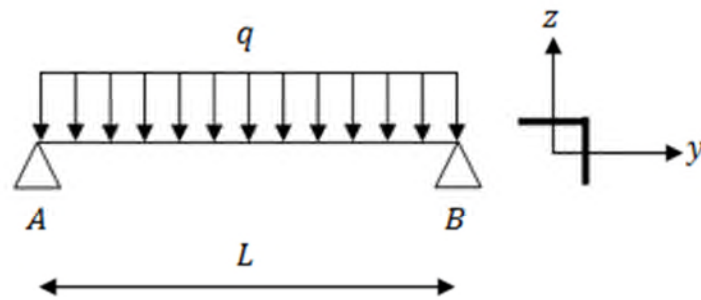


Figure V. 10: Schémas statique de la cornière.

➤ **Condition de flèche :**

il faut vérifier : $f_{\text{cal}} \leq f_{\text{ad}}$

Avec :

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{\text{ad}} = \frac{l}{300}$$

$$I_y > 300 \times \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 0,784 \times 1000^3}{384 \times 2,1 \times 10^5} 10^{-4} = 1,46 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L30x30x4 avec les caractéristiques suivantes

$$I_y = I_z = 1,80 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{ely}} = W_{\text{elz}} = 0,85 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{cornière}} = 0,0178 \text{ KN/m}$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

• **Condition de flèche :**

$$f_{\text{cal}} \leq f_{\text{ad}}$$

$$q' = q + G_{\text{cornière}} = 0,784 + 0,0178 = 0,802 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times 0,802 \times 1000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1,80 \cdot 10^4} \cdot 10^{-1} = 0,28 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = \frac{100}{300} = 0,33 \text{ cm}$$

• **Condition de résistance :**

Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{rd}$ avec $M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8}$

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times \frac{g}{2} + (1,35 \times G_{\text{cornière}})$$

$$q_u = (1,35 \times 2,73 + 1,5 \times 2,5) \times \frac{0,3}{2} + (1,35 \times 0,0178) = 1,14 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1,14 \times 1,00^2}{8} = 0,142 \text{ Kn.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,85 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 0,2 \text{ Kn.m} > 0,142 \text{ Kn.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification au Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1,14 \cdot 1,00}{2} = 0,57 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 1,04 \cdot h \cdot t = 1,04 \cdot 30 \cdot 4 = 1,248 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{1,248 \cdot 10^2 \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 16,93 \text{ KN} > 0,57 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L30x30x4 convient comme cornière de support.

c) dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

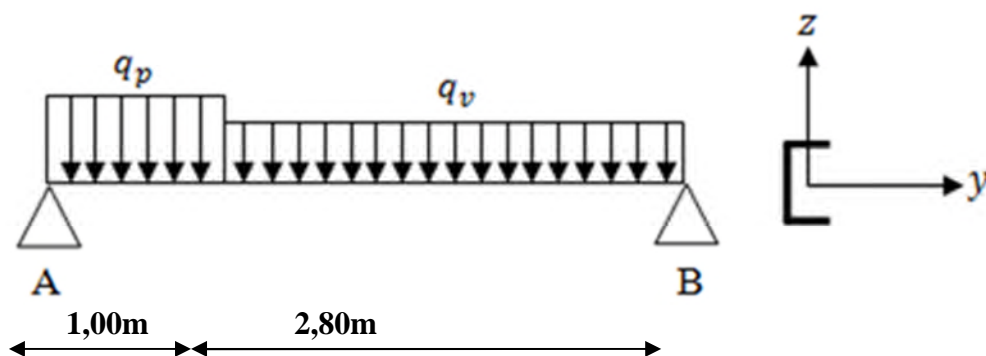


Figure V. 11: Schéma statique sur le limon.

$$q_v = \frac{(G_v + Q) \cdot E_m}{2} + 3 \cdot G_{\text{cornière}} = \frac{(2,73 + 2,5) \cdot 1,5}{2} + 3 \cdot 0,0178 = 3,976 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \times E_m}{2} = \frac{(3,45 + 2,5) \times 1,5}{2} = 4,462 \text{ KN/m}$$

E_m : La longueur de la marche

$$q = \max(q_v; q_p) = 4,462 \text{ KN/m}$$

➤ **Condition de flèche :**

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 4,462 \times 3800^3}{384 \times 2,1 \times 10^5} 10^{-4} = 455,43 \text{ cm}^4$$

Soit un UPN140 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 605 \text{ cm}^4$$

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

$$G_{profilé} = 0,16 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 10,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

• **Condition de flèche :**

$$q' = q + G_{profilé} = 4,462 + 0,16 = 4,622 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 4,622 \times 5120^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 605 \times 10^4} \times 10^{-1} = 1 \text{ cm} < \frac{512}{300} = 1,71 \text{ cm}$$

• **Condition de résistance :**

$$\begin{aligned} q_v &= \frac{(1,35 \times G_v + 1,5 \times Q) \times E_m}{2} + 1,35(G_{Cornière} + G_{Profilé}) \\ &= \frac{(1,35 \times 2,73 + 1,5 \times 2,5) \cdot 1,5}{2} + 1,35(3,0,0178 + 0,16) \\ &= 5,865 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= \frac{(1,35 \times G_p + 1,5 \times Q) \times E_m}{2} + 3 \cdot G_{Profilé} \\ &= \frac{(1,35 \times 2,73 + 1,5 \times 2,5) \cdot 1,5}{2} + 3 \cdot 0,16 = 4,20 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 15,602 \text{KN}$$

$$\sum (M/A \text{ ET } B) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 7,713 \text{KN} \\ R_B = 7,889 \text{KN} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts internes :**

$$0 \leq x \leq 1$$

$$\begin{cases} M_Z = -2,141 \times x^2 + 7,713 \times x \\ T_y = 4,282 \times x - 7,713 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{KN.m}, T_y = -7,713 \text{KN} \\ x = 1 \Rightarrow M_Z = 5,572 \text{KN.m}, T_y = -3,431 \text{KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour : $x = \frac{7,713}{4,20} = 1,84 \text{m} > 1 \text{m}$

$$0 \leq x \leq 2,80$$

$$\begin{cases} M_Z = -2,02 \times x^2 + 7,889 \times x \\ T_y = -4,043 \times x + 7,889 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{KN.m}, T_y = 7,887 \text{KN} \\ x = 2,80 \Rightarrow M_Z = 6,252 \text{KN.m}, T_y = -3,406 \text{KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour : $x = \frac{7,889}{5,865} = 1,34 \text{m} < 2,80 \text{m}$

$$\Rightarrow M_{max} = 7,70 \text{KN.m}$$

Donc les efforts maximum sont : $\begin{cases} M_{sd} = 7,70 \text{KN.m} \\ V_{sd} = R_A = 7,713 \text{KN} \end{cases}$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{103 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 24,20 \text{KN} \cdot \text{m} > 7,70 \text{KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification au Cisaillement :**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{10,41 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1} = 141,24 \text{KN} > 7,889 \text{KN}$$

$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$

$$0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 141,24 = 70,62 \text{KN}$$

Conclusion : on choisit pour le limon et pour la volée un **UPN140**

- d) **Etude de la poutre palière :**

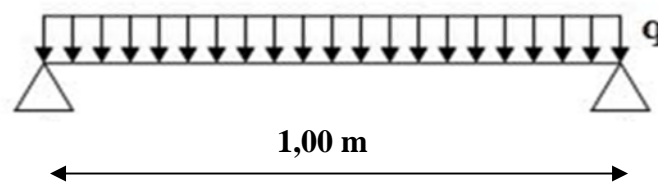


Figure V. 12: Schéma statique de la poutre palière.

➤ **Evaluation de charges :**

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

- Réaction du palier à l'ELU..... $R_A = 7,713\text{KN/m}$
 - Réaction du palier à l'ELS..... $R_A = 5,34\text{KN/m}$
 - Charge des cloisons..... $= 2,22 \times 1,87 = 4,15\text{KN/m}$
- $q = 4,15 + 5,34 = 9,49\text{ kN/m}$

➤ **Condition de flèche :**

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{300} f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 9,49 \times 1000^3}{384 \times 2,1 \cdot 10^5} 10^{-4} = 17,65\text{cm}^4$$

Soit un UAP 80 caractérisé par :

$$I_y = 21,3\text{cm}^4$$

$$W_{ply} = 7,38\text{cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0,0838\text{KN.m}$$

$$A_{vz} = 10,7\text{cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte le poids du profilé**

$$q_u = 1,35 \times (4,15 + 0,862 + 0,0838) + 6,04 = 11,792\text{ kN/m}$$

$$q_s = 9,49 + 0,083 = 9,574\text{ kN/m}$$

• **Condition de flèche :**

$$f_{cal} \leq f_{ad}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 9,574 \times 1000^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 21,3 \times 10^4} = 0,28\text{cm} < f_{ad} = \frac{100}{300} = 0,33\text{cm} \quad \text{Vérifiée}$$

• **Vérification à la résistance : $M_{sd} < M_{rd}$**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11,792 \times (1)^2}{8} = 1,474\text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 1,253\text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,4 \cdot M_0 = 0,501 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7,38 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 1,734 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 0,977 \text{ Kn.m} < M_{rd} = 1,734 \text{ Kn.m} \quad \text{Vérifiée}$$

• **Vérification au cisaillement :** $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11,792 \times 1}{2} = 5,896 \text{ Kn}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{10,7 \times 10^{-1} \times (235 / \sqrt{3})}{1} = 145,17 \text{ Kn} > 5,896 \text{ Kn}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \quad \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors UAP80 convient comme poutre palière.

V. 2 Dimensionnement de la console :

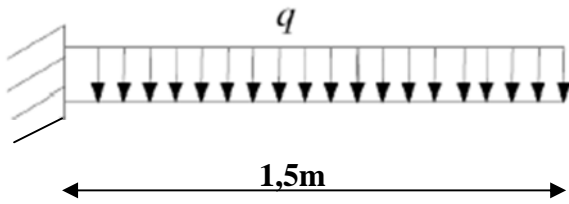


Figure V.13 : Schéma statique de la console.

V.2.1 Evaluation de charges :

Les charges revenant sur la console sont :

En estime une consol de IPE 120.....G= 0,104 KN/m

Charge d’exploitation..... Q=5 × 1,5 = 7,5 KN/m

$$q_s = 0,491 \times 8,18 = 4,016 \text{ KN}$$

$$q_s = [G+Q]+2P_s/l$$

$$q_s = (0,104+7,5) + \frac{2 \times 4,016}{1,5} = 12,95 \text{ KN/m}$$

➤ **Condition de flèche :**

$$f_{cal} = \frac{q_s \times l^4}{8 \times E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{q_s \times l^3}{8 \times E} \times 250$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{12,95 \times 10^{-2} \times 150^3}{8 \times 21000} \times 250 = 650,4 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 650,4 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE200 caractérisé par :

$$I_y = 1943,2 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 220,6 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0,224 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 14 \text{ cm}^2$$

V.2.2 Vérification en tenant compte du poids du profilé :

$$q_u = 1,35 \times (0,224 + 10,71) + 1,5 \times 7,5 = 18,7 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 0,224 + 10,71 + 7,5 = 15,7 \text{ KN/m}$$

➤ **Condition de flèche :**

$$f_{cal} \leq f_{ad}$$

$$f_{cal} = \frac{q_s \times l^4}{8 \times E \times I_y} = \frac{15,7 \times 10^{-2} \times 150^4}{8 \times 21000 \times 541,2} = 0,54 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250} = \frac{150}{250} = 0,6 \text{ cm}$$

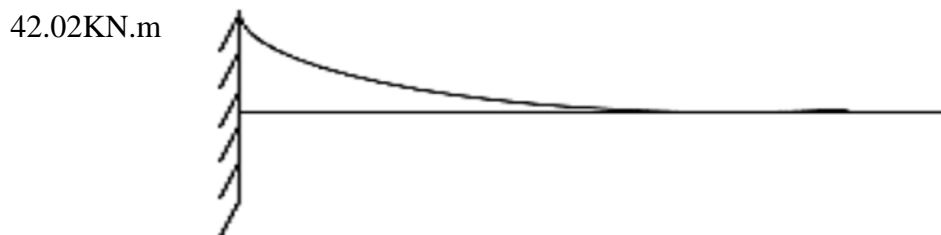
$$f_{cal} \leq f_{ad} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Condition de résistance du moment :**

$$M_{sd} < M_{Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{18,7 \times 1,5^2}{2} = 42,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{Mo}} = \frac{235 \times 10^3 \times 220,6 \times 10^{-6}}{1} = 51,84 \text{ KN.m}$$



$$M_{sd} < M_{Rd} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Condition de Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{Rd}$$

$$V_{sd} = q_u \cdot L = 18,7 \times 1,5 = 28,05 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 28,05 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{23,5 \times 14}{\sqrt{3} \times 1} = 189,95 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{Rd} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

Conclusion : on choisit pour la console un **IPE200**

V.2.3 Assemblage poteau - poutre (consol) :

L'assemblage poteau - poutre est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la poutre et au poteau.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

Données de calcul :

$$M_{sd}=42,07 \text{ KN.m} \quad V_{sd}=V_z =28,05 \text{ KN}$$

➤ **Dimensionnements des boulons :**

• **Choix des diamètres et du nombre des boulons :**

On choisit des boulons **M20** de diamètre ϕ **20** de **classe 8.8** **n=8**

$$d_0=22\text{mm} \quad d=20\text{mm}$$

$$A=314\text{mm}^2 \quad A_s=245\text{mm}^2 \quad f_{bu}=800\text{N/mm}^2$$

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d0 : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

➤ **Disposition des boulons :**

• **Distance entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 2,2d_0 \quad P_2 \geq 3d_0 \quad \text{Avec : } d_0 = 22 \text{ mm}$$

(tableau 6.1 Eurocode 3)

$$P_1 \geq 2 \cdot 22 = 44 \text{ mm}$$

On prend : P₁ = 60 mm

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : P₂ = 100 mm

- pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1.2d_0 \quad e_1 \geq 1.2 \times 22 = 26,4 \text{ mm} \quad \text{On prend: } e_1 = 30 \text{ mm.}$$

- Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5d_0 \quad e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 60 \text{ mm}$$

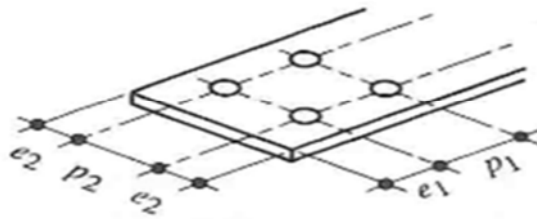


Figure 14 : Désignation des entraxes et des pincées.

- Détermination des distances dans les boulons :

$$d_1 = 230 \text{ mm}$$

$$d_2 = 160 \text{ mm} \quad d_3 = 100 \text{ mm}$$

- Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons :

- calcul du moment résistant de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$\text{D'où : } N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

N_i : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 245 = 137,2 \text{ KN par boulon.}$$

- Le moment résistant de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

n : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

➤ Vérification de la résistance de l'assemblage au moment : $M_{Sd} \leq M_{Rd}$

$$\sum d_i^2 = (230^2 + 160^2 + 100^2 + 30^2) = 89400 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = M_{Rd} = \frac{2 \times 137,2 \times 89400}{520} \times 10^{-3} = 47,175 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} = 3,596 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 47,175 \text{ KN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : On choisit le nombre de boulons **n = 8** boulons de classe **HR8.8**.

➤ Vérification des boulons aux cisaillements :

$$\text{donc: } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot m} = \frac{28,05}{4 \cdot 1} = 7,0125 \text{ KN}$$

n : Le nombre de boulons par rangée.

m : nombre de plan de cisaillement.

VI.1 Introduction :

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, freinage longitudinal du pont roulant et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

VI.2 Contreventements de toiture (poutre au vent) :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

VI.3 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

Remarque :

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

VI.3.1 Evaluation des efforts dans la poutre au vent :

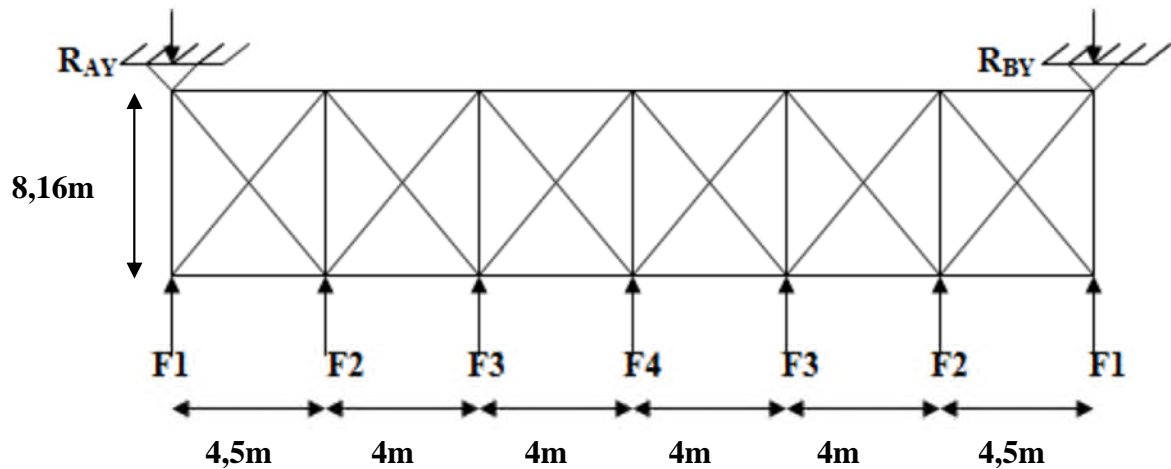


Figure VI. 1: Schéma statique de la poutre au vent en pignon.

a) Evaluation des efforts horizontaux

$$F_i = \left(V^{max} \times \frac{h_i}{2} \times \frac{l}{n} \right) + \frac{F_r}{n}$$

S_i : Surface afférente de chaque force.

$$S_i = \frac{l}{n} \times \frac{h_i}{2}$$

h_i : Hauteur de chaque poteaux.

La force d'entraînement F_e est la force de frottement pour la toiture, dans notre cas la force du frottement $F_e = 0$. (Voir chapitre 2)

D'après l'étude au vent, la valeur de V_{max} est donnée comme suit :

$$V_{max} = V_d = 0.74 \text{ KN/m}^2 \text{ (voir chapitre II).}$$

	$\frac{h_i}{2}$ (m)	$\frac{F_r}{n}$ (KN)	$S_i = \frac{h_i}{2} \times \frac{l}{n}$ (m ²)	V_{max} (KN/m ²)	F_i (KN)
F1	5,06	0	10,54	0,74	7,80
F2	5,39	0	11,23	0,74	8,31
F3	5,39	0	11,23	0,74	8,31
F4	5,06	0	10,54	0,74	7,80

Tableau VI. 1: Evaluation des efforts horizontaux.

$$L = 25\text{m}$$

$$h_1 = 10,13\text{m}$$

$$h_2 = 10,79\text{m}$$

$$h_3 = 10,79\text{m}$$

$$h_4 = 10,13\text{m}$$

b) Evaluation des efforts dans les barres :

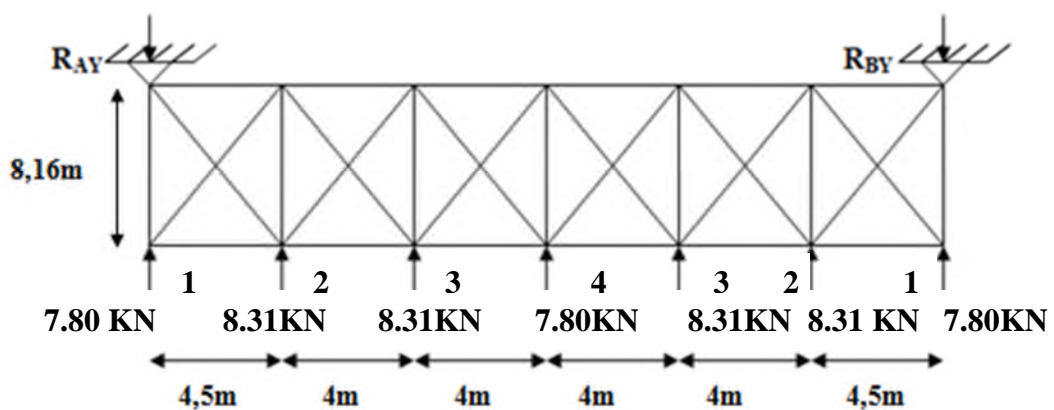
Pour déterminer les efforts dans les barres, on peut utiliser l'une des méthodes de la résistance des matériaux suivantes :

- Méthode d'isolation des nœuds.
- Méthode graphique de CRIMONA.
- Méthode des sections de RITTER, dont l'avantage est déterminé l'effort dans une barre quelconque.
- Méthode des composantes de CULMANN.

VI.3.2 Effort de traction dans les diagonales :

Nous ne faisons travailler que les diagonales tendues et nous considérons que les diagonales comprimées ne reprennent au un effort, tondue fait de leur grand élancement elles tendent à flamber sous de faible efforts suivant le sens du vent c'est au l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale.



Par la méthode des coupures ; on établit l'effort F_d dans les diagonales :

$$F_D \times \cos\alpha + F_1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + F_4}{2} = \frac{2.7,80 + 2.8,31 + 2.8,31 + 7,80}{2} = 28,32 \text{ KN.}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{8,16}{4,5} = 0,55 \rightarrow \alpha = 28,87^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \alpha} = \frac{28,32 - 7,80}{\cos 28,87} = 23,43 \text{ KN}$$

$$F_d = 23,43 \text{ KN.}$$

VI.3.3 Section de la diagonale :

$$A \geq \frac{F_d \times \gamma_{M1}}{F_y} = \frac{23,43 \times 1,1}{23,5} = 1,1 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,1 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L40×40×4** et trous de 16mm.

$$\text{Section nette : } A_{\text{net}} = A_1 + \mathcal{E} \cdot A_2$$

$$A_1 = (4 \times 0,4) - (1,6 \times 0,4) = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (4 \times 0,4) \times 0,4 = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$\mathcal{E} = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = \frac{3 \times 0,96}{3 \times 0,96 + 0,64} = 0,82$$

$$\text{Section nette : } A_{\text{net}} = 0,96 + 0,82 \times 0,64 = 1,48 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{\text{sd}} \leq N_u = \frac{0,9 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_u = \frac{0,9 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 1,48 \times 36}{1,25} \Rightarrow N_u = 38,36 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 23,43 \text{ KN} \leq N_u = 38,36 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc la cornière **L40×40×4** est convient pour les diagonales de la poutre au vent.

$$\text{Avec } A = 1,48 \text{ cm}^2$$

VI.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance:

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

VI.4.1 Vérification de la section à la résistance :

La formule de vérification est la suivante :

$$\left[\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right] \leq 1$$

Avec :

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd} \left[\frac{1-n}{1-0,5a} \right]$$

$$M_{Nz,rd} = M_{plz,rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}; N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

a) Vérification de la panne intermédiaire :

➤ **Flexion déviée (calcul des pannes) :**

G = 0,402KN/m (voir chapitre III calcul des pannes)

S = 0,348 KN/m

➤ **Compression :**

V = F₂ = 8,31 KN

➤ **Combinaisons de charges :**

$$q_{sd} = 1,35G + 1,5S$$

$$N_{sd} = 1,35V = 1,35 F_2$$

Donc :

$$q_{sd} = 1,35 \times 0,402 + 1,5 \times 0,348 = 1,06 \text{ KN/m}$$

$$q_{z,sd} = q_{sd} \times \cos \alpha = 0,92 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{0,92 \times 8,16^2}{8} = 7,65 \text{ KN.m}$$

$$q_{y,sd} = q_{sd} \times \sin \alpha = 0,51 \text{ KN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0,51 \times (8,16/2)^2}{8} = 1,06 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 8,31 = 11,22 \text{ KN}$$

Caractéristiques géométriques de l'IPE200 sont :

$$I_y = 1943 \text{ cm}^4 \quad h = 200 \text{ mm} \quad d = 159 \text{ mm} \quad W_{ely} = 194,3 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 142,4 \text{ cm}^4 \quad b = 100 \text{ mm} \quad r = 12 \text{ mm} \quad W_{elz} = 28,47 \text{ cm}^3$$

$$A = 28,5 \text{ cm}^2 \quad t_w = 5,6 \text{ mm} \quad A_{vz} = 14 \text{ cm}^2 \quad W_{ply} = 220,6 \text{ cm}^3$$

$$G = 22,4 \text{ kg/m} \quad t_f = 8,5 \text{ mm} \quad W_{plz} = 44,6 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 47 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 9,53 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28,5 \times 23,5}{1,1} = 608,86 \text{ KN}$$

b) Incidence de l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \min \left(0,25 N_{pl,rd}; 0,5 A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0,25 N_{pl,rd} = 0,25 \times 608,86 = 152,21 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 28,5 - (2 \times 10 \times 0,85) = 11,5 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \times 11,5 \times \frac{23,5}{1,1} = 122,84 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 11,22 \text{ KN} < \min(152,21; 122,84) \text{ KN} = 122,84 \text{ KN} \rightarrow$ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd}$$

$$M_{Nz,rd} = M_{plz,rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left[\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right] + \left[\frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}} \right] + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \right] \leq 1$$

$$\left[\frac{11,22}{608,86} \right] + \left[\frac{7,65}{47} \right] + \left[\frac{1,06}{9,53} \right] = 0,29 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

c) Incidence de l'effort tranchant :

Si : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

VI.4.2 Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :

➤ **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 du soulèvement est susceptible de déverser de moment quelle est libre tout au long de sa portée.

