

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

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

Thème

**ETUDE D'UN HANGAR INDUSTRIEL
AVEC UN PONT ROULANT.**

Présenté par :

- OUATAH Djaouad
- OUSID Lounas

Encadré par :

Mr : LARABET ZIANE Ahmed.

Membres de jury :

- Mr : RAMDANI. L
- Mr : BANOUNE. B

Promotion juin 2016.

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous rendons louange à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de l'avoir accompli.

Comme nous tendons à adresser nos vifs remerciements à :

A nos familles : Qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{er} Z. LARABET : Notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : Pour avoir accepté de juger notre travail.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Djaouid et Lounes.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents pour tous leurs sacrifices depuis ma naissance à ce jour et pour les encouragements que j'ai eus de leur part.

A toutes la famille sans exception

ACHOUR, ALLAOUA, HANAFI, IDIR, SALIM, NOURIA, NABAOUYA, KAHINA, SAMIRA, FAYEZ, IKRAM, INES, LINA, SARA, SELVAN, ALICIA, à ma très chère fiancé SALIMA en particulier et sa famille.

A mes amis sans exception

Mon binôme LOUNES est sa famille et à toute la promo Construction Métallique 2016 en particulier HAREB, BOUSSAD et tous mes amis de proche ou de loin.

A notre promoteur M^{er} Z. LARABET pour accepter de nous guider sur le bon chemin du travail.

A tous mes enseignants du primaire jusqu'à ce jour.

Djaouid.





Dédicace

Je dédie ce modeste travail à

A mes parents qui me sont les plus chers, qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours scolaire, que Dieu les garde et les protège

A ma chère sœur Daouia ;

Mes chers frères abderrezak et mourad

A toute ma famille (grand-père, grand-mère, oncle, tante, cousins, cousines, ...) et tous ce qui sont cher pour moi.

A mon binôme Mr OUATAH Djaouad et sa famille.

Une spéciale dédicace à notre promoteur Mr Z.LARABAT pour sa disponibilité et sa précieuse collaboration.

A tous mes amis sans exception en particulier HAREB et Boussad.

A toute la promotion de Génie Civil 2016, en propre mes collègues et mes amis étudiants de la spécialité Construction métallique.

LOUNAS



SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE :	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET.	
I.1. Introduction :	2
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	2
I.2.1. Géométrie de l'ouvrage :	2
I.2.2. Pont Roulant :	3
I.2.3. Etude de sol :	3
I.3. Caractéristiques structurales :	3
I.3.1 Les Couvertures :	3
I.3.2. Ossature de la structure :	3
I.4. Matériaux Utilises :	3
I.4.1. Acier :	3
I.4.2. Propriété de l'acier :	4
I.4.3. Béton :	4
I.5. Règlements techniques :	5
CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE.	
II.1 ETUDE AU VENT	6
II.2. DIRECTION DU VENT	6
II.3. DETERMINATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE DE POINTE	7
II.3.1. la pression dynamique de référence :	7
II.3.2. Hauteur de référence Z_e :	8
II.3.3. Coefficient d'exposition C_e :	9
II.3.3.1. coefficient de topographie (C_t) :	9
II.3.3.2. le coefficient de rugosité C_r :	10
II.3.3.3. L'intensité de la turbulence $I_v(z)$:	11
II.4. DETERMINATION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE	12
II.4.1. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	12
II.4.1.1. Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :	13
II.4.1.2. Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :	15
II.4.2. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	19
II.4.2.1. Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :	19
II.4.2.2. Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :	20
II.4.3 calcul de la pression aérodynamique	22
II.4.3.1 Vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :	22

II.4.3.2. Vent perpendiculaire au long pan :	25
I.4.3.3. Évaluation des cas les plus défavorables	28
II.5. ACTION D'ENSEMBLE :	29
II.5.1. cas de direction du vent vers le pignon (V1):.....	30
II.5.1.1. détermination de la force extérieure $F_{w,e}$:.....	30
II.5.1.2. détermination de la force intérieure $F_{w,i}$:.....	31
II.5.1.3. détermination de la force de frottement :	31
II.5.2. cas de direction du vent vers long pan (V2) :	33
II.5.2.1. détermination de la force extérieure $F_{w,e}$:.....	33
II.5.2.2. détermination de la force intérieure $F_{w,i}$:.....	34
II.5.2.3. détermination de la force de frottement :	35
II.6. ÉTUDE A LA NEIGE :	36
II.6.1. But :	36
II.6.2. Domaine d'application :	36
II.6.3. La charge de la neige sur le sol (S_k) :	36
II.6.4. Coefficient de forme de la toiture :	37
II.6.5. Calcul des charges de la neige sur la toiture :	37
CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.	
III .1 Dimensionnement des panneaux de couverture et de bardage :	39
III .1.1. panneau sandwich.....	39
III .1.2. Panneaux couverture :	39
III .1.2.1. Détermination de poids propre de la couverture :	40
III .1.2.2. Détermination de la portée maximale :	40
III .1.3. Panneaux bardage :	41
III .1.3.1. Détermination de poids propre de bardage :	41
III .1.3.2. Détermination de la portée maximale pour le bardage:	42
III.2 Calcul des pannes :	42
III.2.1. Détermination des sollicitations :	43
III.2.1.1. Evaluation des charges et surcharges :	43
III.2.1.2. Les charges et surcharges appliquées :	45
III.2.1.3. Les combinaisons d'actions :	45
III.2.2. Pré-dimensionnement :	46
III.2.3 Dimensionnement des pannes :	47
III.2.3.1 Condition de la flèche :.....	47
III.2.3.2 Condition de la résistance (ELU) :	48
III.3. calcul des liernes :	53