➤ **Combinaisons à l'ELU :**

$$q_u = G + 1.5W$$

$$q_{uz,sd} = G \cos \alpha + 1.5W_z$$

$$q_{uy,sd} = 1.35G \sin \alpha$$

$$N_{sd} = 1.5V = 1.5F_2$$

Avec :

$$G = 0,402\text{KN/m} \ll \text{charge permanente} \gg$$

$$W = -2,397\text{KN/m} \ll \text{vent de soulèvement} \gg$$

$$V = F_2 = 8,31\text{KN} \ll \text{effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire} \gg$$

➤ **Charge de flexion :**

$$q_{uz,sd} = G \cos \alpha + 1,5W_z = 0,402 \cos 28,87^\circ - 1,5 \times 2,397 = -3,24\text{KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{3,24 \times 8,16^2}{8} = 26,96\text{KN.m}$$

$$q_{uy,sd} = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 0,402 \times \sin 28,87^\circ = 0,26\text{KN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0,26 \times (8,16/2)^2}{8} = 0,13\text{KN.m}$$

➤ **Charge de compression :**

$$N_{sd} = 1,5V = 1,5F_2 = 1,5 \times 8,31 = 12,46\text{KN}$$

a) Vérification au flambement :

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \text{EC03. (5.52. Art. 5.5.4.)}$$

Avec :

$$k_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{y,z} \leq 1,5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \quad \text{mais } \mu_{y,z} \leq 0.90$$

$\beta_{M,y,z}$: Sont les facteurs de moment uniforme equivalent pour le flambement par flexion

On a:

$$N_{pl,rd} = 608,86 \text{KN}$$

$$M_{ply,rd} = 47 \text{KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = 9,53 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul de coefficient de réduction χ_{min} :**

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

➤ **Flambement par rapport à l'axe fort y-y :**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]; \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'EC3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{816}{8,26} = 98,79$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{98,79}{93,9} = 1,05$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2 \\ t_f = 8,5 \text{mm} < 40 \\ \text{Axe de flambement } y - y \end{cases} \Rightarrow \text{La courbe (a)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 1,05 \end{cases} \Rightarrow \chi_y = 0,66$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{M,y} = 1.3$$

$$\mu_y = 0,66 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left(\frac{220,6 - 194,3}{194,3} \right) \Rightarrow \mu_y = -0,79 < 0.9 \quad \text{Vérifiée}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{0,79 \times 12,46}{0,66 \times 28,5 \times 23,5} = 0,98 < 1,5 \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Flambement par rapport à l'axe faible z-z :**

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]; \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{2,24} = 133,93$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{194,3}{93,9} = 2,07$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1,2 \\ t_f = 8,5\text{mm} < 40 \end{cases} \Rightarrow \text{La courbe (b)}$$

Axe de flambement z - z

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{La courbe (b)} \\ \bar{\lambda}_z = 2,07 \end{cases} \Rightarrow \chi_z = 0,213$$

$$\mu_z = 2,07 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left(\frac{44,61 - 28,47}{28,47}\right) \Rightarrow \mu_y = -2,33 < 0,9 \quad \text{Vérifiée}$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{2,33 \times 12,46}{0,213 \times 28,5 \times 23,5} = 0,80 < 1,5 \quad \text{Vérifiée}$$

• **La vérification :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\frac{12,46}{0,213 \times 608,86} + \frac{0,98 \times 26,96}{47} + \frac{0,8 \times 0,13}{9,53} = 0,67 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

b) Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \text{EC03 (5.52 Art. 5.5.4)}$$

Avec :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0.15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0.90$$

$\beta_{M,LT}$: est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

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

Avec :

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

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées.

$\beta_A = 1$: pour les sections de classe 1 et 2

λ_{LT} : Élançement de l'élément vis à vis au déversement ; pour les profils laminés I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{Lz}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left[\frac{Lz}{\frac{h}{t_f}}\right]^2\right]^{0.25}} = \frac{\frac{300}{2.24}}{(1.132)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{300}{2.24}}{\frac{20}{0.85}}\right]^2\right]^{0.25}} = 118,24$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \times [\beta_A]^{0.5} = \left(\frac{118,24}{93,9}\right) \times [1]^{0.5} = 1,26 > 0.4$$

On tenir compte du risque de déversement :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0,21 \times (1,26 - 0,2) + 1,26^2] = 1,40$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,40 + [1,40^2 - 1,26^2]^{0.5}} = 0,50$$

➤ **Calcul de coefficient K_{LT} :**

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0.15$$

$\beta_{M,LT} = 1.3$: Pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie.

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 2,07 \times 1.3 - 0.15 = 0,4 < 0.9$$

Vérifiée

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0,4 \times 12,46}{0,213 \times 28,5 \times 23.5} = 0,035 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

• **La vérification :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\frac{12,46}{0,213 \times 608,86} + \frac{0,035 \times 26,96}{0,5 \times 47} + \frac{0,8 \times 0,13}{9,53} = 0,147 \leq 1$$

Vérifiée

Le profilé **IPE200** est adéquat comme panne de toiture.

VI.5 Calcul de la palée de stabilité en long pans :

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

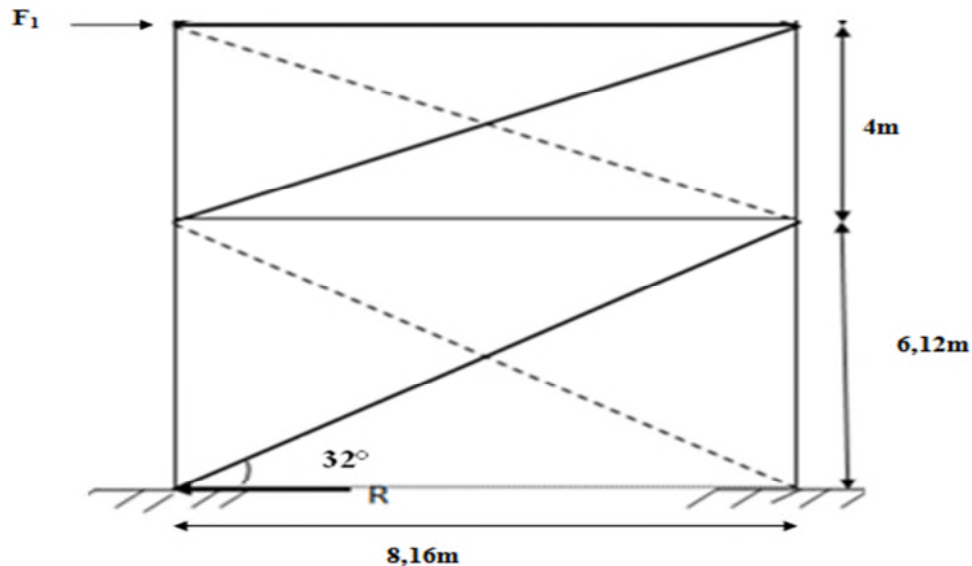


Figure VI. 2: Schéma statique de palée de stabilité en long pan.

VI.5.1. Dimensionnement de la palée de stabilité :

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues ce faite par la méthode des coupures

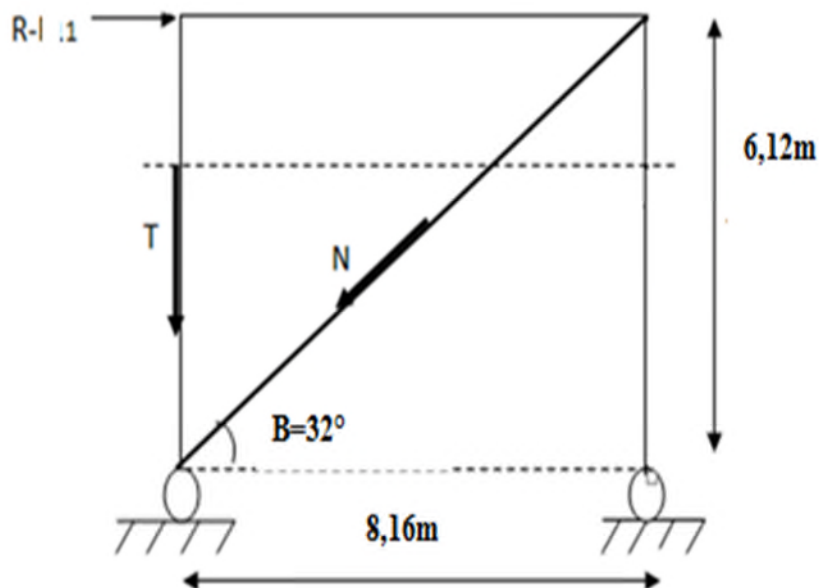


Figure VI. 3: méthode des coupures.

$$N \cos \beta + F_1 - R = 0$$

$$\Rightarrow N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{28,32 - 7,80}{\cos 32} = 24,20 \text{KN}$$

VI.5.1.1 Section de la diagonale :

➤ Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl.r.d} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times N = 36,3 \text{KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{36,3 \times 1,1}{23,5} = 1,70 \text{cm}^2$$

On adopte une cornière **L50×50×5** et trous de 16mm.

$$\text{Section nette : } A_{\text{net}} = A_1 + \mathcal{E} \cdot A_2$$

$$A_1 = (4 \times 0,5) - (1,6 \times 0,5) = 1,2 \text{cm}^2$$

$$A_2 = (4 \times 0,5) \times 0,5 = 1 \text{cm}^2$$

$$\mathcal{E} = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = \frac{3 \times 1,2}{3 \times 1,2 + 1} = 0,78$$

$$\text{Section nette : } A_{\text{net}} = 1,2 + 0,78 \times 1 = 1,98 \text{cm}^2$$

➤ Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_u = \frac{0,9 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_u = \frac{0,9 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 1,98 \times 36}{1,25} \Rightarrow N_u = 51,32 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 36,3 \text{KN} \leq N_u = 51,32 \text{KN} \quad \text{Vérfié}$$

Donc on opte une cornière **L50X50X5**

VII.1 Introduction :

Malgré les progrès effectués par le génie parasismique depuis plusieurs décennies, le nombre des victimes des tremblements de terre ne cesse de croître dans le monde. De ce constat accablant, pour les ingénieurs de génie civil, l'étude du comportement des constructions, sous l'action dynamique, est devenue plus que nécessaire.

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté.

Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- **Modélisation en masse concentrée** : dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuité dans le système structurel, irrégularités).
- **Modélisation en éléments finis** : dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

L'analyse de la structure sera faite par le logiciel **Robot** structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

VII.2 Description de ROBOT :

Le logiciel **Robot** est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types des structures. **Robot** permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par **Robot** est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du progiciel **Robot** sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, par exemple au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
- La possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultat de calcul (effort internes, déplacement, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc....).
- La possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'étudier simultanément une autre (architecture multithread).
- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- La possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement).
- La possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

Le logiciel Robot regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de la structure, calcul de la structure, dimensionnement).

Les modules fonctionnent dans le même environnement.

VII.3 Analyse de la structure :

VII.3.1 Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- **Les chargements statiques :**
 - Poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.
- **Les chargements dynamiques :**
 - Les effets sismiques.

VII.4 Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 version 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VII.4.1 La méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus adaptée pour le calcul dynamique des structures, est celle qui est basée sur l'utilisation des spectres de réponse.

Mais le [RPA 99 V 2003] exige que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc calculons l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a) Principe de la méthode :

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

b) Calcul de la force sismique totale :

D'après l'Art 4.2.3 de RPA 99/ version 2003, la force sismique totale « V » qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de [RPA 99/version 2003] en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{la Zone IIa} \\ \text{et} \\ \text{Groupe d'usage 1B} \end{cases} \Rightarrow A = 0.20$$

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003].

Dans notre cas :

$$\text{Catégorie } S_3 \text{ (Site meuble)} : \Rightarrow \begin{cases} T_{1(sec)} = 0,15s \\ T_{2(sec)} = 0,5s \end{cases}$$

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où :

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donnée par [RPA99/ version 2003, le tableau (4.2)].

Dans notre cas, nous avons une structure constituée de :

➤ portiques auto stables en acier, avec un remplissage léger, donc $\xi = 4 \% \Rightarrow \eta = 1,08 \geq 0.7$

• **Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le [RPA 99/version 2003, la formule (4.6)].

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

Dans notre cas : $h_N = 16.22 \text{ m}$.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par [RPA 99/ version 2003, le tableau (4.6)].

Dans notre cas, nous avons une structure constituée de :

➤ portiques auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie, avec $C_T = 0.085$.

Donc :

$$T = C_T \times h_n^{3/4} = 0.085 \times 16,22^{3/4} = 0.68s$$

$$T_2 \leq T \leq 3s$$

$$T = 0.68 \times 1.3 = 0.88s$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \Rightarrow D = 2,5 \times 1,08 \times \left(\frac{0,5}{0,88}\right)^{2/3} = 1,85$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par [RPA 99/ version 2003, le tableau (4.3)], en fonction du système de Contreventement.

Dans notre cas, nous avons une structure constituée de :

➤ Portique auto stables ordinaires et ossature contreventée par palées triangulées en « X »,

$$R = 4$$

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad [\text{RPA 99/ version 2003, formule (4.4)}].$$

Critère de qualité « q »	$P_q(x)$
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0,05
3. régularité en plan	0.05
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1
$\sum P_q$	0.2

Tableau VII.1 : Pénalité de vérification selon le [RPA99V2003]

$$Q = 1 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0,1 = 1,2$$

W : poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [\text{RPA 99/ version 2003, formule (4.4)}].$$

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 [RPA 99/ version 2003, le tableau (4.5)].

Dans notre cas: $\beta = 1$

$$\Rightarrow \begin{cases} W_{Gi} = 11540,3 \text{ KN} \\ W_{Qi} = 3687,5 \text{ KN} \end{cases} \quad \Rightarrow W_i = 11540,3 + (1 \times 3687,5) = 15227,8 \text{ KN.}$$

On a:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Donc:

$$V = \frac{0,2 \times 1,85 \times 1,2}{4} \times 15227,8 = 1690,28 \text{ KN}$$

VII.4.2 Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

a) Principe de la méthode :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés pour obtenir la réponse totale de la structure.

b) Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients : A, η, R, T1, T2 et Q : sont déjà déterminés.

Q = 1,2 ; A = 0,20 ; η = 1,08 ; T1 = 0,15s ; T2 = 0,5s

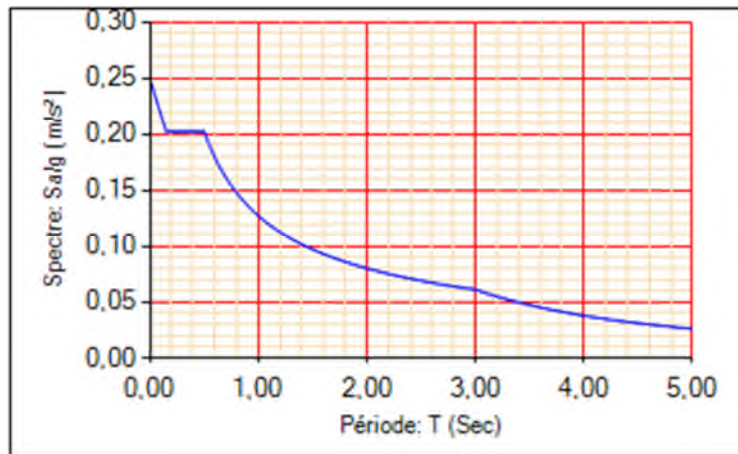


Figure VII.1 : Schéma du spectre de réponse.

c) Nombre de modes à considérer

1) Le nombre de mode à considérer dans chaque direction de l'excitation sismique est donné par le **RPA99/2003** comme suit :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée.

2) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

d) Résultats du calcul :

- **Pourcentage de la participation de masse :**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
10/ 1	1,40	0,72	83,29	0,00	-1, #J	83,29	0,00
10/ 2	2,35	0,43	83,30	92,64	-1, #J	0,00	92,64
10/ 3	2,60	0,38	83,31	92,65	-1, #J	0,01	0,00
10/ 4	3,00	0,33	83,51	94,37	-1, #J	0,20	1,72
10/ 5	3,16	0,32	84,33	94,55	-1, #J	0,82	0,18
10/ 6	3,18	0,31	84,33	94,65	-1, #J	0,00	0,10
10/ 7	3,44	0,29	84,71	94,65	-1, #J	0,38	0,00
10/ 8	3,45	0,29	84,71	94,65	-1, #J	0,00	0,00
10/ 9	3,66	0,27	84,71	94,66	-1, #J	0,00	0,01
10/ 10	3,66	0,27	86,01	94,66	-1, #J	1,29	0,00
10/ 11	3,66	0,27	99,64	94,66	-1, #J	13,64	0,01
10/ 12	5,24	0,19	99,64	94,66	-1, #J	0,00	0,01
10/ 13	5,31	0,19	99,66	94,80	-1, #J	0,02	0,12
10/ 14	5,54	0,18	99,66	96,69	-1, #J	0,00	1,89
10/ 15	5,75	0,17	99,71	96,81	-1, #J	0,04	0,12
10/ 16	5,81	0,17	99,74	98,16	-1, #J	0,03	1,35
10/ 17	6,06	0,16	99,88	98,39	-1, #J	0,15	0,24
10/ 18	6,30	0,16	99,88	98,40	-1, #J	0,00	0,00
10/ 19	6,32	0,16	99,88	98,40	-1, #J	0,00	0,01
10/ 20	6,35	0,16	99,88	98,40	-1, #J	0,00	0,00

Tableau VII.2 : Pourcentage de participation massique.

- **Les réponses modales de la structure :**

➤ **Déformation modale :**

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

Mode 1 : Translation suivant X-X, période T = 0,72s, taux de participation de la masse 83,29%

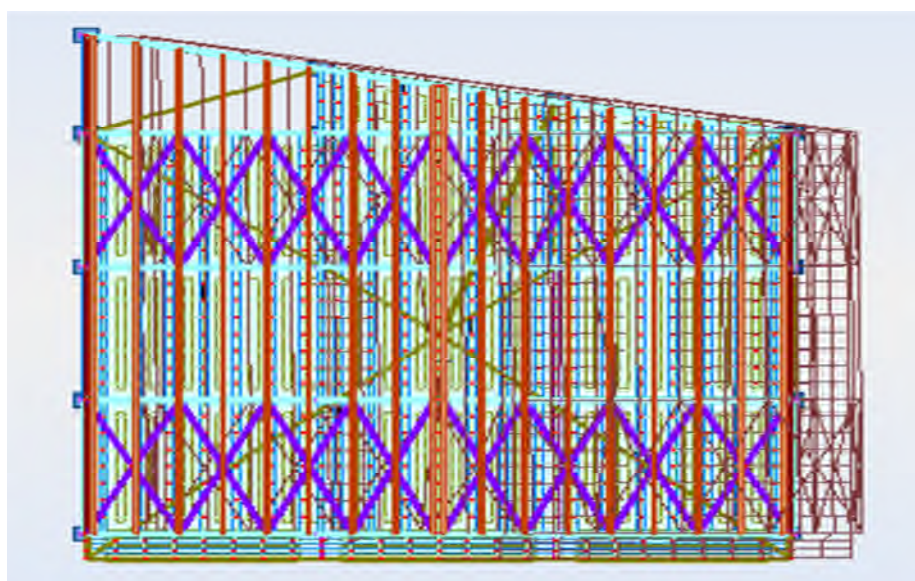


Figure VII.2 : Mode de déformation (1).

Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,43s$, taux de participation de la masse 92,64%

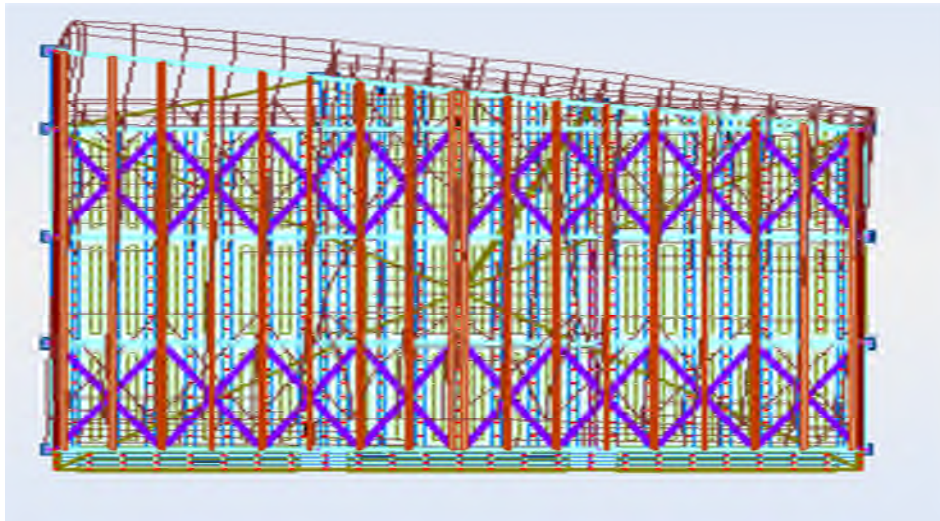


Figure VII.3 : Mode de déformation (2).

Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période $T = 0,33s$, taux de participation de la masse 0,01%

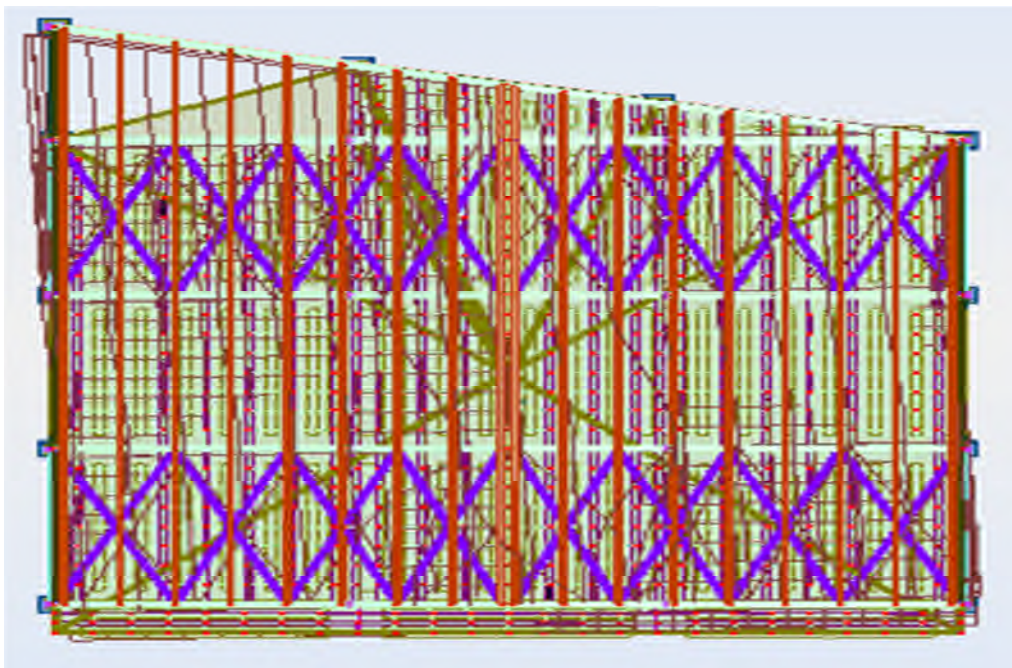


Figure VII.4 Mode de déformation (3).

VII.5 Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

VII.5.1 Les combinaisons de calcul

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d’exploitation.

S : Action de la neige.

W : Action du vent.

- **W_{1,d}** : Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- **W_{1,s}** : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- **W_{4,d}** : Vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.
- **W_{4,s}** : Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adopté selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

<i>Combinaisons à l'Etat limite ultime</i>	<i>Combinaisons à l'Etat limite de service</i>	<i>Combinaisons Accidentelles</i>
$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	$G + Q + 1,2 E_X$
$1.35G + 1.5S$	$G + S$	$G + Q - 1,2E_X$
$1.35(G + Q + S)$	$G + V_{1,d}$	$G + Q - 1,2E_Y$
$G + 1,5V_{1,d}$	$G + V_{4,d}$	$G + Q + 1,2E_Y$
$G + 1,5V_{4,d}$	$G + V_{1,s}$	$0.8G + E_X$
$G + 1,5V_{1,s}$	$G + V_{4,s}$	$0.8G - E_X$
$G + 1,5V_{4,s}$	$G + 0,9(Q + S)$	$0.8G - E_Y$
		$0.8G + E_Y$

Tableau VII. 1: Combinaisons de calcul.

VII.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l’article 4.3.6 du **RPA99**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

<i>Forces sismiques</i>	<i>V statique (KN)</i>	<i>0,8Vstatique (KN)</i>	<i>V dynamique (KN)</i>	<i>Observat ion</i>
<i>Sens x-x</i>	1690,28	1352,22	1831,70	<i>vérifiée</i>
<i>Sens y-y</i>	1690,28	1352,22	2523,06	<i>vérifiée</i>

Tableau VII.4 : Vérification de l'effort sismique à la base.

D'après l'article 4.3.6 du l'RPA99, si $V_{dyn} < 0,8 V_{st}$ on doit augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...etc.) en multipliant E_x, E_y par le rapport :

$$\frac{0,8 V_{st}}{V_{dyn}} \text{ respectivement, donc dans notre cas } V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$$

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens.

VII.5.3 Vérification des déplacements :

1^{ier} Cas : situation durable :

Dans notre cas nous sommes dans un bâtiment à plusieurs niveaux, donc les déplacements sont limités à :

➤ **Déplacement horizontal :**

• **Sans charge du vent :**

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{h_0}{500} & \text{pour la structure dans son ensemble} \\ \text{et} \\ \frac{h}{300} & \text{entre chaque étage} \end{cases} \quad [\text{EC3 Art 4.2.2}].$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{1522}{500} = 3,04\text{cm} & \text{pour la structure dans son ensemble} \\ \text{et} \\ \frac{612}{300} = 1,33\text{cm} & \text{entre chaque étage} \end{cases}$$

• **Avec charge du vent :**

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{h_0}{420} & \text{pour la structure dans son ensemble} \\ \text{et} \\ \frac{h}{250} & \text{entre chaque étage} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{1522}{420} = 3,62\text{cm} & \text{pour la structure dans son ensemble} \\ \text{et} \\ \frac{612}{250} = 2,448\text{cm} & \text{entre chaque étage} \end{cases}$$

Où

h : est la hauteur du poteau ou d'étage.

h_0 : est la hauteur totale de la structure.

<i>La direction</i>	<i>Combinaisons</i>		<i>Déplacements max (cm)</i>	
	<i>Avec le vent</i>	<i>Sans le vent</i>	<i>Avec le vent</i>	<i>Sans le vent</i>
<i>Suivant X</i>	$G + V_{1.S}$	$1.35G + 1.5Q$	2,8	1,4
<i>Suivant Y</i>	$G + 1,5V_{1.S}$	$1.35G + 1.5Q$	1,6	2,9
<i>Suivant Z</i>	$G + 1,5V_{1.S}$	$1.35G + 1.5Q$	2,4	0,2

Tableau VII. 2: Déplacement max en situation durable.

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le **D.T.R RPA 99 V2003** précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules (**art 4.4.3**) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (**art 5.10**).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{eK}$$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient du comportement ($R=4$).

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Déplacement suivant la direction XX						
Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$1,0\%h_k$ (m)
S/Sol	5.10	1.02	0	4.1	4.1	5.10
RDC	6.12	1.25	4.1	5	0.9	6.12
1 ^{er} étage	4	1.32	5	5.3	0.3	4

Tableau VII. 6: Déplacement selon le sens X-X.

Déplacement suivant la direction YY						
Niveau	h_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$1,0\%h_k$ (m)
S/Sol	5.10	1.14	0	5.7	4.7	5.10
RDC	6.12	1.52	5.7	7.6	1.9	6.12
1 ^{er} étage	4	2.42	7.6	12.1	4.5	4

Tableau VII.7: Déplacement selon le sens Y-Y.

$$h/100=1252/100=12,52\text{cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 12,52 cm, donc ils sont vérifiés.

➤ **Effet de deuxième ordre :**

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

Avec :

$$P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $11-\theta_k$

Si $\theta_k > 0,2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens X-X :

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ_k
Niveau 1	4.1	10778.73	880.45	400	0.07
RDC	0.9	10247.42	1676.97	612	0.01
S/Sol	0.3	4095.95	2842.94	510	0.006

Tableau VII.8 : Effet P- Δ suivant X-X.

$\theta_k = 0,035 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

Sens Y-Y :

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ_k
Niveau 1	5.7	10778.73	904.37	400	0.09
RDC	1.9	10247.42	1341.59	612	0.04
S/Sol	4.5	4095.95	2275.05	510	0.01

Tableau V.9 : Effet P- Δ suivant Y-Y.

$\theta_k = 0,022 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

VIII.1 Introduction :

Après avoir modélisé l'ensemble des portiques en y appliquant les différents cas de chargement du vent et de la neige, des charges permanentes et surcharges d'exploitation ainsi que l'introduction de l'effort sismique. Sous différents combinaisons ; et à l'aide du logiciel **ROBOT** qui détermine la réaction d'appuis pour chaque cas de charge ; on passe à la vérification des cas les plus défavorables.

VIII .2. Vérification des traverses :

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée ; dans notre cas ; la traverse la plus sollicitée est la N°265 et de longueur **L =12.29m** sous la combinaison **1.35 (G+Q+N)** ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

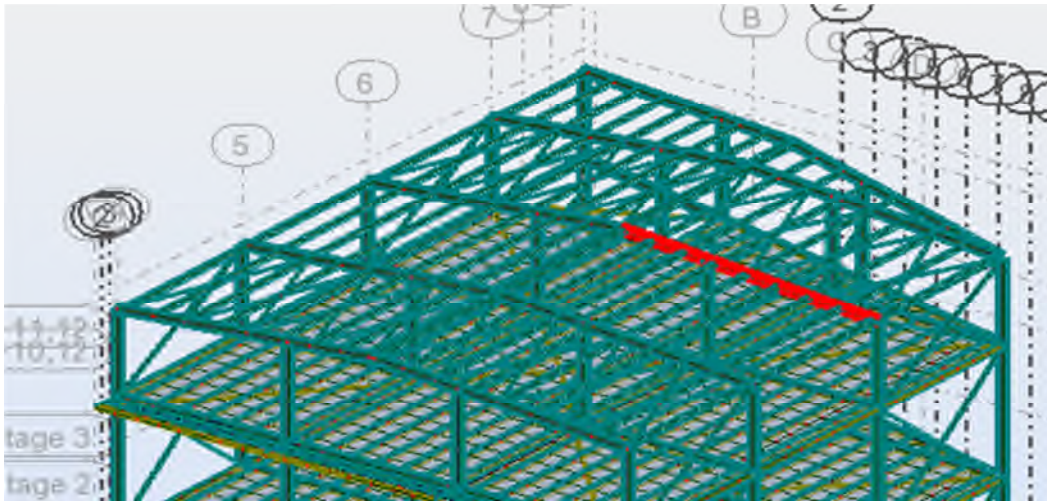


Figure VIII. 1: Illustration de la traverse la plus sollicitée.

1) Vérification de la section à la résistance :

a) Bilan des efforts :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°265) sous la combinaison 1.35 (G+Q+N)

$$M_{ysd}^{max} = -452,12 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd}^{corr} = 273,02 \text{ KN}$$

$$V_{ysd}^{corr} = 5,25 \text{ KN}$$

b) Classe de la section

- **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \cdot 21} \leq 10 \cdot 1 \Rightarrow 7.14 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Tableau 5-3-1 (feuille 3) ; pag 441.Eco3

avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$ Tableau 5-3-1(feuille1) page 139 ECO3

- **Classe de l'âme (flexion composée):**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \left(\frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{273.62}{1.15 \times 23.5} = 10.12 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{298} \left(\frac{34.4 + 10.12}{2} \right) = 0.64 \leq 1$$

Condition vérifié

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{396}{1.15} = 29.91$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} = \frac{396}{(13 \times 0.64 - 1)} = 54.1$$

$$\text{Donc : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} \Rightarrow \text{classe 01}$$

Donc la section est de classe 1

La section de **HEA 450** est de **classe 01**

c) Incidence de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{ysd} = 5,25 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{130,4 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 1769,23 \text{ KN}$$

$$V_{ysd} = 5,25 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 0,5 \times 1769,23 = 884,61$$

condition vérifier.

Alors ; l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

d) Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} < \text{Min}(0,25N_{pl,Rd}, 0,5A_w f_y / \gamma_{m0})$: il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 273,02 \text{ Kn}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{178 \times 23.5}{1} = 4183 \text{ KN}$$

$$0,25 \times N_{pl,rd} = 1045,75 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 159 - 2 \times 30 \times 1.9 = 45 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 1057.5 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < \min \left(0.25 N_{pl,Rd}, 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$\Rightarrow N_{sd} < \min (934.125 \text{ KN}; 1057.5 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 202.28 \text{ KN} < 934.125 \text{ KN}$$

Vérifié

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

➤ **Condition de résistance au moment de flexion :**

$$M_{plyRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3215.9 \times 23.5}{1.1} = 687.03 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = -482.12 \text{ KN.m} < M_{plyRd} = 547.34 \text{ KN.m}$$

La résistance de la section transversale est vérifiée.

2) Vérification de l'élément aux instabilités :

➤ **Flexion composée avec risque de flambement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ySd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

➤ **Flexion composée avec risque de déversement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{ySd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le flambement χ_{\min} :

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

➤ **Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :**

Longueur de flambement :

$$l_y = \frac{1229}{\cos 4.57} = 1232.92 \text{ cm (Longueur total de la traverse)}$$

L'élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1232.92}{18.92} = 65.16 \text{ L'élanement réduit :}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [B_A]^{0.5}$$

Avec : $B_A = 1$ pour les sections de classe 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 3.14 \times \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{65.16}{93.9} \right) = 0.7$$

Courbe de flambement : $\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1.46 > 1.2$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a → $\alpha_y = 0,21$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,80 - 0,2) + 0,80^2 \right] = 0,89$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,89 + \sqrt{0,89^2 - 0,80^2}}$$

$$\chi_y = 0,848$$

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

Longueur de flambement :

$$l_z = \frac{440}{\cos 4.57} = 441.40 \text{ cm (Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent)}$$

avec $l = 441.40 \text{ cm}$ (Longuer max de la poutre au vent)

L'élancement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{441.40}{7.29} = 60.54$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{60.54}{93.9} \right) = 0.64$$

Courbe de flambement : $\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1.46 > 1.2$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement b → $\alpha_z = 0,34$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,67 - 0,2) + 0,67^2 \right] = 0,80$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,80 + \sqrt{0,80^2 - 0,67^2}}$$

$$\chi_z = 0,816$$

Donc : $\chi_{min} = \min (\chi_y, \chi_z) = \min (0,848, 0,816) = 0,816$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

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

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

Avec :

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

$\alpha_{LT}=0,21$ pour les sections laminées. (C'est notre cas)

$\alpha_{LT}=0,49$ pour les sections soudées.

$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5}$: L'élancement réduit pour le déversement.

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

λ_{LT} : Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou en H :

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

HEA 450: $i_z=7.29$ cm, $h=44$ cm, $t_f= 2.1$ cm

$L = \frac{440}{\cos 4.57} = 441.4$ cm : Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent.

$$c_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$\psi = \frac{M_a}{M_b}$ avec $M_a < M_b$ Moment aux extrémités du tronçon.

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

$M_a = 190.64$ Kn.m et $M_b = - 482.12$ Kn.m

(Résultats obtenus à partir du logiciel ROBOT)

$$\Psi = \frac{190.6}{-482.12} = - 0.39$$

$$\Rightarrow c_1 = 1.88 - 1.4 (-0.39) + 0.52(-0.39)^2 = 2.22 \leq 2.7$$

$$\Rightarrow \lambda_{LT} = \frac{\frac{441.4}{7.29}}{(2.22)^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{453.16}{\frac{54}{2.4}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 37.55$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{37.55}{93.9} \right) = 0.40$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,40 - 0,2) + 0,40^2 \right] = 0,76$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,76 + \sqrt{0,76^2 - 0,40^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,71 < 1 \longrightarrow OK$$

Calcul des coefficients k :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{et} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{et} \quad \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi \quad \text{: Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.}$$

Application numérique :

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 (-0,39) = 2,07$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,67 \times 2,07 - 0,15 = 0,19 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,19 \times 273,02}{0,816 \times 5,25 \times 23,5} = 0,48 \leq 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{avec} \quad k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec} \quad \mu_y \leq 0,9$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y.

D'après la figure 5.5.3 du CCM97 :

$$\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi$$

$$\psi = \frac{190,6}{-482,12} = -0,39 \implies \beta_{M\psi} = 0,8 - 0,7 (-0,39) = 1,07$$

$$MQ = |\max M| = -482,12 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = |\max M| + |\min M| = |-482,12| + |190,64| = 672,76 \text{ KN.m}$$

$$\beta_{MQ} = 1,3 \quad \text{Cas d'une charge uniformément répartie.}$$

$$\beta_{My} = 1,07 + \frac{482,12}{672,76} \times (1,3 - 1,07) = 1,23$$

$$\text{Donc : } \mu_y = 0,7 \times (2 \times 1,23 - 4) + \frac{4622 - 4146}{4146} = -1,101 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-1,101) \times 273,02}{0,78 \times 5,25 \times 23,5} = 1,08 \leq 1,5$$

➤ Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Application numérique :

$$\frac{273.02}{0.816 \times 4183} + \frac{1.08 \times 482.12}{687.03} = 0.837 < 1$$

➤ Vérification au déversement :

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Application numérique :

$$\frac{268.21}{0.816 \times 4183} + \frac{0.48 \times 482.12}{0.71 \times 687.03} = 0.55 < 1$$

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur

Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 2 Traverse						
265 Poutre_265	HEA 450	ACIER E24	64.97	168.56	0.86	15 1.35(G+Q+N)

3. Conclusion :

Le profilé choisi **HEA 450** est adéquat comme traverse.

VIII.3. Vérification des poteaux :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et dans notre cas : le poteau le plus sollicité est le N°07 de hauteur **H=6.12m** sous la combinaison **G+Q+1.2E_x** ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

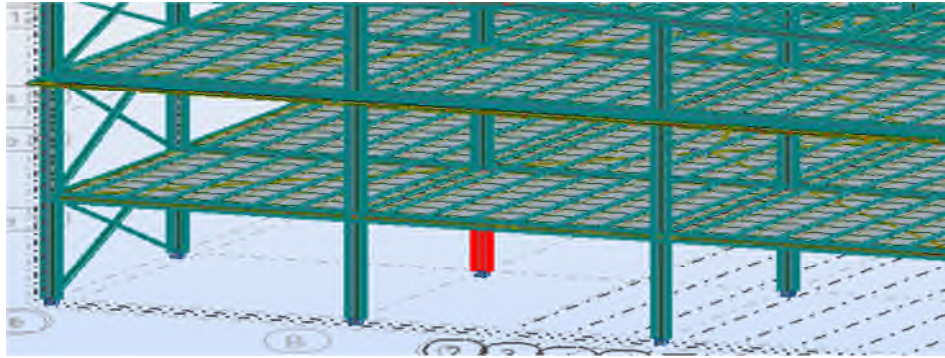


Figure VIII. 2: Illustration du poteau le plus sollicité

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

h (m)	N_{sd}^{max} (kN)	M_{ysd}^{cor} (kN.m)	M_{zsd}^{cor} (kN.m)	V_{ysd}^{cor} (kN)
6.12	783.87	-301.88	$M_z^+=11.81$	-3.15

1) Vérification à la résistance :

- Classe de la section :

Classe de la semelle : (comprimée) :

$$C / t_f = b_f / 2 \cdot t_f \leq 10 \epsilon \Rightarrow 300 / 2 \cdot 26 = 7.77 < 10 \epsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- Classe l'âme (flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \left(\frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{783.87}{1.4 \times 23.5} = 23.82 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{298} \left(\frac{344+238.2}{2} \right) = 0.84 \leq 1$$

Condition vérifié

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \epsilon}{(13 \alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{344}{14} = 24.57$$

$$\frac{396 \epsilon}{(13 \alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.84 - 1)} = 39.92$$

Donc : $\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \epsilon}{(13 \alpha - 1)} \Rightarrow$ classe 01

2) Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd}$

$V_{sd} = 785.87 \text{ Kn}$ (Note de calcul sur la pièce 07 du Robot sous la combinaison **G+Q+1.2E_x**)

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{23.5 \times 161.7}{\sqrt{3} \times 1} = 2193.9 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 785.87 \text{ kn} < 1096.95 \text{ kn}$$

$V_{sd} < 0.5 V_{plRd} \rightarrow$ Pas de réduction du moment plastique.

3) Vérification à l'effort normal :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{plRd}$

$$N_{sd} = 783.87 \text{ Kn}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{218 \times 23.5}{1} = 5123 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} < N_{plRd}$$

Condition Vérifié

4) Vérification au moment fléchissant :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$M_{sd} = -301.88 \text{ kn.m}$ (Note de calcul sur la pièce 07 du Robot sous la combinaison

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3982.4 \cdot 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 935.86 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd} \quad \text{Vérifiée}$$

5) Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

➤ Flexion composée déviée avec risque de flambement :

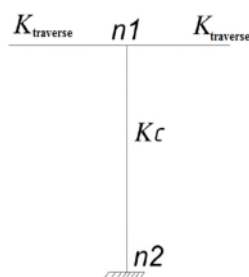
$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction χ_{min} :

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

➤ Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.



$$n_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{Traveé}} \quad n_2 = 0 \quad (\text{Encastrement a la base})$$

$$K_c = \frac{I_y}{L} = \frac{79887.6}{612} = 130.53 \text{ cm}^3$$

$$K_{Traveé} = \frac{I_y}{L} = \frac{79887.6}{1229} = 65 \text{ cm}^3 \quad \eta_1 = 0.66$$

- **Suivant l'axe y-y :**

$$\lambda_y = I_{Ky} / i_y = 0.7 \times 612 / 19.14 = 22.38$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = 93.9$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.24 > 0.2 \quad (\text{il y a risque de flambement})$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 450/300 = 1.5 > 1,2$$

$$t_f = 26 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha = 0.21$ (tableau 3) ⇒ $\chi_y = 1$

- **Suivant l'axe faible z-z : (hors du plan du portique)**

$$\lambda_z = I_{Kz} / i_z = 0.7 \times 612 / 7.33 = 58.44$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.62 > 0.2 \quad (\text{il risque de flambement}) \text{ y a}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 450/300 = 1.5 > 1,2$$

$$t_f = 26 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

axe de flambement **z-z** → courbe de flambement b ; $\alpha = 0.34$ (tableau 3) ⇒ $X_z = 0.810$

Donc : $\chi_{\min} = 0.827$

Calcul du moment critique :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} = 15643.85 \text{ Kn.m}$$

Avec :

$$B_w = 1 \quad K = 1 \quad C_1 = 3.348 \quad C_2 = 0 \quad Z_g = 30 \text{ cm} \quad I_w = 5258 \text{ cm}^6 \quad I_t = 440.5 \text{ cm}^4 \quad I_z = 11720 \text{ cm}^4$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = 0.08 < 0.4 \quad \rightarrow \text{Pas de risque de déversement}$$

Calcul des coefficients K_y et K_z :

$$\mu_y = \lambda_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \mu_z = \lambda_z (2 \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

Calcul des coefficients réducteurs :

- Suivant l'axe (Y-Y) :

$$\mu_y = 0.24 (2 \cdot 2.64 - 4) + 0.12 = 0.43$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot Af_y} = 0.93$$

- Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_z = 0.62 (2 \cdot 2.46 - 4) + 0.533 = 1.10$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot Af_y} = 0.78$$

$$N_{sd} = 783.87 \text{ Kn}$$

$$M_{y,sd} = -301.88 \text{ Kn.m}$$

$$M_{z,sd} = 11.81 \text{ Kn.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{mo} = 218 \times 23.5 / 1 = 5123 \text{ Kn}$$


$$M_{ply,Rd} = 935.86 \text{ Kn.m}$$

➤ Vérification au flambement flexion :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$\frac{788.41}{0.810 \cdot 5123} + \frac{0.93 \cdot (-305.52)}{935.9} + \frac{0.78 \cdot 11.81}{281.53} = 0.67 < 1$$

Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
7 Poteau_7	 HEB 450	ACIER E24	31.97	83.46	0.51	27 G+Q+1.2Ex

3. Conclusion :

Le profilé choisi **HEB450** est adéquat comme poteau.

VIII.4 Vérification de la poutre sablière :

La vérification se fait pour la poutre sablière la plus sollicitée et dans notre cas : la poutre sablière la plus sollicitée est le N°574 de hauteur **H=8.16m** sous la combinaison **1.35G+1.5Q** ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

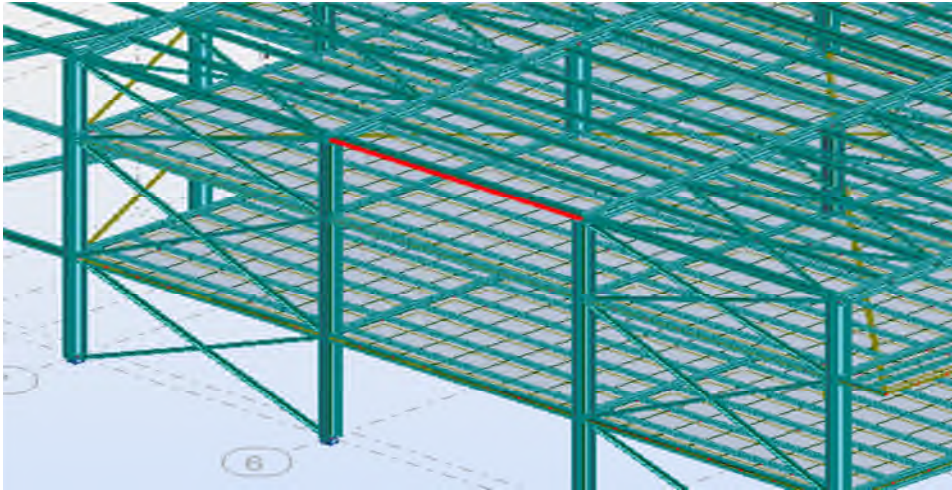


Figure VIII. 3: Illustration de la barre la plus sollicitée.

Les sollicitations dans la poutre sablière sont :

$$N_{sd}^{cor} = 14.48 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 4.90 \text{ KN.m}$$

$$V_z = 3.6 \text{ KN}$$

Classe de la section :

- **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{64}{2 \cdot 6.3} \leq 10 \cdot 1 \Rightarrow 5.08 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Tableau 5-3-1 (feuille 3) ; pag 441.Eco3

$$\text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \text{ Tableau 5-3-1(feuille1) page 139 ECO3}$$

- **Classe de l'âme (flexion composée):**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \left(\frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{14.48}{0.44 \times 23.5} = 1.40 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{93.4} \left(\frac{93.4 + 1.4}{2} \right) = 0.5 \leq 1$$

Condition vérifié

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{94.4}{4.4} = 21.45$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.5 - 1)} = 72$$

$$\text{Donc : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} \Rightarrow$$

classe 01

Donc la section est de classe 1

La section de **IPE 120** est de **classe 01**

a) Incidence de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = 3.6 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{13.2 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 179.1 \text{ KN}$$

$$V_{ysd} = 5,25 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 0,5 \times 179.1 = 89.55$$

condition vérifier

Alors ; l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

b) Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} < \text{Min}(0,25N_{pl,Rd}, 0,5A_w f_y / \gamma_{m0})$: il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 14.48 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13.2 \times 23.5}{1} = 310.2 \text{ KN}$$

$$0.25 \times N_{pl,rd} = 77.55 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 13.2 - 2 \times 6.4 \times 0.63 = 5.136 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 54.86 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < \text{min} \left(0.25 N_{plrd}, 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$\Rightarrow N_{sd} < \text{min} (77.55 \text{ KN}; 54.86 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 14.48 \text{ KN} < 54.86 \text{ KN}$$

Vérifié

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

➤ **Condition de résistance au moment de flexion :**

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60.73 \times 23.5}{1.1} = 1297.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 14.48 \text{ KN.m} < M_{plyrd} = 1297.41 \text{ KN.m}$$

La résistance de la section transversale est vérifiée.

c) Vérification de l'élément aux instabilités :

➤ **Flexion composée avec risque de flambement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ySd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

➤ **Flexion composée avec risque de déversement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{ySd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le flambement χ_{\min} :

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

➤ **Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :**

Longueur de flambement :

$$l_y = \frac{816}{\cos 4.57} = 818.60 \text{ cm (Longueur total de la poutre sablière)}$$

L'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{818.60}{4.90} = 167.06 \quad \text{L'élancement réduit :}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [B_A]^{0.5}$$

Avec : $B_A = 1$ pour les sections de classe 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 3.14 \times \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{167.06}{93.9} \right) = 1.79$$

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.87 > 1.2$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a → $\alpha_y = 0,21$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,80 - 0,2) + 0,80^2 \right] = 0,89$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,89 + \sqrt{0,89^2 - 0,80^2}}$$

$$\chi_y = 0,273$$

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

Longueur de flambement :

$$l_z = \frac{120}{\cos 4.57} = 120.38 \text{ cm (Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent)}$$

avec $l = 120.38 \text{ cm}$ (Longuer max de la poutre au vent)

L'élançement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{120.03}{1.45} = 82.79$$

L'élançement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{82.79}{93.9} \right) = 0.88$$

Courbe de flambement : $\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.87 > 1.2$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement b → $\alpha_z = 0,34$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,67 - 0,2) + 0,67^2 \right] = 0,80$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,80 + \sqrt{0,80^2 - 0,67^2}}$$

$$\chi_z = 0,236$$

Donc : $\kappa_{min} = \min(\kappa_y, \kappa_z) = \min(0,273, 0,236) = 0,236$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

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

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

Avec :

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les sections laminées. (C'est notre cas)

$\alpha_{LT} = 0,49$ pour les sections soudées.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} : \text{L'élançement réduit pour le déversement.}$$

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

λ_{LT} : Élançement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou en H :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{c_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

IPE 120: $i_z=4.90$ cm, $h=12$ cm, $t_f= 0.69$ cm

$$L = \frac{120}{\cos 4.57} = 120.38 \text{ cm} : \text{Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent.}$$

$$c_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \text{ avec } M_a < M_b \text{ Moment aux extrémités du tronçon.}$$

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

$$M_a = 3.19 \text{ Kn.m et } M_b = -4.90 \text{ Kn.m}$$

(Résultats obtenus à partir du logiciel ROBOT)

$$\Psi = \frac{3.19}{-4.90} = -0.65$$

$$\Rightarrow c_1 = 1.88 - 1.4(-0.65) + 0.52(-0.65)^2 = 2.51 \leq 2.7$$

$$\Rightarrow \lambda_{LT} = \frac{\frac{120.38}{4.90}}{(2.51)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{120.38}{1.45}}{\frac{120}{0.63}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 15.47$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{15.47}{93.9} \right) = 0.16$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,16 - 0,2) + 0,16^2 \right] = 0,52$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,16^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,98 < 1 \longrightarrow OK$$

a) Calcul des coefficients k :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \text{ et } k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0,15 \text{ et } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi : \text{Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.}$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7(-0,65) = 2,25$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,88 \times 2,25 - 0,15 = 0,15 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.15 \times 14.48}{0.236 \times 13.2 \times 23.5} = 0.97 \leq 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,9$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y.

D'après la figure 5.5.3 du CCM97 :

$$\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi$$

$$\Psi = \frac{3.19}{-4.90} = -0.65 \Rightarrow \beta_{M\psi} = 0.8 - 0.7(-0.65) = 1.25$$

$$MQ = |\max M| = -4.90 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = |\max M| + |\min M| = |-4.90| + |3.19| = 8.09 \text{ KN.m}$$

$$\beta_{MQ} = 1,3 \quad \text{Cas d'une charge uniformément répartie.}$$

$$\beta_{My} = 1.25 + \frac{4.90}{8.09} \times (1.3 - 1.25) = 1.28$$

$$\text{Donc : } \mu_y = 1.79 \times (2 \times 1.28 - 4) + \frac{60.73 - 52.96}{52.96} = -2.43 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-2.43) \times 14.48}{0.273 \times 13.2 \times 23.5} = 1.41 \leq 1.5$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Application numérique :

$$\frac{14.48}{0.236 \times 310.2} + \frac{1.41 \times 4.90}{1297.41} = 0.203 < 1$$

➤ **Vérification au déversement :**

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Application numérique :

$$\frac{14.48}{0.236 \times 310.2} + \frac{0.97 \times 4.90}{0.98 \times 1297.41} = 0.20 < 1 \quad \text{Condition vérifié}$$

La semelle inferieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur

Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 14 Poutre sabliere						
574 Poutre_574	IPe 120	ACIER E24	166.38	563.82	0.84	13 1.35G+1.5Q

3. Conclusion :

Le profilé choisi **IPE 120** est adéquat comme poutre sablière

VIII.5 Vérification de résistance des Poutres principales :

La vérification se fait pour la poutre principale la plus sollicitée ; dans notre cas ; la poutre la plus sollicitée est la N°36 et de longueur **L =8.16 m** ; sous la combinaison

1.35G+1.5Q comme illustré en rouge sur la figure suivante :

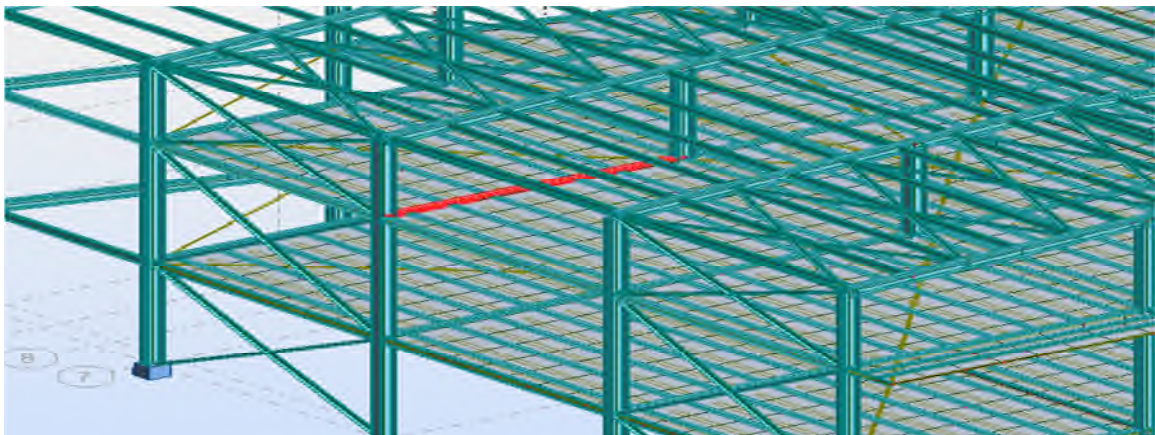


Figure VIII.4: Illustration de la traverse la plus sollicité.

Les efforts interne de poutre la plus sollicité son retiré par logicielle ROBOT, donnée dans le tableau ci-dessus :

combinaison	M _y (KN/m)	V _z (KN)
1.35G+1.5Q	-361.13 kN.m	-473.88 kN

Tableau VII.4.1 : sollicitation dans la poutre principale

Classe de la section :

- **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{\frac{30}{2}}{2.1} = 7.14 \leq 10\epsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

- **Classe de l'âme : (Flexion composée)**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

Donc : $\frac{d}{t_w} = \frac{34.4}{1.15} = 29.91$

$29.91 \leq 72$ **Classe 01**

a) Incidence de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$V_{zsd} = 112.05 \text{ KN}$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{178 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 2415 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{plrd}} = \frac{473.88}{2415} = 0.19 < 0.5$$

Alors ; l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

b) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3216 \times 23.5}{1.1} = 687.05 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow M_{plyrd} = 687.05 \text{ KN.m} > M_y = 361.13 \text{ KN.m}$

c) Vérification au déversement :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} = 163.66 \text{ Kn.m}$$

$M_{cr} = 163.66 \text{ KN.m}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = 2.15 > 0.4 \rightarrow \text{Il ya risque du déversement}$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (2,15 - 0,2) + 2,15^2] = 3.016$$

$$\chi_{Li} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{3.016 + \sqrt{3.016^2 - 2.15^2}}$$

$\chi_{Li} = 0.19 < 1 \rightarrow OK$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \cdot B_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.19 \times 1 \times 3216 \times 23.5}{1.25} = 11487.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = 11487.55 \text{ Kn.m} > M_y = 316.13 \text{ kn.m} \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 18 Poutre principale11						
36 Poutre_36	HEA 450	ACIER E24	43.13	111.91	0.98	13 1.35G+1.5Q

d) Conclusion :

Le profilé choisi **HEA 450** est adéquat comme la poutre principale

VIII.6 Vérification de la poutre auvent :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité sous la combinaison G+1.5V soulèvement

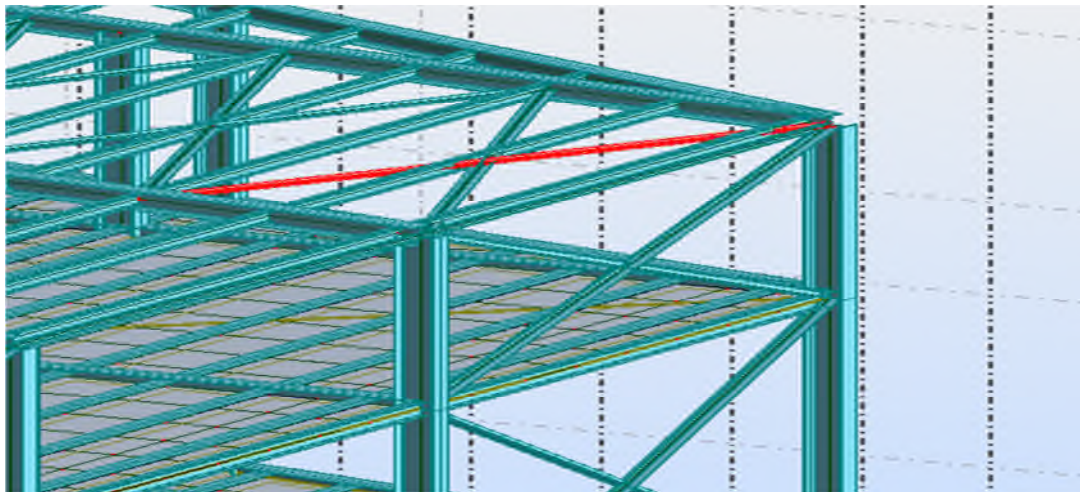


Figure VIII. 5 : Illustration de la barre la plus sollicité.

Les efforts de traction et de compression dans la poutre au vent sont :

$$N_{sd} = 217,08 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{sd} = -51,73 \text{ KN (compression).}$$

a) Vérification à la traction :

L'effort de traction $N_{sd} = 217,08 \text{ Kn}$

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a: $A = 15.51 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{15.51 \cdot 23.5}{1} = 364.48 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 217,08 \text{ Kn} < N_{rd} = 364.48 \text{ KN}$$

b) Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

$$N_{max} = 217,08 \text{KN}$$

$$L_K = 878 \text{cm}$$


$$L (100 \times 100 \times 8) \implies A = 31,03 \text{cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_y = 1.52 \implies \text{Courbe c} \longrightarrow \chi = 0.31$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.31 \times 31.03 \times 1 \times 23.5 / 1.1 = 226.05 \text{Kn}$$

$$N_{sd} = 217.08 \text{KN} \leq N_{c,Rd} = 226.05 \text{Kn} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification avec le logiciel ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 17 Poutre au vent12						
1278	 2 CAE 100x8	ACIER E24	143.82	107.07	0.17	35 G+1.5 soulèvem

c) Conclusion :

Le cornière L100x100x8 est adéquate comme diagonale de la poutre au vent.

VIII .7 Vérification des palées de stabilités de long pan :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité sous la combinaison sous la combinaison **G+Q+1.2E_y**

L'effort max dans les diagonales est **N_{max} = 300.56 Kn**

$$l_k = l_0 = 5.10 \text{m} = 510 \text{cm}$$

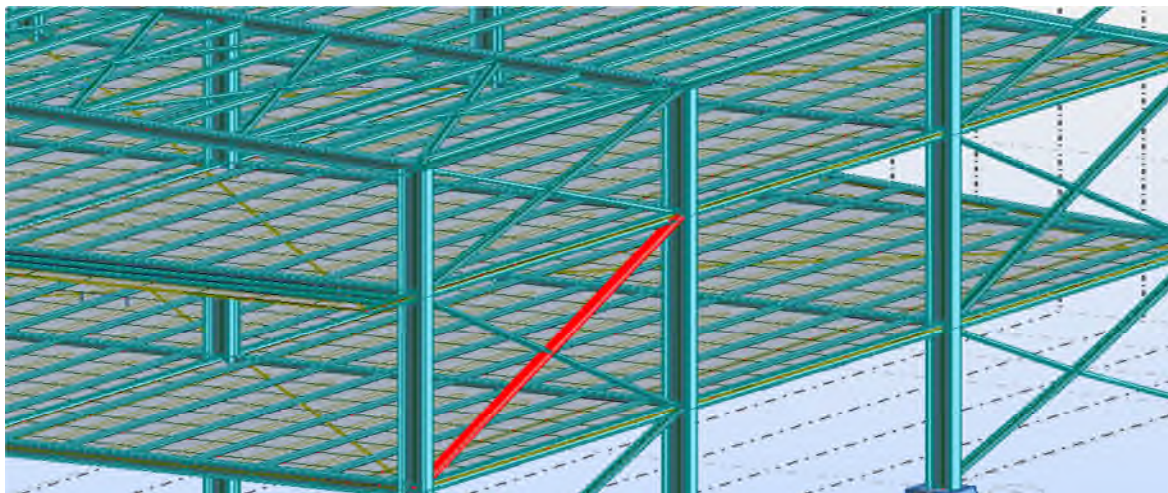


Figure VIII. 6: Illustration de la barre la plus sollicité.

$$\lambda = 510 / 3.65 = 139.73$$

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 = 139.73 / 93.9 = 1.49$$

$$\bar{\lambda} = 1.49 \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \chi = 0.3145$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.3145 \times 55.08 \times 1 \times 23.5 / 1.1 = 370.07 \text{Kn}$$

$N_{sd} = 300.56 \text{Kn} < N_{c,Rd} = 370.07 \text{Kn} \rightarrow$ Vérifiée

Vérification avec le logiciel ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 13 palée						
53	2 CAE 120x12	ACIER E24	139.58	102.18	0.71	29 G+Q+1.2Ey

Conclusion :

Le cornière L120x120x12 est adéquate comme diagonale de la palée de stabilité

VIII.8 Résumé des résultats obtenus :

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Poteaux	HEB 450
Traverse	HEA 450
Poutre principale	HEA 450
Poutre secondaire	IPE 330
Pannes	IPE 270
Palée de stabilité	2L120× 12
Poutre au vent	2L100× 8
Solive	IPE 330
poutre sablière	IPE120

Tableau VIII. 2: liste des éléments et de leurs sections choisies

IX.1 Introduction :

En construction métallique, ou les ossatures s'organisent en squelettes, la conception des assemblages est importante.

L'élaboration d'un assemblage doit prendre en compte les trois fonctions suivantes :

- transmettre les efforts entre les différents éléments structuraux correspondre aux types de liaisons voulus. (encastrement, articulation).
- Assurer l'esthétique de l'ouvrage.
- La méthode utilisée pour le calcul de ces assemblages est donnée par l'Eurocode 3.

IX.2 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

IX.2.1 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 offre sur site . Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (**HR**) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

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

Tableau IX.1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

IX.2.2 Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides , cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs . Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler.

IX.2.3 Coefficients partiels de sécurité [EC03, chapitre 06 ; art.6.5.8.3] :

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{Mb} = 1,5$

IX.2.4 Coefficient de frottement (EC03, chapitre 06 ; art.6.5.8.3) :

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces , par brossage ou grenailage , pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage , etc.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

Tableau IX.2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.

IX.3 Rôle des s'assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles , en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces , sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion .

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux , il y a lieu de distinguer , parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en plus les divers moments.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
<i>d</i> (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
<i>d</i> ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
<i>A</i> (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
<i>A</i> _s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
ϕ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
ϕ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-

Tableau IX.3 : Principales caractéristiques géométriques.

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d₀ : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

IX.4 Calcul des assemblages :

IX.4.1 Assemblage traverse-traverse :

L'assemblage **traverse – traverse** est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée, il est sollicité par des efforts de combinaison la plus défavorable.

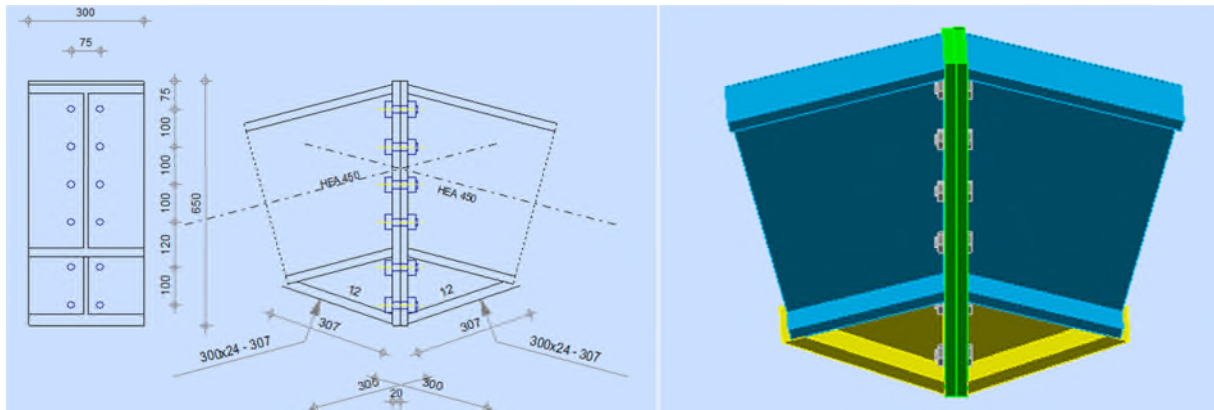


Figure IX.1 : Assemblage traverse - traverse par une platine.

➤ **Efforts de calcul :**

$$N^{\max} = 273,02 \text{ KN} \quad M^{\text{coresp}} = 2,83 \text{ KN.m} \quad V^{\text{coresp}} = 131,7 \text{ KN}$$

a) **Dimensionnements des boulons :**

➤ **Choix des diamètres des boulons :**

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre **M20** de classe **8.8**

➤ **Disposition des boulons :**

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions favorisant l'oxydation.

➤ **Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 2,2 d_0$$

$$P_2 \geq 3 d_0 \quad \text{Avec : } d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 22 = 48,4 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_1 = 100 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_2 = 100 \text{ mm}$$

➤ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1,2 d_0$$

$$e_1 \geq 1,2 \times 22 = 26,4 \text{ mm} \quad \text{On prend: } e_1 = 75 \text{ mm}$$

➤ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 75 \text{ mm}$$

➤ **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$d_1 = 520 \text{ mm} \qquad d_2 = 420 \text{ mm} \qquad d_3 = 320 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = 520^2 + 420^2 + 320^2 = 549200 \text{ mm}^2.$$

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{2,83 \times 0,52}{0,5492} = 2,68 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{2,83 \times 0,42}{0,5492} = 2,16 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{2,83 \times 0,32}{0,5492} = 1,65 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que $N_1 \leq n F_p$

Avec : $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$ [Eurocode 3 chap 6.5.8.3]

F_p : force de précontrainte dans les boulons.

f_{ub} : 800 MPa.

n : nombre de boulon par rangé ($n=2$).

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{2,68 \times 10^3}{0,7 \times 800 \times 2} = 2,4 \text{ mm}^2$$

Soit un boulon de diamètre $d=14\text{mm}$ de class 8.8 et $A_s = 115\text{mm}^2$

b) Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

➤ **Vérification du moment résistant :**

$$M_R = \frac{F_p \times \sum di^2}{d_1}$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 115 = 64.4 \text{ KN} \quad \text{par boulon}$$

$$\text{Soit : } F_p = n \times F_p = 2 \times 64.4 = 128.8 \text{ KN} \quad \text{par rangée.}$$

$$M_R = \frac{137,20 \times 0,5492}{0,52} = 68,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 2,83 \text{ KN.m} < M_R = 68,02 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$F_{vsd} = \frac{V}{n} = \frac{131,7 \times 1,5}{12} = 16,46 \text{ KN}$$

$$F_{rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M2}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 128,8}{1,25} = 30,91 \text{ KN}$$

Avec:

$K_s = 1$: Facteur de forme, trous nominaux. [Eurocode 3 chap 6.5.8.1]

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement, surface brossée [Eurocode3 chap 6.5.8.3]

$m = 1$: Plan de contact

$$F_{vsd} = 16,46 \text{ KN} < F_{rd} = 30,91 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Cisaillement plus traction :**

On doit vérifier que :

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{tsd}}{F_{trd}} \leq 1$$

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} \Rightarrow F_{tsd} = \frac{2,68 \times 1,5}{2} = 2,01 \text{ KN}$$

$$F_{trd} = 0,9 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} \Rightarrow F_{trd} = 0,9 \times 245 \frac{800 \cdot 10^{-3}}{1,25} = 141,12 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p} \Rightarrow F_{vsd} = \frac{131,7 \times 1,5}{12} = 16,46 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 0,6 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} \Rightarrow F_{vrd} = 0,6 \times 245 \frac{800 \cdot 10^{-3}}{1,25} = 94,08 \text{ KN}$$

$$\frac{16,46}{94,08} + \frac{2,01}{141,12} = 0,17 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification a l'état limite de servise :**

$$F_{s.Rd.ser} = \frac{K_s \times n \times u \times (F_p - 0.8 F_{t.sd})}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 10.3 \times (128.8 - 0.8 \times 2.01)}{1.1} = 34.62 \text{ KN}$$

$$F_{v.s.d} = 16.46 \text{ KN} \leq F_{s.Rd.ser} = 34.62 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait

IX.4.2 Assemblage 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.

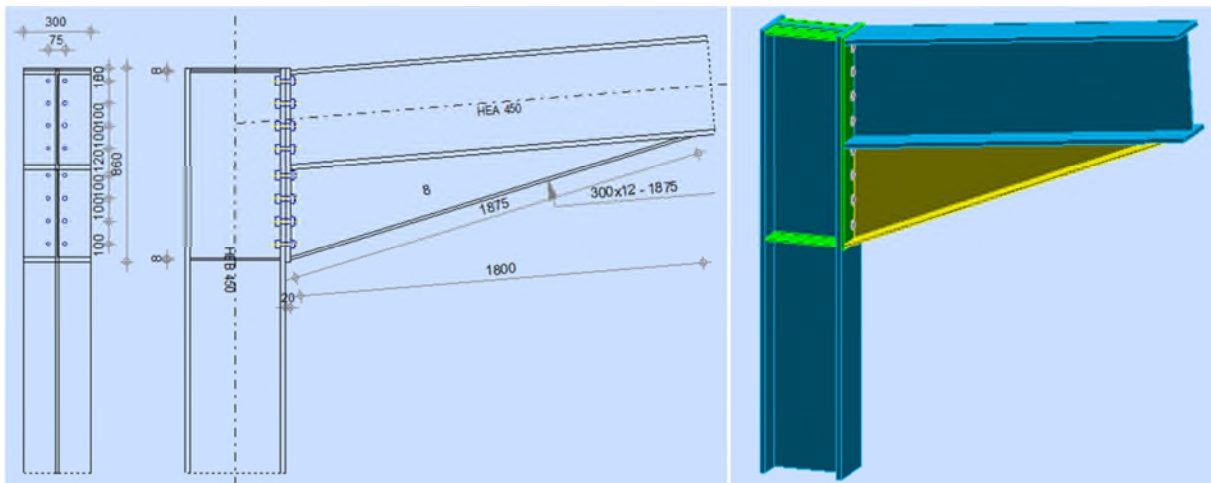


Figure IX.2: Assemblage poteau-traverse par une platine.

➤ **Efforts de calcul :**

$$N^{max} = 273,02 \text{ KN.}$$

$$M^{coresp} = 281,45 \text{ KN.m}$$

$$V^{coresp} = 131,70 \text{ KN.}$$

a) Dimensionnements des boulons :

➤ **Choix des diamètres des boulons :**

On choisit des boulons **M20** de diamètre **ø 20** de **classe 10.9**

➤ **Distance entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 2,2d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec :

$$d_0 = 22 \text{ mm (tableau 6.1 Eurocode 3)}$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 22 = 48,4 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_1 = 100 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_2 = 150 \text{ mm}$$

➤ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1,2d_0$$

$$e_1 \geq 1,2 \times 22 = 26,4 \text{ mm} \quad \text{On prend: } e_1 = 65 \text{ mm.}$$

➤ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1,5d_0$$

$$e_2 \geq 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 75 \text{ mm.}$$

➤ **Détermination des distances dans les boulons :**

$$d_1 = 780 \text{ mm} \quad d_2 = 680 \text{ mm} \quad d_3 = 580 \text{ mm}$$

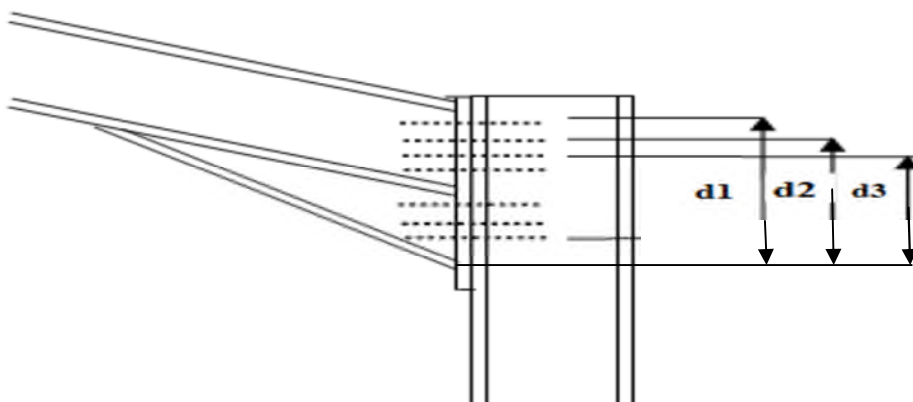


Figure IX.3 : Schéma explicatif des dispositions des boulons.

b) Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

➤ calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$\text{D'où : } N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

N_i : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$$\sum d_i^2 = 780^2 + 680^2 + 580^2 = 1407200 \text{ mm}^2.$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{281,45 \times 0,78}{1,407} = 156,02 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{281,45 \times 0,68}{1,407} = 136,02 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{281,45 \times 0,58}{1,407} = 116,02 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que $N_1 \leq n F_p$

Avec : $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$ [Eurocode 3 chap 6.5.8.3]

F_p : force de précontrainte dans les boulons.

f_{ub} : 1000 MPa.

n : nombre de boulon par rangé ($n=2$).

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{156,02 \times 10^3}{0,7 \times 1000 \times 2} = 111,44 \text{ mm}^2$$

Soit un boulon de diamètre $d=20\text{mm}$ de class 10.9 et $A_s = 245\text{mm}^2$

➤ L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN} \quad \text{par boulon.}$$

➤ **Le moment résistant de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

n : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

➤ **Vérification de la résistance de l'assemblage :**

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

$$\sum d_i^2 = (780^2 + 680^2 + 580^2) = 1407200 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = M_{Rd} = \frac{2 \times 171,5 \times 1407200}{780} \times 10^{-3} = 618,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} = 281,45 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 618,80 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Par boulons :

$$\frac{V_{Sd}}{n} = \frac{131,70 \times 1,5}{16} = 12,34 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{Sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M2}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{Sd}}{n} = 12,34 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 41,16 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Traction des boulons :**

$$F_{trd} = 0,9 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} \Rightarrow F_{trd} = 0,9 \cdot 245 \frac{1000 \cdot 10^{-3}}{1,5} = 147 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = \frac{F_{trd}}{2} \Rightarrow F_{tsd} = \frac{147}{2} = 73,5 \text{ KN}$$

➤ **Cisaillement des boulons :**

$$F_{vrd} = 0,6 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} \Rightarrow F_{vrd} = 0,6 \cdot 245 \frac{1000 \cdot 10^{-3}}{1,25} = 117,6 \text{ KN}$$

➤ Interaction traction cisaillement :

$$\frac{F_{tsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1,4F_{trd}} \leq 1$$

$$\frac{73,5}{117,6} + \frac{73,5}{1,4 \times 147} = 0,98 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_{VRd} < F_{tRd}$$

Avec :

$$F_{tRd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

F_{tRd} : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau.

$$b_{eff} = t_f + 2t_f + 5(t_f + r)$$

$$b_{eff} = 26 + (2 \times 26) + 5(26 + 27) = 343 \text{ mm.}$$

Donc :

$$F_{tRd} = 14 \times 343 \times \frac{235}{1,1} = 1025,88 \text{ Kn}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{Sd}}{h - t_f} = \frac{281,45}{0,424} = 663,8 \text{ KN}$$

$$F_V = 663,8 \text{ KN} < F_{tRd} = 1025,88 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait.

IX.4.3 Assemblage poteau - poutre sablière : (HEB450 - IPE120) :

L'assemblage sera réalisé par des boulons ordinaires de classe 4.8 sous les sollicitations les plus défavorable suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{sd} = 13,5 \text{ KN} \\ V_{sd} = 5,4 \text{ KN} \end{cases}$$

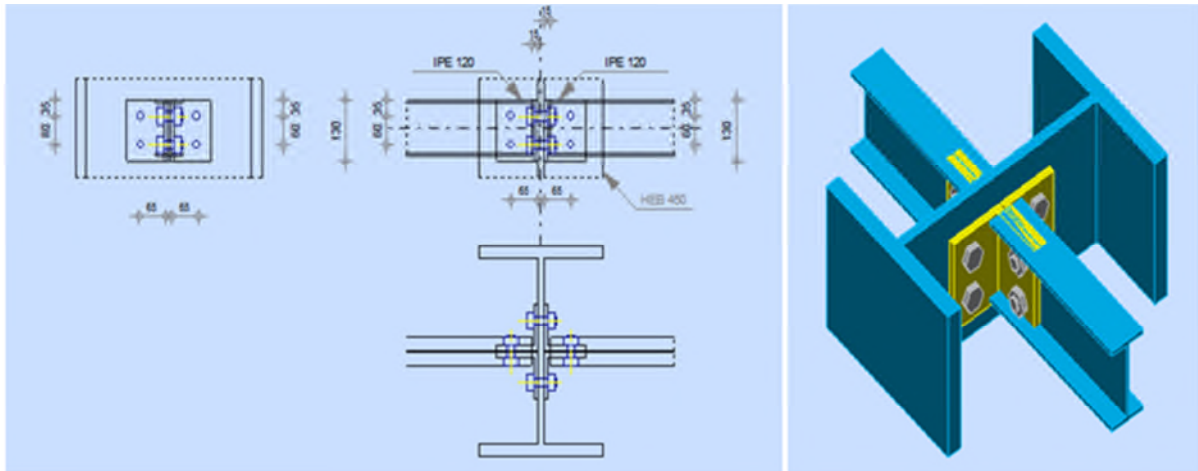


Figure IX.4 : Assemblage poteau-poutre par une platine.

On choisit une double cornière de (100 × 100 × 10)

a) Dimensionnement des boulons :

$$A_s \geq \frac{N}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{13,5 \times 10^3}{0,7 \times 400 \times 2} = 24,10 \text{ mm}^2$$

On a choisi des boulons **M12** de diamètre ϕ 12 de **classe 4.8** et $A_s = 84 \text{ mm}^2$

b) Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

➤ **Cisaillement plus traction :**

$$\frac{F_{vsd}}{F_{VRd}} + \frac{F_{tsd}}{F_{tRd}} \leq 1$$

Par boulon :

$$F_{tsd} = \frac{N}{n} = \frac{13,5 \times 1,5}{2} = 10,12 \text{ KN}$$

n: nombre de boulon par rangée (n=2)

$$F_{tRd} = 0,9 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 84 \times \frac{400}{1,25} = 24,2 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{V}{n} = \frac{5,4 \times 1,5}{2} = 4,05 \text{ KN}$$

$$F_{VRd} = 0,6 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,6 \times 84 \times \frac{400}{1,25} = 16,13 \text{ KN}$$

Donc:

$$\frac{4,05}{16,13} + \frac{10,12}{24,2} = 0,67 \leq 1 \quad \text{Condition vérifié}$$

IX.4.4 Assemblage poteau-poutre maitresse :

Cet assemblage sera réalisé sous les sollicitations les plus défavorable suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{sd} = 281,45 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 172,52 \text{ KN} \end{cases}$$

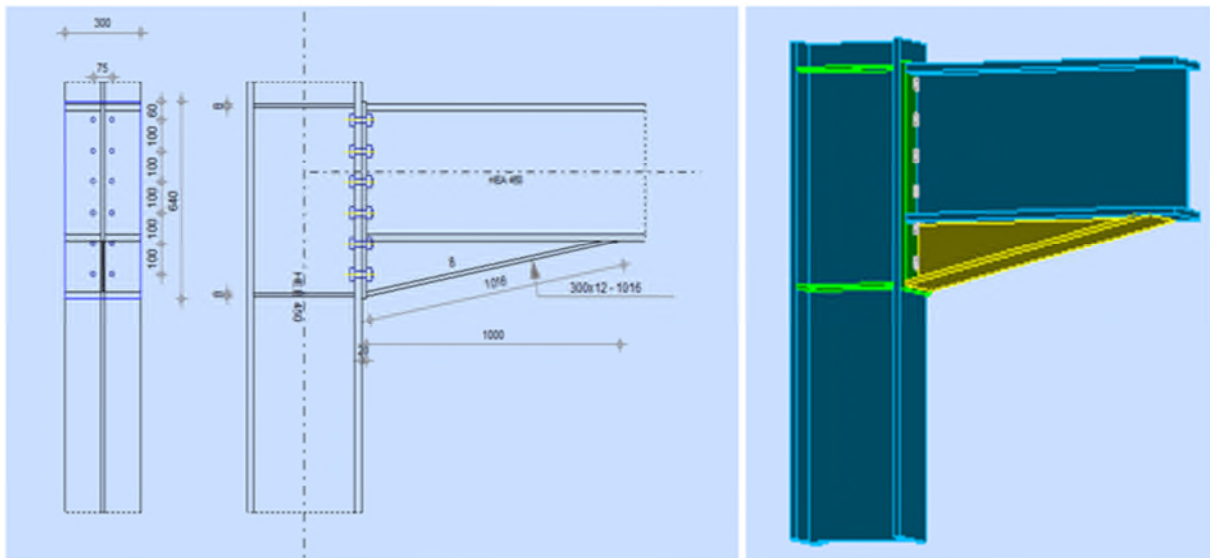


Figure IX.5: Assemblage poteau - poutre maitresse par une platine.

IX.4.4.1 Assemblage poteau platine:

a) Dimensionnements des boulons :

➤ Choix des diamètres des boulons :

On choisit des boulons M20 de diamètre $\varnothing 20$ de classe 10.9

➤ Distance entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 2,2d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec :

$d_0 = 22 \text{ mm}$ (tableau 6.1 Eurocode 3)

$P_1 \geq 2.2 \times 22 = 48.4 \text{ mm}$ On prend : $P_1 = 100 \text{ mm}$

$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$ On prend : $P_2 = 100 \text{ mm}$

➤ **Pince longitudinale :**

$e_1 \geq 1.2d_0$

$e_1 \geq 1.2 \times 22 = 26,4 \text{ mm}$ On prend: $e_1 = 60 \text{ mm}$.

➤ **Pince transversale :**

$e_2 \geq 1.5d_0$

$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$ On prend : $e_2 = 75 \text{ mm}$.

➤ **Détermination des distances dans les boulons :**

$d_1 = 560 \text{ mm}$ $d_2 = 460 \text{ mm}$ $d_3 = 360 \text{ mm}$

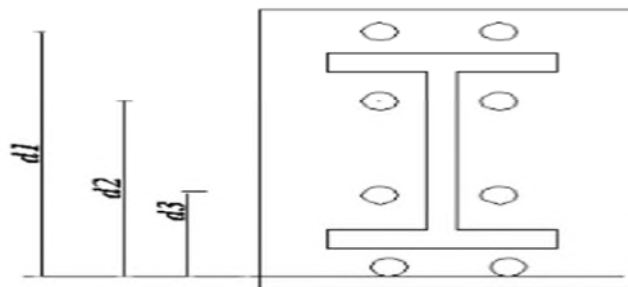


Figure IX.6 : Assemblage poteau poutre par une platine.

b) Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

➤ **calcul du moment résistant :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

D'où :
$$N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

N_i : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$$\sum d_i^2 = 560^2 + 460^2 + 360^2 = 654800 \text{mm}^2.$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{281,45 \times 0,56}{0,6548} = 240,7 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{281,45 \times 0,46}{0,6548} = 197,72 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{281,45 \times 0,36}{0,6548} = 154,73 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que $N_1 \leq n F_p$

➤ **L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :**

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN} \quad \text{par boulon.}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{240,7 \times 10^3}{0,7 \times 1000 \times 2} = 171,92 \text{mm}^2$$

Soit un boulon de diamètre $d=20\text{mm}$ de class 10.9 et $A_s = 245\text{mm}^2$

➤ **Le moment résistant de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

n : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

➤ **Vérification de la résistance de l'assemblage :**

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

$$\sum d_i^2 = (560^2 + 460^2 + 360^2) = 654800 \text{mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} \Rightarrow M_{Rd} = \frac{2 \times 171,5 \times 654800}{560} \times 10^{-3} = 401,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} = 281,45 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 401,06 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifié}$$

➤ Vérification de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulons : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{172,52 \times 1,5}{12} = 21,56 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{Mb}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 21,56 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 41,16 \text{ KN} \quad \text{condition vérifié}$$

➤ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_{VRd} < F_{tRd}$$

Avec :

$$F_{tRd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

F_{tRd} : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau.

$$b_{eff} = t_f + 2t_f + 5(t_f + r)$$

$$b_{eff} = 26 + (2 \times 26) + 5(26 + 27) = 343 \text{ mm.}$$

Donc :

$$F_{tRd} = 14 \times 343 \times \frac{235}{1,1} = 1025,88 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{281,45}{0,424} = 663,80 \text{ KN}$$

$$F_V = 663,80 \text{ KN} < F_{tRd} = 1025,88 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que : $F_V \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_R = 0.58 \times 23.5 \times 45 \times \frac{1.4}{1} = 858,69 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{Sd}}{h-t_f} = \frac{281,45}{0,424} = 663,80 \text{ KN}$$

D'où :

$$F_V = 663,80 \text{ KN} < V_R = 858,69 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifié}$$

IX.4.4.2 Assemblage platine – poutre :

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure.

On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine.

On suppose également que l'effort tranchant est repris par les cordons d'attaches de l'âme.

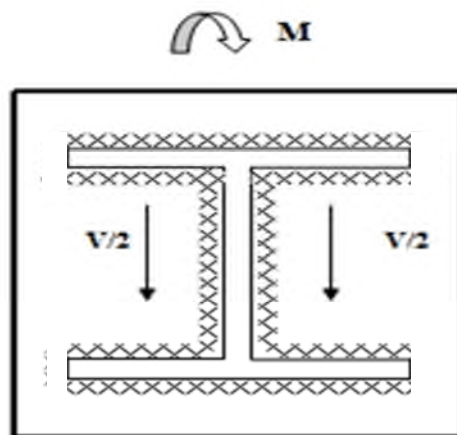


Figure IX.7 : Assemblage platine poutre par cordon de soudure.

➤ Calcul des gorges de soudure

- Gorge reliant l'âme

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3mm \leq a \leq 0,5t_w \Rightarrow 3mm \leq a \leq 5,75mm$$

On prend $a = 5$

- **Gorge reliant la semelle**

$$3mm \leq a \leq 0,5t_f \Rightarrow 3mm \leq a \leq 10,5 mm$$

On prend $a = 7$

➤ **Distribution des efforts sur les différents cordons**

- **Cordon âme-platine**

Chaque cordon reprend $\frac{V_{sd}}{2}$

$$F_{W.sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{172,52 \times 1,5}{2} = 129,4 \text{ KN}$$

La longueur du cordon :

$$L = h - 2t_f = 398 \text{ mm}$$

- **Cordon semelle platine**

Chaque cordon reprend $F_{W.sd}$

$$F_{W.sd} = \frac{M_{sd}}{2 \times (h - t_f)} = \frac{281,45}{2 \times (0,44 - 0,021)} = 335,85 \text{ KN}$$

La longueur du cordon :

$$L_f = 2b - t_w = 588,5 \text{ mm}$$

➤ **Vérification**

- **Cordon âme - platine**

$$F_{W.sd} \leq F_{W.Rd}$$

$F_{W.Rd}$: est la résistance d'un cordon de soudure

$$F_{W.Rd} = a \times L \times \frac{F_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}$$

β_w : Coefficient de corrélation = 0.8

$$F_{W.Rd} = 5 \times 398 \times \frac{360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 413,61 \text{ KN}$$

$$F_{W.sd} = 129,4 \text{ KN} \leq F_{W.Rd} = 413,61 \text{ KN} \text{ Condition Vérifié}$$

- **Cordon semelle - platine**

$$F_{W.Rd} = 7 \times 588,5 \times \frac{360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 856,22 \text{ KN}$$

$$F_{W.sd} = 129,4 \text{ KN} \leq F_{W.Rd} = 856,22 \text{ KN} \text{ Condition Vérifié}$$

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait.

Ix.4.5 Assemblage poteau-poteau :

Ce sont des assemblages rigide qui transmettant tous les efforts d'un composant à l'autre. Les boulons à utilisés peuvent être des boulons ordinaires ou des boulons HR précontraint.

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{sd} = 788,41KN \\ V_{sd} = 89,84 KN \\ M_{sd} = 7,03KN.m \end{cases}$$

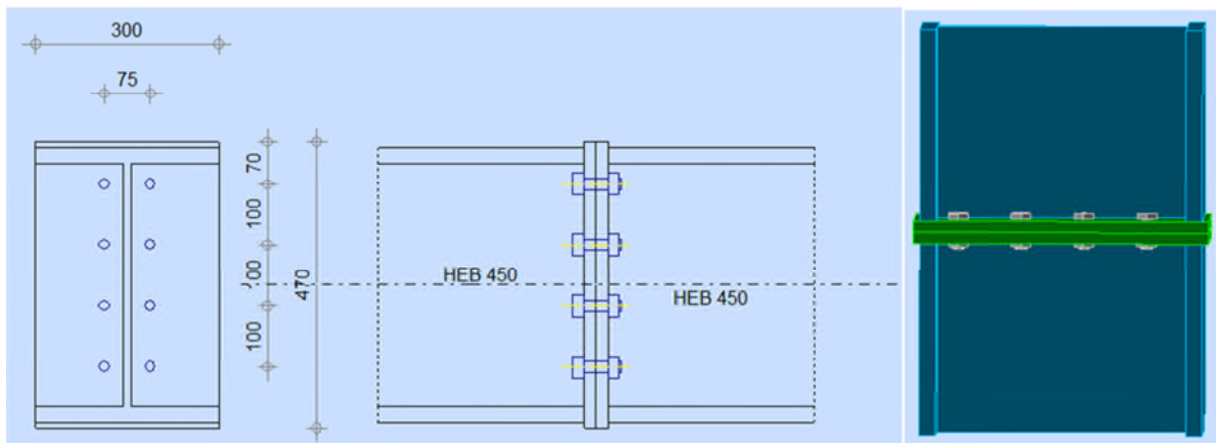


Figure IX.8: Assemblage poteau – poteau par une platine.

➤ **Pré dimensionnement des boulons :**

On choisit le nombre de boulons **n = 8** boulons de **classe HR 8.8**

donc: $F_{v,sd} = \frac{V}{n \times p} = \frac{89,54 \times 1,5}{4 \times 1} = 33,57KN$

n : Le nombre de boulons par rangée.

p: nombre de plan de cisaillement.

$$A_s = \frac{1.5 \times F_{v,sd}}{0.9 f_{bu}} = \frac{1.5 \times 33,57}{0.9 \times 80} = 0,7 \text{ cm}^2 = 70 \text{ mm}^2$$

Boulon de **classe 8.8** (haute résistance) **f_{ub} = 800 Mpa** et **A_s = 112 mm²**

a partir du tableau des caractéristiques géométriques on choisit des boulons de diamètre **M18**.

avec :

$d_0 = 20mm.$

$d = 18mm.$

- **Disposition des boulons :**

$e_1 = 75 \text{ mm}$ $e_2 = 70 \text{ mm}$ $P_1 = 100 \text{ mm}$ $P_2 = 200 \text{ mm}$

➤ **Les Vérifications :**

- **Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$V = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{89,54 \times 1,5}{8} = 16,78 \text{ KN}$$

Avec :

V_{sd} : Effort de cisaillement.

n : Le nombre de boulons.

V : l'effort tranchant.

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

$$F_p = 0,7 \times 70 \times 800 \times 10^{-3} = 39,2 \text{ KN}$$

F_p : effort de précontrainte

K_s : facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$

m : nombre de plan de contact $n=2$

μ : Coefficient de frottement $\mu = 0,3$ surface brossée

Il faut vérifier que : $V \leq F_s = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{Mb}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 39,2}{1,25} = 9,41 \text{ KN}$

$V = 16,78 \text{ KN} < F_s = 25,80 \text{ KN}$ **Condition Vérifiée**

IX.4.6 Assemblage des contreventements :

IX.4.6.1 Pré dimensionnement du gousset:

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau IX.4 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

- Pour les palées de stabilité: $N = 300,56 \text{ kN} < 450 \text{ kN}$
- Pour la poutre au vent : $N = 124,98 \text{ kN} < 200 \text{ kN}$

Donc on choisit $e = 10 \text{ mm}$

IX.4.6.2 Assemblage des palées de stabilité :

D'après le calcul des palées de stabilité ; on a : $N_{t,sd} = 300,56 \text{ KN}$

On utilise des boulons ordinaires, leur diamètre est en fonction de la cornière utilisée (2L120×120×12).

Diamètre M16 et diamètre de classe 6.8 et $A_s = 157 \text{ mm}^2$

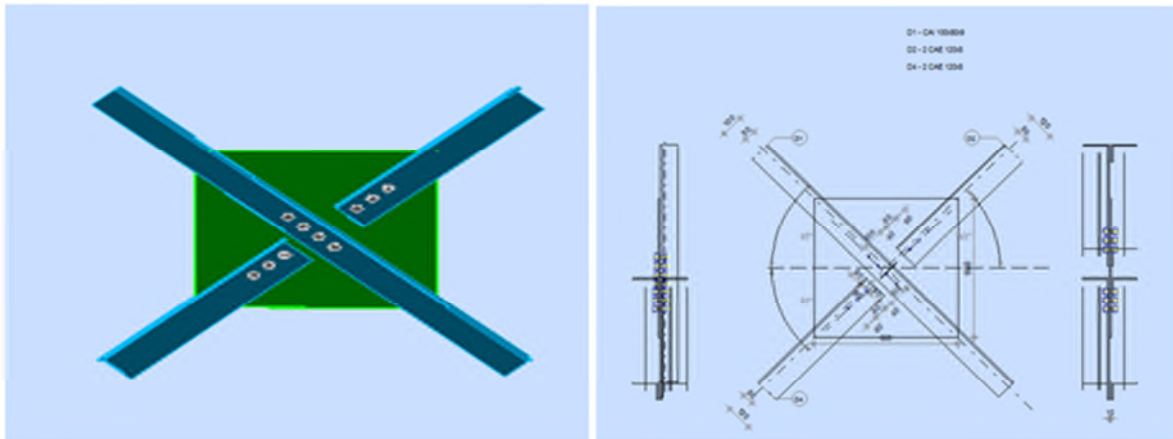


Figure IX.9 : Assemblage des palées de stabilité.

➤ **Résistance des boulons au cisaillement :**

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow F_{V,Rd} = \frac{0,6 \times 157 \times 600}{1,25} \times 10^{-3} = 45,21 \text{ KN} ; \gamma_{Mb} = 1,25$$

• **Disposition des boulons :**

$$\Rightarrow \begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ d'ou} \\ 1,5d_0 \leq e_2 \end{cases} \begin{cases} 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120 \text{ mm} \\ 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm} \\ 27 \text{ mm} \leq e_2 \end{cases}$$

Soit ; $\begin{cases} e_1 = 40 \text{ mm} \\ p_1 = 100 \text{ mm} \\ e_2 = 40 \text{ mm} \end{cases}$

➤ **Vérification à la pression diamétrale :**

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = (0,74 ; 1,6 ; 1,66 ; 1) \Rightarrow \alpha = 0,74$$

$$F_{p,rd} = 2,5 \times 0,74 \times 14 \times 10 \times \frac{360}{1,25} \times 10^{-3} = 74,59 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N_{t,sd}}{n.p} = \frac{300,56 \times 1,25}{4 \times 2} = 46,96 \text{ KN avec } p: \text{ nombre de plan de cisaillement.}$$

$F_{p,rd} = 74,59 \text{ KN} > F_{V,sd} = 46,96 \text{ KN}$ Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

➤ **vérification à la traction :**

$$N_{t,Rd} = 0,9 f_{ub} \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 600 \times \frac{157}{1,25} \times 10^{-3} = 67,82 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 300,56 \text{ KN} > N_{t,Rd} = 67,82 \text{ KN}$ Condition non vérifié

Donc en augmente la section et la classe des boulons a M27 de classe 10.9

$$N_{t,Rd} = 0,9 \times 1000 \times \frac{459}{1,25} \times 10^{-3} = 330,48 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 300,56 \text{ KN} \leq N_{t,Rd} = 330,48 \text{ KN}$ Condition vérifié

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées donc, l'assemblage des palées de stabilité (2L120×120×12) est réalisé par 4 boulons de M27

IX.4.6.3 Assemblage des éléments de la poutre au vent :

D'après le calcul de la poutre au vent ; on a : $N_{t,sd} = 124,98 \text{ KN}$

On utilise des boulons ordinaires, leur diamètre est en fonction de la cornière utilisée (2L100×100×8).

Diamètre M16 et diamètre de classe 6.8 et $A_s = 157 \text{ mm}^2$

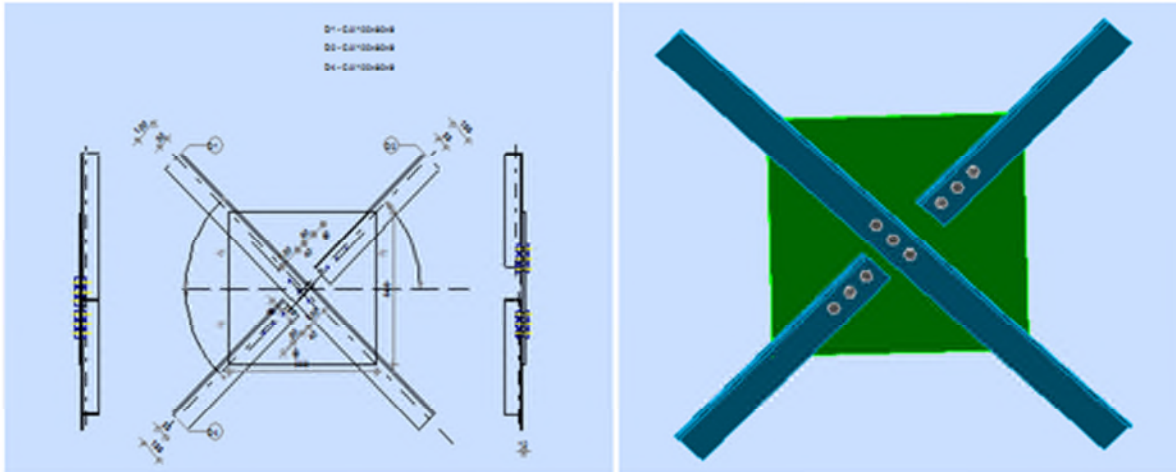


Figure IX.10 : Assemblage de la poutre au vent.

➤ **Résistance des boulons au cisaillement :**

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow F_{V,Rd} = \frac{0,6 \times 157 \times 600}{1,25} \times 10^{-3} = 45,21 \text{ KN} ; \gamma_{Mb} = 1,25$$

• **Disposition des boulons :**

$$\Rightarrow \begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ d'ou} \\ 1,5d_0 \leq e_2 \end{cases} \begin{cases} 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120 \text{ mm} \\ 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm} \\ 27 \text{ mm} \leq e_2 \end{cases}$$

$$\text{Soit ; } \begin{cases} e_1 = 40 \text{ mm} \\ p_1 = 100 \text{ mm} \\ e_2 = 50 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ **Vérification à la pression diamétrale :**

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = (0,74 ; 1,6 ; 1,66 ; 1) \Rightarrow \alpha = 0,74$$

$$F_{p,rd} = 2,5 \times 0,74 \times 14 \times 10 \times \frac{360}{1,25} \times 10^{-3} = 74,59 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N_{t,sd}}{n.p} = \frac{124,98 \times 1,25}{3 \times 2} = 26,37 \text{ KN avec } p: \text{ nombre de plan de cisaillement.}$$

$F_{p,rd} = 74,59\text{KN} > F_{V,sd} = 26,37\text{KN}$ Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

➤ **vérification à la traction :**

$$N_{t,Rd} = 0,9f_{ub} \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 600 \times \frac{157}{1,25} \times 10^{-3} = 67,82\text{ KN}$$

$N_{sd} = 124,98\text{ KN} > N_{t,Rd} = 67,82\text{KN}$ Condition non vérifié

Donc on augmente la section et la classe des boulons à M20 de classe 8.8

$$N_{t,Rd} = 0,9 \times 800 \times \frac{245}{1,25} \times 10^{-3} = 141,12\text{ KN}$$

$N_{sd} = 124,98\text{ KN} \leq N_{t,Rd} = 141,12\text{KN}$ Condition vérifié

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées donc, l'assemblage des palées de stabilité (2L100×100×8) est réalisé par 3 boulons de M20

IX.7 Dimensionnement des tiges d'ancrages:

IX.7.1 Définition :

La partie inférieure du poteau à la base est généralement renforcée afin de répartir correctement les charges sur les fondations et assurer un ancrage du poteau dans le massif de béton.

La liaison «plaque d'assise, fondation» est assurée par des boulons (goujons) d'ancrages.

On fera le calcul pour le poteau le plus sollicité et adopter la plaque pour tous les autres poteaux.

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$N_t = 1380,80\text{KN}$. $M = 803,14\text{ KN.m}$

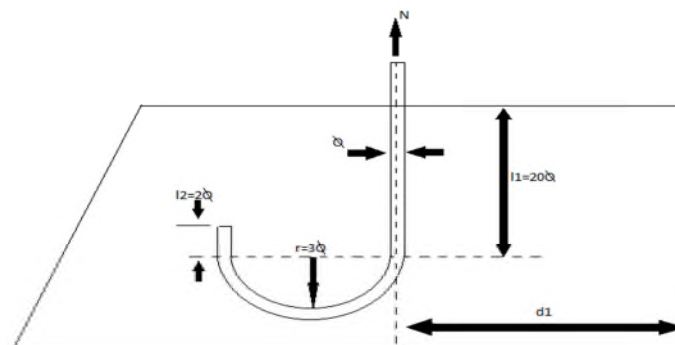


Figure IX.11: Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section HEB450 $\Rightarrow h = 450 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 \text{ à } 150) \text{ mm}$

On prend : $c = 100 \text{ mm}$

$$D'où : a = h + 2c = 450 + 2 \times 100 = 650 \text{ mm}$$

$$b = h + 2c = 450 + 2 \times 100 = 500 \text{ mm}$$

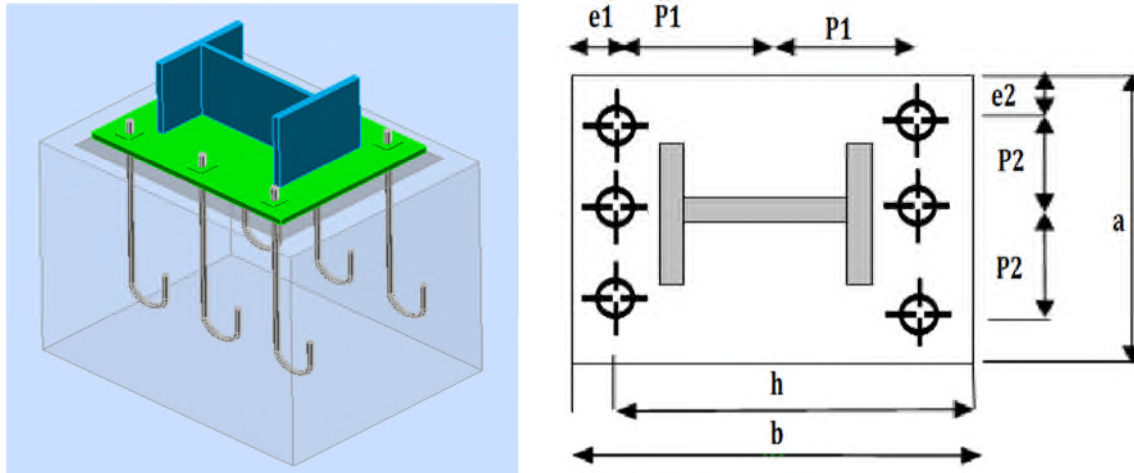


Figure IX.12: Dispositions constructives.

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_t).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par tiges :

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_t}{3 \cdot \pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot 1300,80}{3 \cdot 14 \cdot 3 \cdot 23,5}} = 3,42 \text{ cm}$$

Donc on prend : $\phi = 4,5 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **45 mm** de diamètre.

➤ **Vérification de la tige d'ancrage :**

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0.1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$r = 13.5 \text{ cm}$$

$$l_1 = 90 \text{ cm}$$

$$l_2 = 9 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 222.59 \text{ KN} > \frac{N_t}{6} = 230.13 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{803,14}{1380,80} = 0,58 \text{ m}$$

$$e = 58 \text{ cm} > \frac{D}{6} = \frac{70}{6} = 11,66 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 3 \times \Pi \times R^2 = 47.68 \text{ cm}^2 \quad (A : \text{aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = e + h/2 + c/2 = 100\text{cm}$$

$$h = hp + d1 + d1/2 = 75\text{cm}$$

$$b = 2d1 + hp = 80\text{cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3(l-h)h^2 + 90A \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \frac{l}{b} \cdot h = 0 \quad h' = 40.2\text{cm}$$

➤ **Les contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 1380,80 \times 100}{65 \times 40,2 \left(75 - \frac{40,2}{3} \right)} = 12,46\text{MPa} < f_{ub} = 14,2\text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{1380,80}{32,50} \cdot \frac{100 - 75 + \frac{40,2}{3}}{\left(75 - \frac{40,2}{3} \right)} = 8,00\text{MPa} \leq f_y = 235\text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

IX.8 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

a) Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = \sigma_b \times d1 \times \frac{d1}{2}$$

$$M_1 = 12,46 \times 10 \times 5 \times 10^{-3} = 0,62 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{9.36}{2}\right) \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-3} = 0.3 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.3 \text{ Kn.m}$$

- le module d'inertie de la platine ou $b = 1 \text{ cm}$

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12}\right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

- la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.3 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 2.76 \text{ cm}$$

$$t \geq 2.76 \text{ cm}$$

b) Vérification de la section 2-2 :

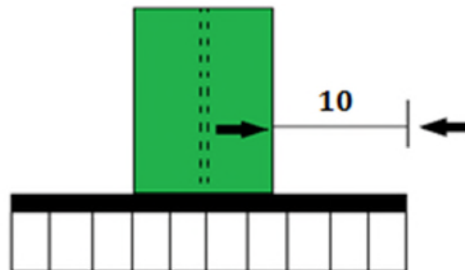


Figure IX.13: vérification de la section 2-2

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = M1 = 0.62 \text{ Kn.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0.62 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 3.97 \text{ cm}$$

$$t \geq 3.97 \text{ cm}$$

c) Vérification de la section 3-3 :

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 58.87 \times 161.44 \times 10^{-1} = 650.39 \text{ Kn.m}$$

$$M = 0.1 \times 650.39 = 65.039 \text{ Kn.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

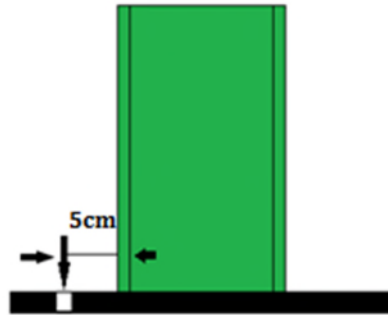


Figure IX.14: vérification de la section 2-2

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{95.03 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 95.03}{50 \times 23.5}}$$

$$t \geq 0.48 \text{ cm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 2,3 cm.**

X.1. Introduction :

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation et la charge supportée par cette dernière.

➤ Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- _ La nature et le poids de la superstructure.
- _ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- _ La qualité du sol de fondation.

La contrainte admissible de notre sol est : $\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2$ bars

La profondeur d'ancrage : $D = -2,00$ m (Voir l'annexe).

X.2. Calcul des fondations:

X.2.1 Détermination des sollicitations:

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art 10.1.4.1.RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91.

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 .

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol qu d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		$G+Q+1.2E_x$	$1,35G+1,5Q$
N_{max} (KN)	2196.56	3085.41	2161.49
M_y (KN.m)	399.53	29.46	20.65
M_z (KN.m)	16.51	11.24	7.85
V_y (KN)	3.66	6.32	4.41
V_z (KN)	146.66	16.84	11.79

Tableau X.1 : Les sollicitations à la base des poteaux HEB450.

X.2.2 Pré dimensionnement de la semelle :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (axb), donc les semelles sont rectangulaire (AxB). A et b : dimension du poteau considéré. Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a*b), donc : $S = AxB$.

a et **b** : dimension du poteau considéré.

A et **B** : dimension de la semelle.

h = **d** + **c** ; avec $c = 5 \text{ cm}$.

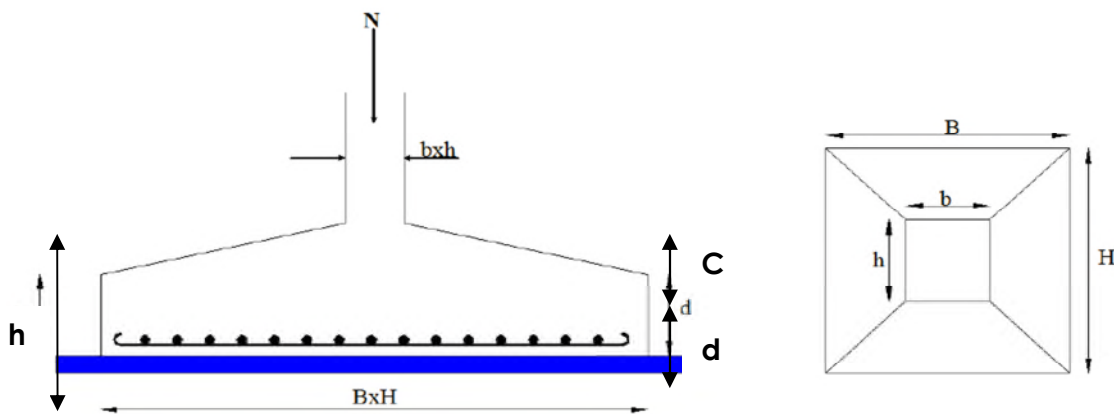


Figure X. 1: Dimension de la semelle.

d : hauteur utile de la semelle est donnée par :

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

➤ **Critère de non poinçonnement:**

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle

- $\sigma_M < 1.33\sigma_{sol}$: Situation durable

σ_M = Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \dots \dots \dots \sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \text{on} \rightarrow \text{prend } \sigma_M = \max$$

On a : $e_0 = \frac{M_y}{N}$ $\overline{\sigma_{sol}} = 2\text{bar}$ $h = 65\text{cm}$ $b = 50\text{cm}$

$$\frac{b}{h} = \frac{B}{H} \Rightarrow H = 1.3B$$

Ou : h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastres. (voir chapitre 09 calcul des assemblages - pieds de poteau).

X.2.3 Dimensionnement de la semelle:

➤ **Situation accidentelle :** $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 4.22B + 4.56 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{399.53}{2196.56} = 0.18$$

B=2.5m

H=1.3 × 2.5=3.25m

avec : **H=3.25m** et **B=2.5m**

➤ **Situation durable** : $\sigma_M \leq 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 3,75B + 4,06 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{29,46}{3085,41} = 0,01$$

$$B = 2,6\text{m}$$

$$H = 1,33 \times 2,6 = 3,5\text{m}$$

$$\text{Soit : } H = 3,5\text{m} \quad B = 2,6\text{m}$$

On choisit pour toutes les semelles $B = 2,6\text{m}$ et $H = 3,5\text{m}$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,6 - 0,5}{4} = 52,5\text{cm} \\ \frac{3,5 - 0,65}{4} = 71,25\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{soit } d = 80\text{cm}$$

$$h_1 = d + c = 80 + 5 = \mathbf{85\text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = -2,00 - 0,85 = \mathbf{-1,15\text{ m}}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 3,5 \times 2,6 \times 0,85 \times 25 = 193,37\text{ KN}$$

- **Les moments à la base**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		G+Q+1.2E _x	1,35G+1,5Q
N ^{max} (KN)	2548.42	3085.41	2161.49
M _{by} (KN.m)	320.46	484.62	350.62
M _{bz} (KN.m)	107.04	102.66	71.46
V _y (KN)	733.03	338	235.87
V _z (KN)	712.23	875.43	611.11

Tableau X.2 : Les sollicitations à la base de la semelle.

X.2.4 Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensB \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensH \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \overline{\sigma}_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{Kn/m}^2$$

$$1,33 \overline{\sigma}_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{Kn/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de Chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation Accidentelle	Sens H		0,85	0,41<3	-0,076	0,28< 3
	Sens B		0,12	0,24<3	0,092	0,203< 3
Situation Durable	ELU	Sens H	0,87	0,549>1,99	-0,108	0,384< 3
		Sens B	0,03	0,245<1,99	0,195	0,232< 3
	ELS	Sens H	0,86	0,382<1,99	-0,073	0,268< 3
		Sens B	0,028	0,170<1,99	0,138	0,162< 3

Tableau X. 1: Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes sont toutes vérifiées donc : B= 2,6m et H =3.5m

X.2.5 Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{B}{4} = \frac{2,6}{4} = 0.65 \text{ Sens B} \\ \frac{H}{4} = \frac{3,5}{4} = 0.87 \text{ Sens H} \end{cases}$$

sens B: e₀ = 0,12m < 0.65m

sens H: e₀ = 0,85m < 0.87m

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

X.2.6 Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens B} \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens H} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \rightarrow \text{sens B} \\ e_0 < \frac{H}{24} \rightarrow \text{sens H} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens } B$$

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens } H$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \times \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } B$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times h - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \times \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } H$$

a) Situation accidentelle:

➤ **Armatures parallèles à H=3.25m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,85 > \frac{0,65}{6} = 0,11 \\ e_0 = 0,85 > \frac{0,5}{24} = 0,02 \end{cases} \quad \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3,25 + 0,3 \times 0,65 - 9 \times 0,85) \left(\frac{\frac{3,25}{2} - 0,35 \times 0,65}{\frac{3,25}{2} - 0,85} \right)^2 \frac{2196,56}{27}$$

$$M_1 = 900 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{900 \times 10^{-3}}{0,72 \times 400} = 5,1 \text{ cm}^2$$

$$z = 0,9 \times d = 0,72 \text{ m}$$

$$A = 5,1 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures parallèles à B=2,50m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,12 > \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,12 < \frac{2,5}{24} = 0,10 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M'$$

$$M_1 = (4 \times 2,5 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,12) \left(\frac{\frac{2,5}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{2,5}{2} - 0,5} \right)^2 \frac{2169,56}{27}$$

$$M_1 = 80,35 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,72 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{80,35 \times 10^{-3}}{0,72 \times 400} = 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,79 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

- A l'E.L.U :

Armatures parallèles à H=3,5m:

$$\begin{cases} e_0 = 0,87 > \frac{0,65}{6} = 0,11 \\ e_0 = 0,87 > \frac{3,5}{24} = 0,145 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3,5 + 0,3 \times 0,65 - 9 \times 0,87) \left(\frac{\frac{3,5}{2} - 0,35 \times 0,65}{\frac{3,5}{2} - 0,87} \right)^2 \frac{2196,56}{27}$$

$$M_1 = 1548,76 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{1548,76 \times 10^{-3}}{0,72 \times 400} = 5,37 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,37 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèle à B=2,6m:

$$\begin{cases} e_0 = 0,03 < \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,03 < \frac{2,60}{24} = 0,08 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 3085,41 \left(1 + \frac{3 \times 0,87}{2,60} \right) = 6182,68 \text{ KN}$$

$$N' = 6182,68 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{6182.68 \times 10^{-3} \times (2,60 - 0,65)}{8 \times 0,72 \times 348} = 6 \text{ cm}^2$$

• A l'E.L.S:

Armatures parallèles à H:3.5m

$$\begin{cases} e_0 = 0,86 > \frac{0,65}{6} = 0,10 \\ e_0 = 0,86 > \frac{3,5}{24} = 0,145 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3,5 + 0,3 \times 0,65 - 9 \times 0,86) \left(\frac{\frac{3,5}{2} - 0,3 \times 0,65}{\frac{3,5}{2} - 0,86} \right)^2 \frac{2161.49}{27}$$

$$M_1 = 1576.26 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{1576.26 \times 10^{-3}}{0,72 \times 201} = 10.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10.25 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles à B=2,6m

$$\begin{cases} e_0 = 0,028 < \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,028 < \frac{2,60}{24} = 0,10 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 3085,41 \left(1 + \frac{3 \times 0,028}{2,60} \right) = 910,15 \text{ KN}$$

$$N' = 3185.09 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{3185.09 \times 10^{-3} \times (2,60 - 0,5)}{8 \times 0,72 \times 201} = 5,55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.55 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 160 \times 85 = 16,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 16,42 \text{ m}^2$$

$$\text{Min } A_H = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 350 \times 85 = 35,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 35,92 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ sens H et $l_s > B/4$ sens B)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

Suivant H :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} < \frac{H}{4} = 87,5 \text{ cm}$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 40 \text{ cm}$$

Donc les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets suivant B

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A_{\min} (cm^2)	Nombre De barre	A_s (cm^2)	l_s (cm)	S_t (cm)
		ELU	ELS					
		A_s (H)	5.1					
A_s (B)	2.79	6	5.55	16,42	12HA14	18,47	45	20

Tableau X. 2: Les armatures des semelles.

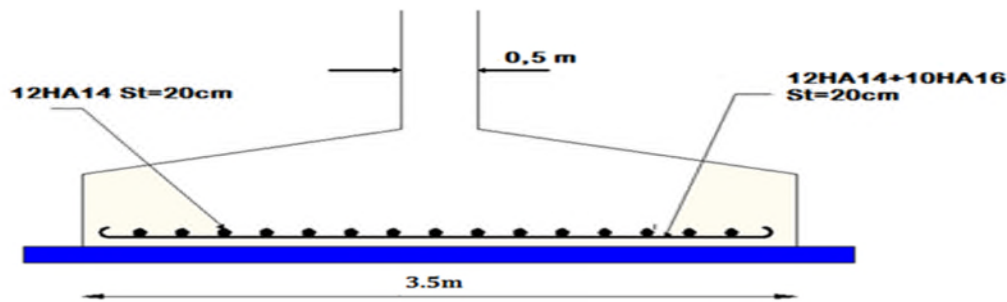


Figure X. 2: Schéma de ferrailage de la semelle.

X.3. Calcul des longrines :

X.3.1 Définition des longrines :

Une longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé ou en béton précontrainte qui assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation et qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les répartir vers les appuis.

Lorsque la longrine est placée entre deux semelles, une semelle centrée et une semelle excentrée, elle est appelée poutre de redressement ou longrine de redressement. Elle sert à plaquer la semelle excentrée pour éviter tout délassement. Elle se coule en même temps que la semelle car son ferrailage est créé dans la semelle.

X.3.2 Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99 vs 2003 sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S_4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (30x35) cm^2 (puisque S_3)

X.3.3 Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale à :

$$N_r = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN} \quad (\text{RPA99 V2003.Art. 10.1.1.b})$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 12$ (zone II_a, site S₃)

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{3085,41}{12} \right) = 257,12, KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{2161,49}{12} \right) = 180,12, KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad \begin{array}{l} ELU \rightarrow A_s = \frac{257,12 \times 10^{-3}}{348} = 7,39 cm^2 \\ ELS \rightarrow A_s = \frac{180,12 \times 10^{-3}}{201} = 8,96, cm^2 \end{array}$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 6,3 cm^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit **6HA12**, avec $A_s = 6,79 cm^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2,1}{400} = 5,51$$

$$5,51 cm^2 < 6,79 cm^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$q_s = \frac{2161,49}{8,18} = 264,24 KN / ml$$

La plus grande portée est : $l=8,18m$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{818}{200} = 4,09 cm$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5 cm^4$$

$$f = \frac{5 \times 264,24 \times (818)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 107187,5} = 3,08 < 4,09 \quad \text{Vérifiée}$$

Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min [20 cm, 15\Phi]$

$$S_t < \min [20cm, 15 \times 1, 2] = 18cm$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

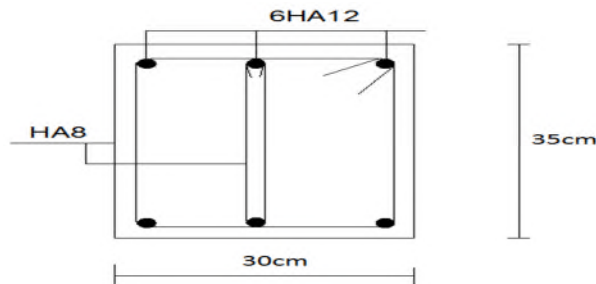


Figure X. 3: Schéma de ferrailage des longrines.

X.4.Ferrailage des futs :

Les fondations sont ancrées à D=-2m ; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension (65*50) cm².

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

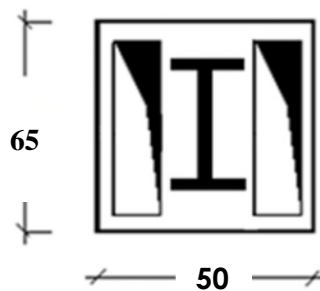


Figure X. 4 : section du fût à ferrailer.

$$\text{On a : } \begin{cases} N_u = 3085,41 \text{KN} \\ M_u = 29,46 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{29,46}{3085,41} = 0,95 \text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,65}{6} = 0,1 \text{m}$$

$e > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Donc ; le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} .

• **Calcul de M_{ua} :**

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Leftrightarrow M_{ua} = 29,46 + 3085,41 \left(0,85 - \frac{0,65}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 1649,3 \text{KN.m}$$

$$N_u(d-d')-M_u = 29.46(0.85-0.05)-1649.3=1625.73\text{KN.m} \dots\dots\dots(I)$$

$$(0.337 \times d - 0.81 \times d')b \times h \times f_{bu} = 2165.44\text{Kn.m} \dots\dots\dots(II)$$

$$f_{bu} = 14.16\text{Mpa}$$

$$(I) < (II) \Rightarrow A = 0$$

$$A' = \frac{n_u - \varphi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\varphi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-d') - M_{ua}}{f_{bu} \times b \times h^2}}{0.857 - \frac{d'}{h}} = \frac{0.357 + \frac{3085.41(0.85-0.05) - 29.46}{14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.5}}{0.857 - \frac{0.05}{0.85}} = 0.45$$

$$A' = -102\text{cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_{s\text{min}}$$

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s\text{min}} = 0.9\% b \times h = 29.25 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section est : $A_{s,\text{min}} = 6\text{HA16} + 10\text{HA16} = 32.17 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

Soit trois cadres $\Phi 10$ et des épingles de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10\text{cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi_1\right) = 14\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 12\text{cm}$$

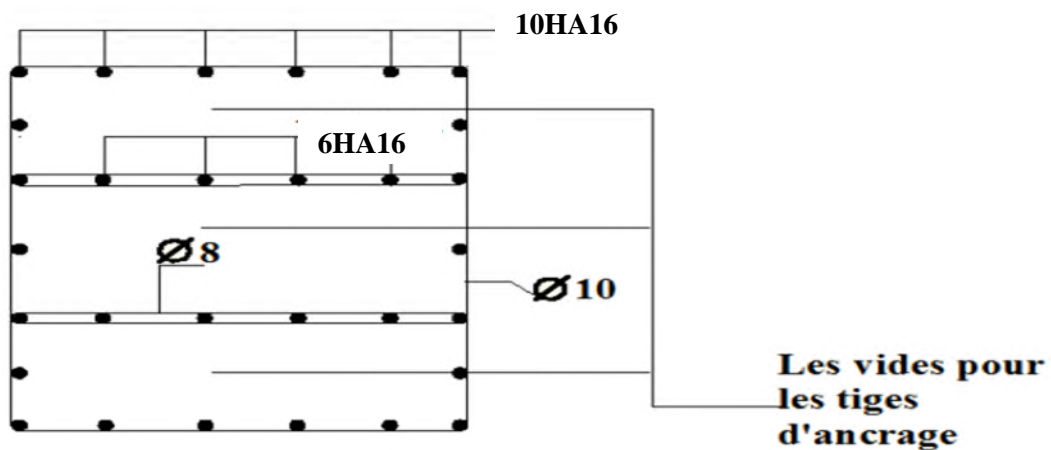


Figure X. 5: Schéma de ferrailage des futs.

XI.1 Introduction :

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous l'action du vent et du séisme.



La stabilité de la structure est assurée si :

Σ Moments résistants (stabilisateurs) \geq Σ moments renversants.

$$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$$

XI.2 Détermination des moments renversants (M_R)**XI 2.1 Cas du vent :**

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (F_h) 
- Une composante verticale (F_v) 

Ces deux composantes donnent un moment de renversement « M_R », il faut que ce moment de renversement reste inférieur au moment stabilisant « M_R », dû au poids propre du bâtiment.

➤ **Résultat de l'étude au vent :**

$$* X_F = \frac{\Sigma F_{Hi} \cdot X_i}{\Sigma F_{Hi}}$$

$$* Y_F = \frac{\Sigma F_{vi} \cdot y_i}{\Sigma F_{vi}}$$

$$* Z_F = \frac{\Sigma F_i \cdot z_i}{\Sigma F_i}$$

$$* X_U = \frac{\Sigma U_{ii} \cdot X_i}{\Sigma U_i}$$

$$* Y_U = \frac{\Sigma U_i \cdot y_i}{\Sigma U_i}$$

$$* Z_U = \frac{\Sigma U_i \cdot z_i}{\Sigma U_i}$$

a) Vent sur façade principale avec surpression intérieur (Cpi=+0,8)

ZONE	ETAGE	q _j (daN /m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Coordonnées du point d'application		
						X(m)	Y(m)	Z(m)
D	RDC	73.24	135	0	0	12.5	0	6.12
	1 ^{er} étage	73.78	100	0	0	12.5	0	10.12
E	RDC	11.26	157.34	9745.6	0	12.5	25	6.12
	1 ^{er} étage	11.35	102.8	6419.2	0	12.5	0.5	10.12
F ₁	Toiture	-70.32	24.72	0	3792.79	0.5	24.5	10.37
F ₂	Toiture	-70.32	24.72	0	3318.4	0.5	12.5	10.37
G	Toiture	-51.14	24.72	0	42651.8	0.5	12.5	11.12
H	Toiture	-12.78	444.8	0	82611.3	12.75	12.5	10.62
I	Toiture	0	994	0	0	8.5	12.5	10.62
R _x		-	-	16164.8		X _t =12.5	Y _t =15.27	Z _t =7.70
R _z		-	-		132374	X _u =12	Y _u =15.27	Z _u =6.62

Tableau IX.1: Vent sur la façade principale Cpi=+0,8.

Calcul de Mr :

$$M_{R/xx} = F_v \times Y = 246836.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_v \times X + F_H \times Z = 1123154.36 \text{ KN.m}$$

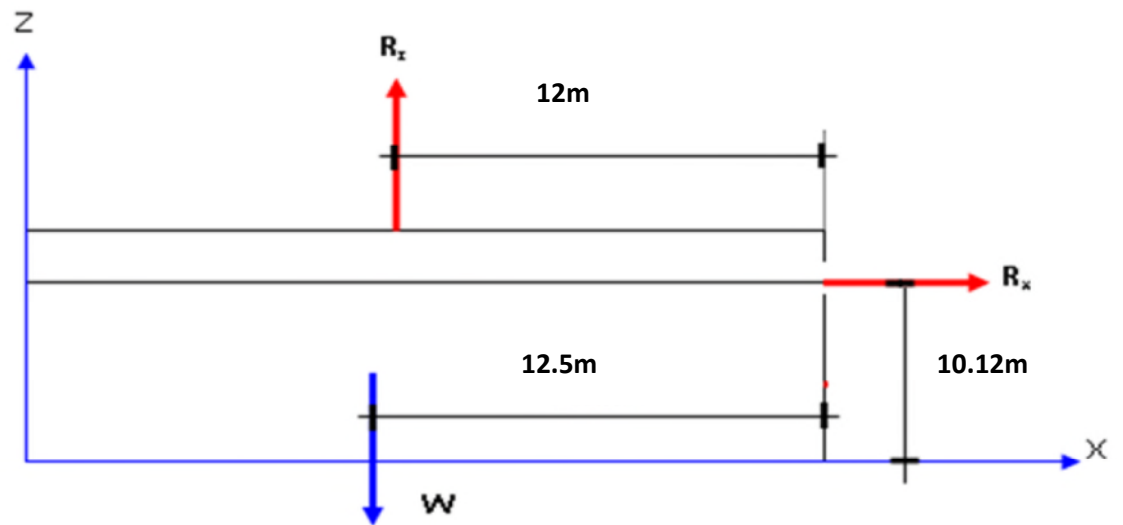


Figure XI.1: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V1.

b) Vent sur façade principale avec dépression intérieur (Cpi=-0,5)

ZONE	ETAGE	qj (daN /m²)	S (m²)	FH (KN)	Fv (KN)	Coordonnées du point d'application		
						X(m)	Y(m)	Z(m)
D	RDC	0	135	11205.7	0	12.5	0	6.12
	1 ^{er} étage	-61.42	100	7378	0	12.5	0	10.12
E	RDC	0	157.34	1771.65	0	12.5	25	6.12
	1 ^{er} étage	-62.42	102.8	1167.23	0	12.5	0.5	10.12
F ₁	Toiture	-153.43	24.72	0	1738.31	0.5	24.5	10.37
F ₂	Toiture	-135.43	24.72	0	1264	0.5	12.5	10.37
G	Toiture	-134.24	24.72	0	5684.54	0.5	12.5	11.12
H	Toiture	-95.89	444.8	0	0	12.75	12.5	10.62
I	Toiture	-83.12	994	0	0	8.5	12.5	10.62
Rx		-	-	21522.60 →		X _t =12.5	Y _t =15.27	Z _t =7.70
Rz		-	-		8687 ↑	X _u =12	Y _u =15.27	Z _u =6.62

Tableau XI.2: Vent sur la façade principale Cpi=-0,5.

Calcul de MR :

$$MR /_{xx} = FV \times Y = 246836.49 \text{ KN.m}$$

$$MR /_{yy} = FV \times X + FH \times Z = 1123154.36 \text{ KN.m}$$

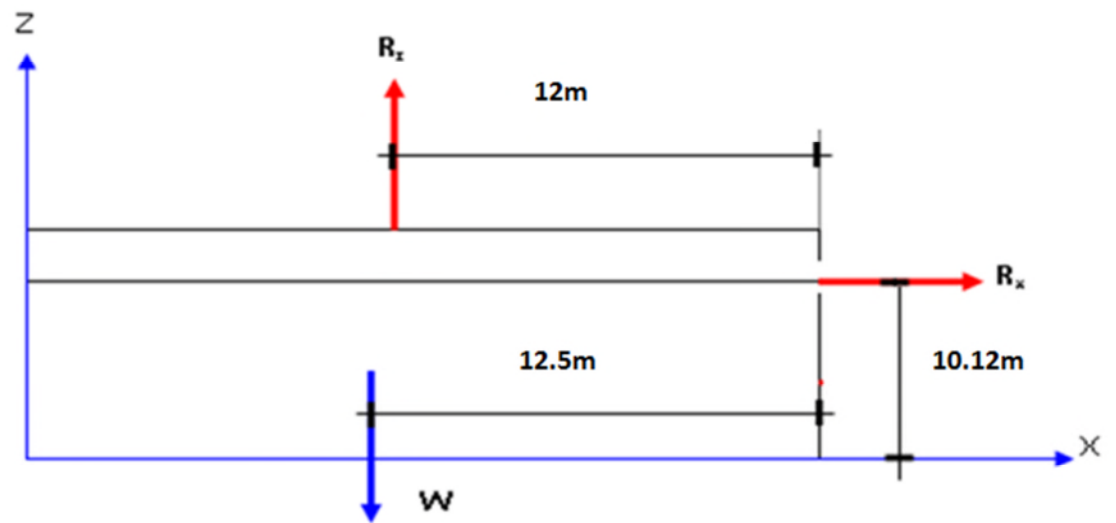


Figure XI.2 : Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V1.

c) Vent sur façade principale avec surpression intérieur (Cpi=+0,8)

ZONE	ETAGE	q _j (daN /m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Coordonnées du point d'application		
						X(m)	Y(m)	Z(m)
D	RDC	0	135	0	0	12.85	0	6.12
	1 ^{er} étage	0	100	0	0	12.85	0	10.12
E	RDC	61.94	102.84	9745.6	0	12.85	25.71	6.12
	1 ^{er} étage	62.42	24.72	6419.2	0	12.85	0.5	10.12
F ₁	Toiture	153.43	24.72	0	3792.79	0.5	24.5	10.37
F ₂	Toiture	153.43	24.72	0	3318.4	0.5	12.85	10.37
G	Toiture	134.24	24.72	0	42651.8	0.5	12.85	11.12
H	Toiture	-95.89	444.8	0	82611.3	12.75	12.85	10.62
I	Toiture	83.11	999.4	0	0	8.5	12.85	10.62
R _x		-	-	16164.8		X _t =12.85	Y _t =15.80	Z _t =7.70
R _z		-	-		132374	X _u =12.5	Y _u =15.80	Z _u =6.62

Tableau IX.3: Vent sur la façade principale Cpi=+0,8.

Calcul de Mr:

$$M_{R/xx} = F_v \times Y = 2091513.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_v \times X + F_H \times Z = 1779147.71 \text{ KN.m}$$

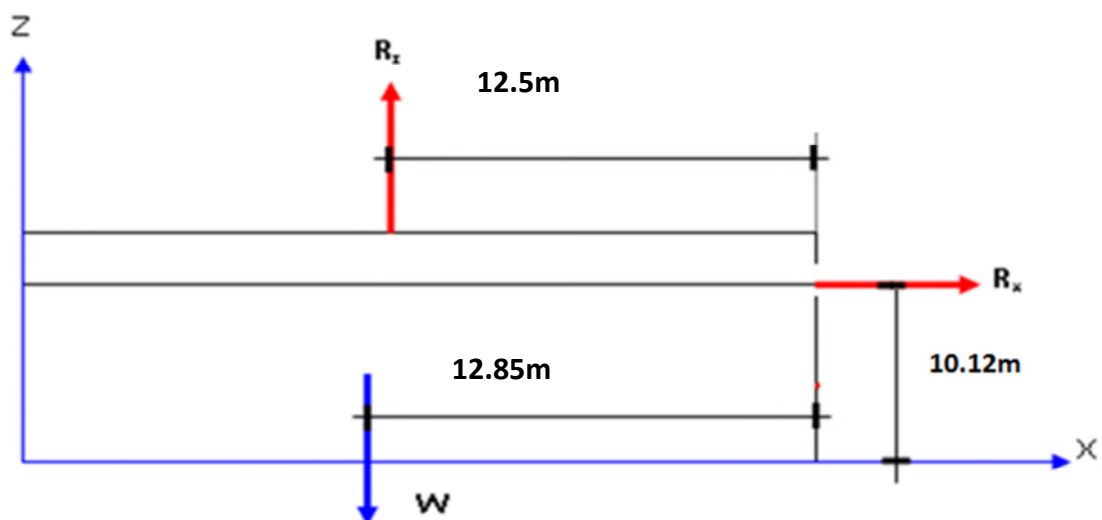


Figure XI. 3 : Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V2.

d) Vent sur façade principale avec dépression intérieur (Cpi=-0.5)

ZONE	ETAGE	q _j (daN /m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Coordonnées du point d'application		
						X(m)	Y(m)	Z(m)
D	RDC	0	135	11205.7	0	12.85	0	6.12
	1 ^{er} étage	0	100	7378	0	12.85	0	10.12
E	RDC	61.94	102.84	1771.65	0	12.85	25.71	6.12
	1 ^{er} étage	62.42	24.72	1167.23	0	12.85	0.5	10.12
F ₁	Toiture	153.43	24.72	0	1738.31	0.5	24.5	10.37
F ₂	Toiture	153.43	24.72	0	1264.1	0.5	12.85	10.37
G	Toiture	134.24	24.72	0	5684.5	0.5	12.85	11.12
H	Toiture	-95.89	444.8	0	0	12.75	12.85	10.62
I	Toiture	83.11	999	0	0	8.5	12.85	10.62
R _x		-	-	21522.6		X _t =12.85	Y _t =15.80	Z _t =7.70
R _z		-	-		8687.03	X _u =12.5	Y _u =15.80	Z _u =6.62

Tableau IX.4.: Vent sur la façade principale Cpi=-0,5.

Calcul de Mr:

$$M_{R/xx} = F_v \times Y = 2091513.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_v \times X + F_H \times Z = 1779147.71 \text{ KN.m}$$

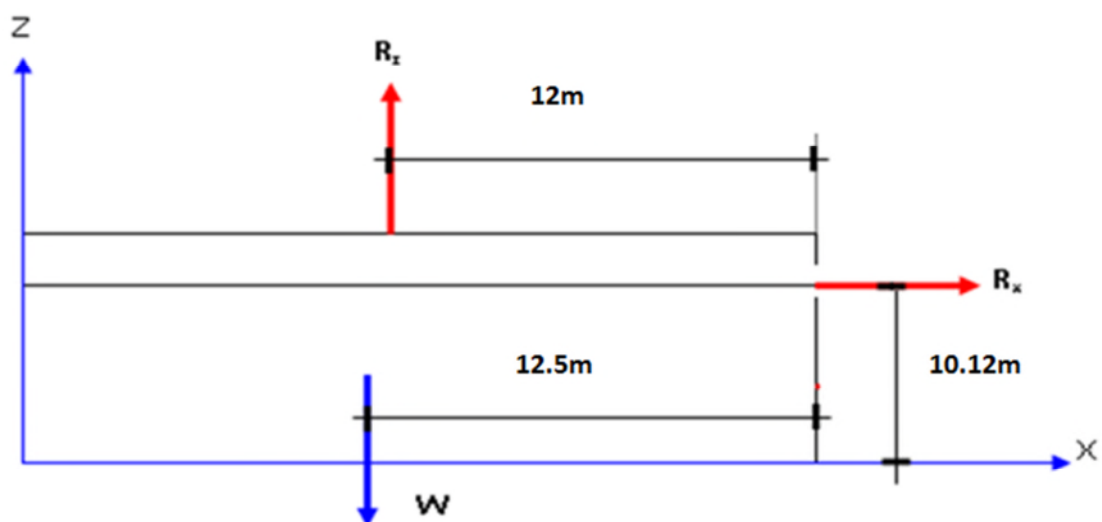


Figure XI 4: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V2.

d) Vent sur la façade secondaire avec surpression intérieur (Cpi=+0,8)

ZONE	ETAGE	q _j (daN /m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Coordonnées du point d'application		
						X(m)	Y(m)	Z(m)
D	RDC	0	135	0	0	0	16.25	6.12
	1 ^{er} étage	0	100	0	0	0	16.25	10.12
E	RDC	61.30	102.84	9644	0	0	16.25	6.12
	1 ^{er} étage	61.75	24.72	6304	0	32.5	16.25	10.12
F ₁	Toiture	158.47	24.72	0	3917.3	32.5	16.25	10.37
F ₂	Toiture	158.47	24.72	0	3126.3	32.5	16.25	10.37
G	Toiture	126.47	222.4	0	19689.1	1	4.75	11.12
H	Toiture	88.53	88.35	0	1087.3	1	46.9	10.62
I	Toiture	62.5	62	0	0	0	0	10.62
R _x		-	-	2268.58		X _t =16.06	Y _t =16.25	Z _t =12
R _z		-	-		7820.14	X _u =14.2	Y _u =16.25	Z _u =10.12

Tableau IX.5.: Vent sur la façade secondaire Cpi=+0,8.

Calcul de Mr:

$$M_{R/xx} = F_v \times Y = 127077.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_v \times X + F_H \times Z = 13569.22 \text{ KN.m}$$

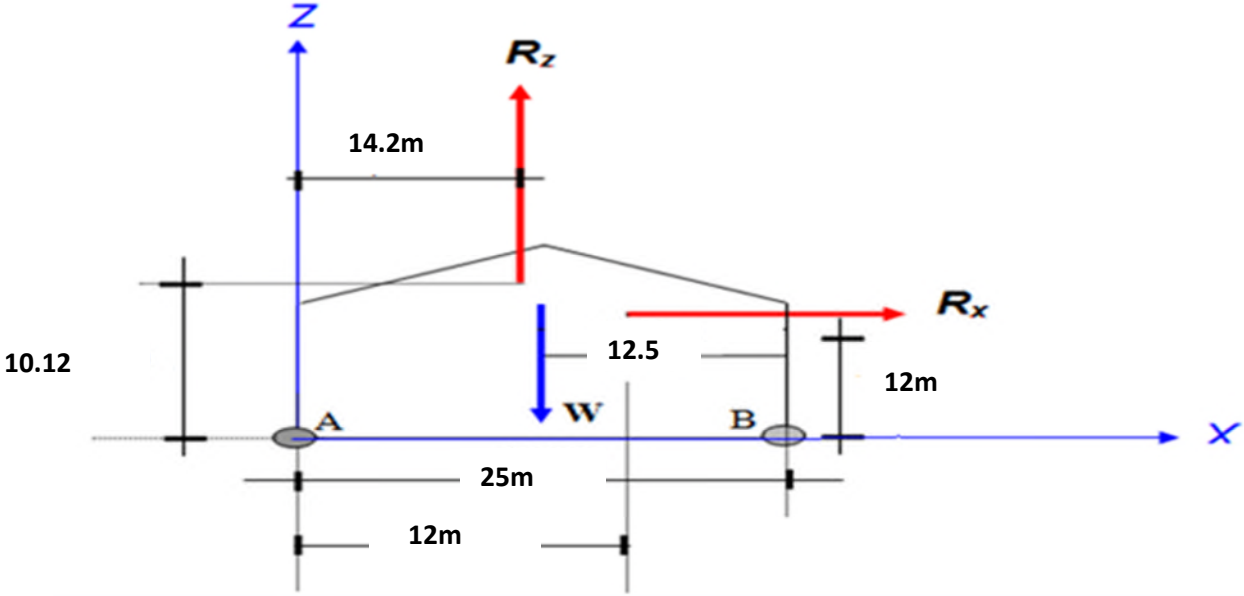


Figure X.5: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V3

e) Vent sur façade secondaire avec dépression intérieur (Cpi=-0,5)

ZONE	ETAGE	qj (daN /m²)	S (m²)	FH (KN)	Fv (KN)	Coordonnées du point d'application		
						X(m)	Y(m)	Z(m)
D	RDC	0	135	0	0	0	16.25	6.12
	1 ^{er} étage	0	100	0	0	0	16.25	10.12
E	RDC	61.30	102.84	964.5	0	0	16.25	6.12
	1 ^{er} étage	61.75	24.72	6304.1	0	32.5	16.25	10.12
F ₁	Toiture	158.47	24.72	0	3917.3	32.5	16.25	10.37
F ₂	Toiture	158.47	24.72	0	3126.3	32.5	16.25	10.37
G	Toiture	126.47	222.4	0	19689.1	1	4.75	11.12
H	Toiture	88.53	88.35	0	31087.3	1	46.9	10.62
I	Toiture	62.55	62.5	0	0	0	0	10.62
R _x		-	-	3268.58		X _t =16.06	Y _t =16.06	Z _t =12.41
R _z		-	-		3820.14	X _u =12.8	Y _u =16.33	Z _u =10.12

Tableau IX.6: Vent sur la façade secondaire Cpi=-0,5.

Calcul de Mr:

$$M_{R/xx} = F_v \times Y = 36409.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_v \times X + F_H \times Z = 1362166.1 \text{ KN.m}$$

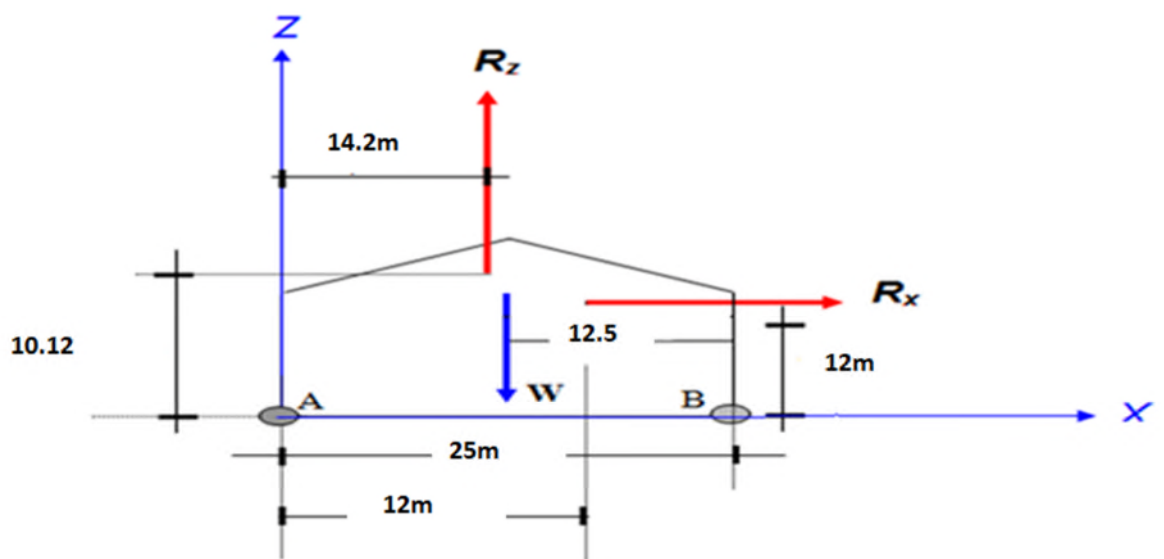


Figure XI 6: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V3.

F) Vent sur la façade secondaire avec surpression intérieur (Cpi=+0,8)

ZONE	ETAGE	qj (daN /m²)	S (m²)	FH (KN)	Fv (KN)	Coordonnées du point d'application		
						X(m)	Y(m)	Z(m)
D	RDC	0	135	0	0	0	16.25	6.12
	1 ^{er} étage	0	100	0	0	0	16.25	10.12
E	RDC	61.30	102.84	9745	0	0	16.25	6.12
	1 ^{er} étage	61.75	24.72	64192	0	32.5	16.25	10.12
F1	Toiture	158.47	24.72	0	3792.7	32.5	16.25	10.37
F2	Toiture	158.47	24.72	0	3792.7	32.5	16.25	10.37
G	Toiture	126.47	222.4	0	3318.4	1	4.75	11.12
H	Toiture	88.53	88.35	0	42651.8	1	46.9	10.62
I	Toiture	62.55	62	0	82611	0	0	10.62
Rx		-	-	16164,9		Xt=16	Yt=15.3	Zt=9.70
Rz		-	-		2374,41	Xu=12.3	Yu=16.33	Zu=3.62

Tableau IX.7: Vent sur la façade secondaire Cpi=+0,8.

Calcul de Mr:

$$M_R /_{XX} = F_v \times Y = 9669.36 \text{ KN.m}$$

$$M_R /_{yy} = F_v \times X + F_H \times Z = 136232166.1 \text{ KN.m}$$

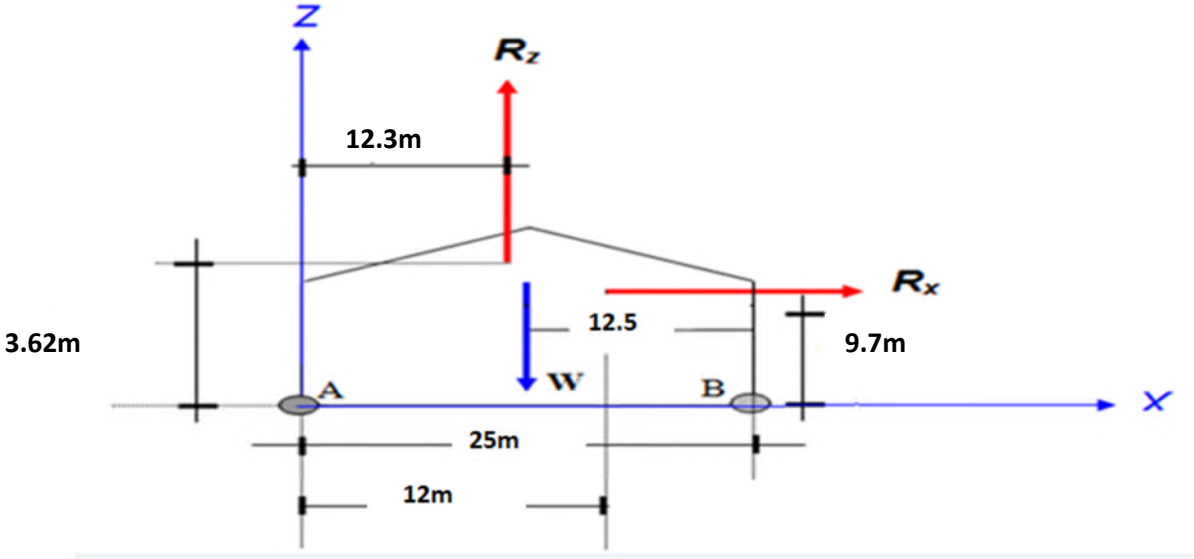


Figure XI 7: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V4

g) Vent sur façade secondaire avec dépression intérieur (Cpi=-0,5)

ZONE	ETAGE	qj (daN /m²)	S (m²)	FH (KN)	Fv (KN)	Coordonnées du point d'application		
						X(m)	Y(m)	Z(m)
D	RDC	0	135	0	0	0	16.25	6.12
	1 ^{er} étage	0	100	0	0	0	16.25	10.12
E	RDC	61.30	102.84	11205	0	0	16.25	6.12
	1 ^{er} étage	61.75	24.72	7378	0	32.5	16.25	10.12
F1	Toiture	158.47	24.72	1771.6	1738	32.5	16.25	10.37
F2	Toiture	158.47	24.72	0	1738	32.5	16.25	10.37
G	Toiture	126.47	222.4	0	1264.18	1	4.75	11.12
H	Toiture	88.53	88.35	0	5684	1	46.9	10.62
I	Toiture	62.55	62	0	0	0	0	10.62
Rx		-	-	21522,6		Xt=16	Yt=15.3	Zt=9.70
Rz		-	-		8687,03	Xu=12.3	Yu=16.3	Zu=3.62

Tableau XI.8: Vent sur la façade secondaire Cpi=-0,5.

Calcul de Mr:

$$M_{R/xx} = F_v \times Y = 329295.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_v \times X + F_H \times Z = 184762.28 \text{ KN.m}$$

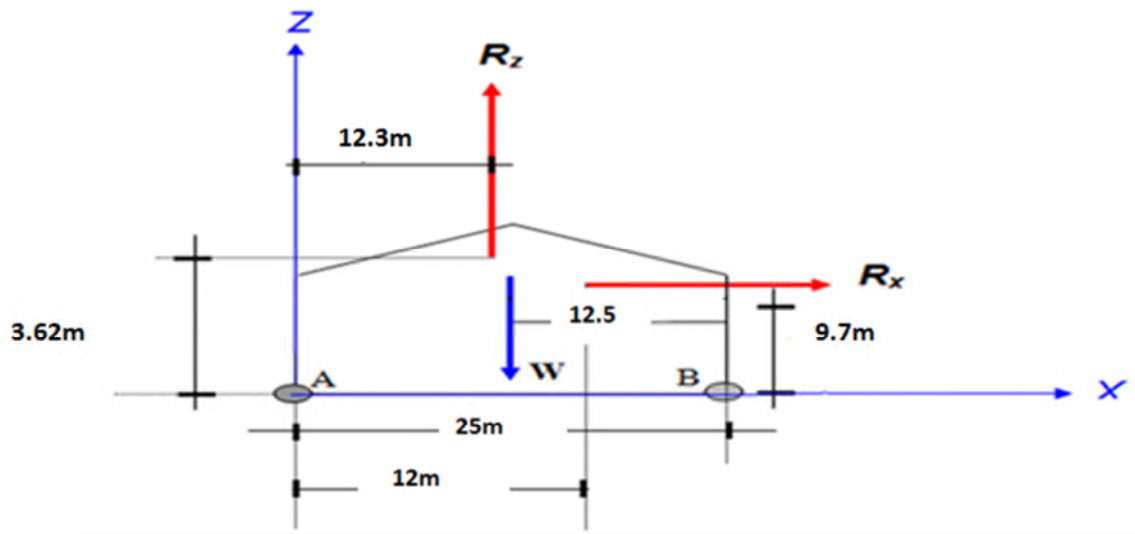


Figure XI 8: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V4.

XI 2.2 Cas du séisme :

Le moment de renversement qui peut être causé par l’action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

a) Réaction à la base :

Le mode	Réaction					
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _{xx} (KN.m)	M _{yy} (KN.m)	M _{zz} (KN.m)
CQC	2548.35	265.52	712.22	2.33	281.41	79.95

Tableau XI .9: Réaction à la base due aux effets sismiques

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 2.33 + (712.22 \times 25.33) = 18042.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 281.41 + (712.22 \times 12.3) = 9041716 \text{ KN.m}$$

Avec :

Y_G et X_G : coordonnée de centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales (Ref : **note de calcul complète robot**).

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$P_T = 15227.8\text{KN}$

1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/xx} = 15227.8 \times 25.33 = 385720.17\text{KN.m}$
- $M_{st/yy} = 15227.8 \times 12.3 = 187292.1\text{KN.m}$

Cas du séisme	M_R (KN.m)		M_{st} (KN.m)		$0,8 M_{st}$ (KN.m)	
	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y
	138117.93	102319.24	385720.17	187292.1	308576.13	149833.68

Tableau XI 10: Vérification au renversement sous l'effet du séisme.

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y'a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

L'étude de ce projet nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur.

La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que SAP2000 ou AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité.

nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- ✚ La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- ✚ Les possibilités d'erreurs sont nombreuses, et peuvent se situer à différents niveaux, Notamment durant la modélisation, et c'est difficile de s'en apercevoir.
- ✚ les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques mais la présence du plancher mixte rend la structure sensible aux actions sismiques.
- ✚ La forme géométrique simple et symétrique joue un rôle favorable, et évite les difficultés de mettre les systèmes de contreventement.
- ✚ La disposition des contreventements joue un rôle très important dans le comportement global de la structure, la présence du plancher mixte sur toute la surface de l'ouvrage d'une façon symétrique nous a facilité la disposition des palées de stabilité aussi de façon symétrique aux extrémités.

L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve ; pour cela, tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques en vigueur. Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail servira comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

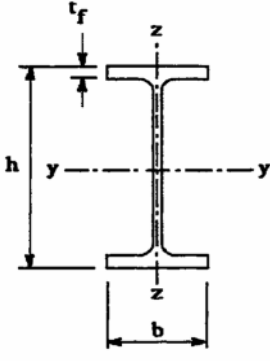
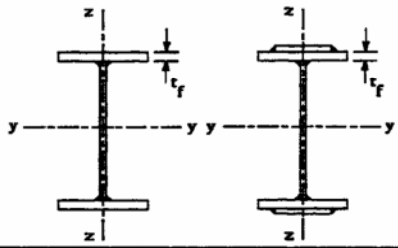
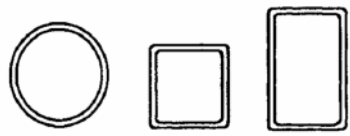
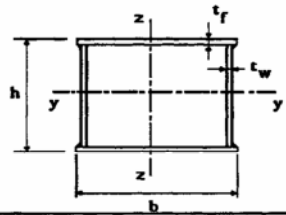

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Tableau des armatures (1)

Valeur de χ en fonction de λ

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

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
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	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} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

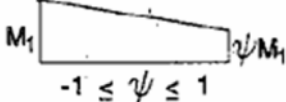
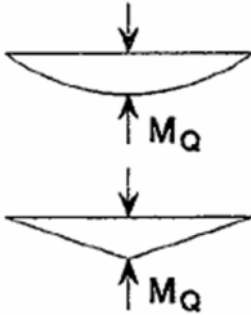
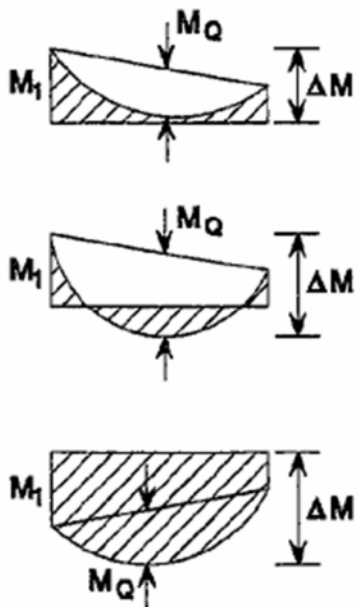
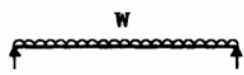

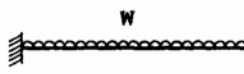

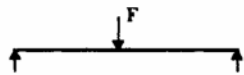

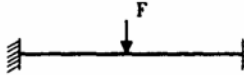

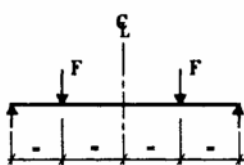

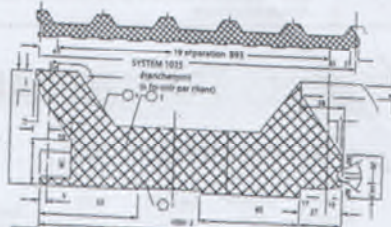
Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémité  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
Moment créé par des forces latérales dans le plan 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

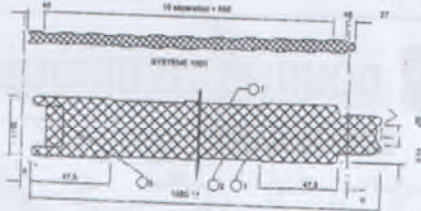
Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

08 CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DES PANNEAUX SANDWICH



1	Tôle de recouvrement liguée
2	Tôle de recouvrement profilé trapézoïdal 35/207 épaisseur 0.75 mm pour prélaqué et galvanisé
3	Mousse dure PUR sans CFC

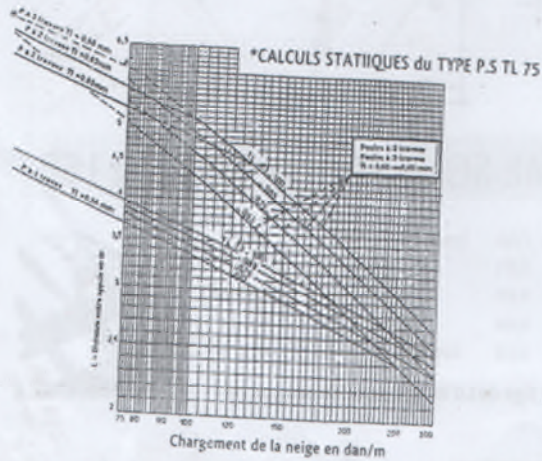
Panneau de couverture type TL 75



1	Tôle de recouvrement, épaisseur 0.55 mm en prélaqué ou en galvanisé
2	Mousse solide PUR sans CFC
3	Joint d'étanchéité 10 * 24 mm

Panneau de bardage type LL 35-60-80-100

Type	Longueur Maxi (m)	Largueur Standard (mm)	Épaisseur (mm)	Poids (Kg/m ²)	Résistance à la Conductivité (l/C) (Mz/Kw)	Coefficient de Transmission thermique (w/m ²)	Distance entre Traverses maxi (en m)
I) PANNEAUX de couverture T 75 en P - M - G							
	12.50	1035	75	14.20	2.32	0.40	(voir l'abaque)
II) PANNEAUX de bardage							
LL 35	12.50	1000	35	10.9	1.7	0.53	3.10 3.59 3.99
LL 60	12.50	1000	60	11.84	2.95	0.32	4.79 4.32 5.05
LL 80	12.50	1000	80	12.75	3.95	0.24	5.37 4.34 4.99
LL 100	12.50	1000	100	13.64	4.45	0.19	5.81 4.51 5.12
en P - M - G							



LÉGENDE:
 Nuances: -P= prélaqué - M= Mixte - G= Galvanisé
 selon les calculs statiques.
 NB- longueur sur commande jusqu'à 12.50 m, exceptionnellement jusqu'à 14 m.
 TL: T= Trapézoïdale pour peau extérieure, L= linéaire pour peau intérieure.
 LL: les 2 peaux en linéaire linéaire.

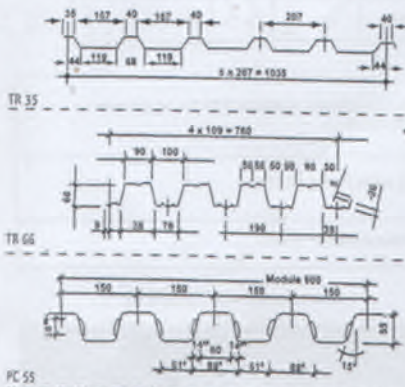
Caractéristiques techniques des tôles utilisées

	Tôle galvanisée		Tôle prélaquée	
	Intérieure	Extérieure	Intérieure	Extérieure
Panneau sandwich de bardage	0.55x1009	0.55x1059	0.55x1009	0.55x1059
Panneau sandwich de couverture	0.55x1094	0.75x1250	0.55x1094	0.75x1250
Epaisseur de la galvanisation	Selon NF EN 10326 et 10143, classification S320 GD galvanisée Z275			
Epaisseur du pré laquage	Selon NF EN 10109			
	Polyester : pour la face externe 25µm dont 5µm pour la couche primaire Epoxy : 15 µm pour la face interne qui sera recouverte de mousse rigide de polyuréthane			

09 DONNEES TECHNIQUES PROFILES TRAPEZOIDAUX:

Formes de profilés

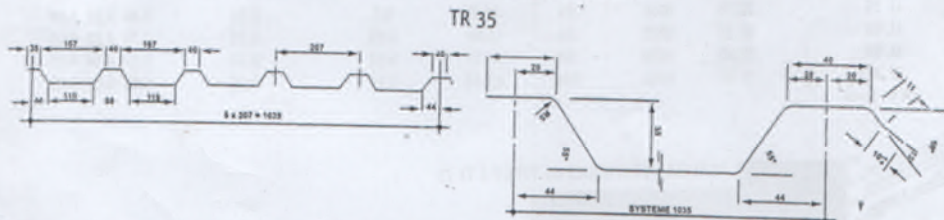
Type: TR35 - TR66 et HB - PC55.



Type	Largeur Standard mm	Longueur Maxi. m	Epaisseur mm	Poids Kg/m ²	Système de revêtement
TR 35	109	12	0.55	0.371	Prélaquée
TR 66	109	12	0.55	0.371	Prélaquée
PC 55	109	12	0.55	0.371	Prélaquée

PS: TR35 mm, la fabrication en épaisseur de 0.55 mm et 0.60 mm est réalisable avec une largeur de 828 mm.

10 FORME DE PROFILE TYPE TR35

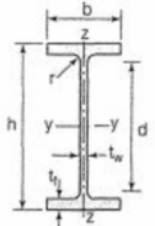


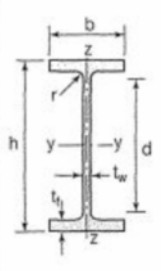
11 EXEMPLE DE SYSTEME SOUS PLAFOND Type LSP

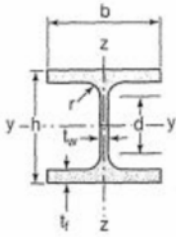
Produit	Longueur maxi. mm	Epaisseur de la tôle mm	Poids	Système de revêtement	Nbre
Profil du panneau	6	0.4	0.371	Prélaqué	10 LSP par m ²
Profil de remplissage	6	0.4	0.112	Prélaqué	10 JR par m ²
Profil de bord	6	0.4	0.154	Prélaqué	1 JB par m ²
Rail de suspension	6	0.55	0.418	Galvanisé et prélaqué	1 RS par m ²

Accessoires de suspension: Tige filté et écrous (une tige de 1.0 m et quatre écrous par m²)

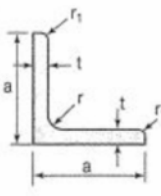


Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
I_y		$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
cm ⁴		cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h _f	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
	HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
	HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
	HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5
	HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24	
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99	
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13	
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19	
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80	
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98	
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46	
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55	
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37	
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10	
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17	
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97	
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20	
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82	
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04	
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76	
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27	
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54	
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30	
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS		d'après doc. OTUA										
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
		Axe yy = Axe zz										
		a	a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y
a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z		
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72	
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	Axe yy = Axe zz				
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)

Poutrelles											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
UAP											
	Profils	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	h_1	P	A	d_1	$d_2 = v_y$
		h	b	t_w	t_f	r	d	P	A	d_1	$d_2 = v_z$
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28	
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60	
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05	
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04	

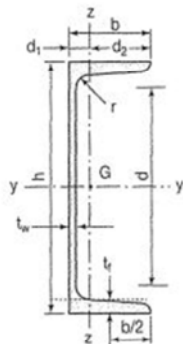
Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-255 Tolérances : NF A 45-255											
UAP (suite)												
	Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
	UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
	UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
	UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
	UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
	UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
	UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40	
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38	
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30	

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN	<p>Inclinaison des ailes : $h \leq 300$: 8 % $h > 300$: 5 %</p>											
	Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	r ₁	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	r ₁	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

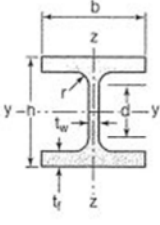
Dimensions : NF A 45-202
Tolérances : NF A 45-210

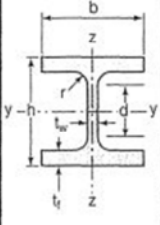


Inclinaison des ailes :
 $h \leq 300$: 8 %
 $h > 300$: 5 %

UPN
(suite)

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	J	
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	
UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16	
UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81	
UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15	
UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68	
UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39	
UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55	
UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90	
UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00	
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70	
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50	
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00	
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40	

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	h	b	a	e	r	h ₁	P	A	
	h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	20,4	26,0	
HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	26,7	34,0	
HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	33,7	43,0	
HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	42,6	54,3	
HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	51,2	65,3	
HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	61,3	78,1	
HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	71,5	91,0	
HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	83,2	106,0	
HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4	
HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	103,1	131,4	
HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	117,0	149,1	
HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3	
HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	134,2	170,9	
HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	141,8	180,6	
HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	155,3	197,8	
HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	171,1	218,0	
HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	187,3	238,6	
HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	199,4	254,1	
HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	211,9	270,0	
HEB 650	650	300	16,0	31	27	534	224,8	286,3	
HEB 700	700	300	17,0	32	27	582	240,5	306,4	
HEB 800	800	300	17,5	33	30	674	262,3	334,2	
HEB 900	900	300	18,5	35	30	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	36	30	868	314,0	400,0	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J	
I_y		$W_{el,y}$	I_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	I_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25	
HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	62,9	3,06	81,0	27,6	13,84	
HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	78,5	3,58	119,8	34,9	20,06	
HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	111,1	4,05	170,0	43,4	31,24	
HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	151,4	4,57	231,0	52,4	42,16	
HEB 200	5696,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	200,3	5,06	305,8	62,4	59,28	
HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	258,4	5,59	393,9	73,0	76,57	
HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	326,8	6,08	498,4	84,7	102,69	
HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78	
HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	471,0	7,08	717,6	104,4	143,72	
HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	570,8	7,58	870,1	118,2	185,05	
HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	615,8	7,57	939,1	127,4	225,07	
HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	645,9	7,53	985,7	133,7	257,20	
HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	676,0	7,49	1032,5	139,9	292,45	
HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	721,1	7,40	1104,0	149,5	355,75	
HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	781,2	7,33	1197,7	161,7	440,48	
HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	814,4	7,27	1291,6	174,0	538,44	
HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	871,5	7,17	1341,1	180,3	600,33	
HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	901,7	7,08	1391,1	186,6	667,18	
HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	932,0	6,99	1441,4	192,9	739,20	
HEB 700	256888,4	7339,7	28,96	8327,1	137,1	14435,4	962,4	6,86	1495,0	199,5	830,94	
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	993,1	6,68	1553,1	206,3	946,02	
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15808,0	1053,9	6,53	1658,3	219,0	1137,47	
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	1084,5	6,38	1716,3	225,3	1254,42	