III.3.1. Evaluation des charges :	53
III.3.2. Dimensionnement des liernes sous l'effort de la traction	54
III.3.3. vérification au flambement :	54
III.4. Calcul de l'échantignolle :	55
III.4.1. Calcul de réaction :	55
III.4.2 Calcul du moment de renversement :	56
III.4.3. Epaisseur de l'échantignolle :	56
III.5. Lisses de bardages :	56
III.5.1.Lisse de bardage de long pan	56
III.5.1.1.Evaluation des charges :	56
III.5.1.2. Condition de la flèche :	57
III.5.1.3. Condition de la résistance (ELU) :	58
III.5.1.4. dimensionnement des suspentes :	61
III.5.2. dimensionnement des lisses de pignon	62
III.5.2.1. Evaluation des charges :	62
III.5.2.2. Condition de la flèche :	63
III.5.2.3. Condition de la résistance (ELU) :	64
III.6. Les potelets :	67
III.6.1. La condition de la flèche :	67
III.6.2. Evaluation des charges :	67
III.6.3 Vérification de la stabilité de potelet :	68
III.6.3.1 Vérification de l'effort axial :	68
III.6.3.2 Vérification de l'effort tranchant :	68
III.6.3.3 Vérification de la stabilité au flambement flexion :	69
III.6.3.4. Vérification au diversement sous N_{ysd} et M_{ysd} :	72
III.7. Conclusion	74
CHAPITRE IV : ETUDE DE CHEMIN DE ROULEMENT DU PONT ROULEMENT.	
IV.1. Introduction	75
IV.2. Règlement utilisé :	75
IV.3. Caractéristique de pont roulant mono poutre posé:	76
IV.3.1. Caractéristique géométrique de pont roulant :	76
IV.3.2. Caractéristique mécanique de pont roulant :	77
IV.4. Classification des actions :	78
IV.5. Effet dynamique de pont roulant :	78
IV.6. Charge verticales :	79
IV.6.1. Avec masse à lever (en charge) $Q_h = 20KN$	79

IV.6.2. Sans masse à lever (à vide) :	81
IV.7. Force horizontales :	83
IV.7.1. Forces horizontales longitudinales ($H_{L,i}$) :	83
IV.7.2. Forces horizontales transversales ($H_{T,i}$) :	84
IV.7.3. Force horizontale de tamponnement $H_{B,2}$ liées au déplacement du chariot :	85
IV.7.4. Forces longitudinales ($H_{L,i}$) et forces transversales ($H_{T,i}$) dues à la marche en crabe de l'appareil de levage :	86
IV.8. Pré-dimensionnement de la poutre de roulement:	89
IV.8.1. Choix du rail :	90
IV.8.2. Les charges totales supportant par la PHR :	90
IV.9. Vérification aux états limites de service :	90
IV.9.1. Vérification de la flèche verticale pour HEA280 :	90
IV.9.2. Vérification de la flèche horizontale pour la PDR : ($H_{S,2,1,T} = 6.16\text{KN}$)	91
IV.10. Vérification aux états limites ultimes de la poutre de roulement :	91
IV.10.1. Vérification sous charge verticale :	91
IV.10.2. Vérification sous charge horizontale :	92
IV.10.3. Vérification sous charge horizontale et verticale (flexion bi axiale) :	93
IV.10.4. Résistance de l'âme aux charges des galets :	93
IV.10.5. Résistance au voilement (EC3 page 187) :	94
IV.10.6. Résistance au déversement :	94
IV.11. La fatigue :	95
IV.11.1. Exigence relative à l'évaluation de la fatigue :	95
IV.11.2. Vérification à la fatigue :	95
IV.11.3. Vérification de section transversal :	96
IV.11.3.1. Contrainte normal à la semelle supérieure:	96
IV.11.3.2. Contrainte normal à la semelle inférieure :	98
IV.11.3.3. Vérification de l'âme :	98
IV.11.3.4. Contraintes locales provoquées dans l'âme par l'excentrement des charges des galets appliquées par l'intermédiaire d'un rail :	99
IV.11.3.5. Interaction entre effort tranchant et la contrainte dans l'âme :	100
IV.12. pré-dimensionnement du support du chemin de roulement :	100
IV.12.1. Vérification à l'effort tranchant :	101

CHAPITRE V : ETUDE DE CONTREVENTEMENT.

V.1 Introduction :	102
V.2 Calcul de la poutre au vent en pignon :	102
V.2.1. Calcul des réactions :	104

V. 2.1.1	Calcul des efforts de traction dans les diagonales :.....	105
V.2.1.2.	Calcul de la section brute A de la diagonale :.....	106
V.2.1.3	Vérification à la résistance ultime de la section :.....	106
V.2.2	Vérification des montants de la poutre au vent :	106
V.2.2.1	Vérification de la panne montante :.....	106
IV. 3	Calcul de la poutre sablière :	113
V. 3.1	Pré dimensionnement :.....	114
V. 3.2.	Vérification de la résistance de la poutre sablière :	114
V. 3.2.1.	Vérification aux instabilités :	114
V. 3.2.2.	Vérification à l'effort normal :.....	115
V. 4	Contreventement vertical du long-pan :	116
V. 4.1.	Dimensionnement de palée de stabilité :.....	116
V.4.1.1.	Calcul de la section brute A :.....	117
V.4.1.2	Calcul de la section nette :.....	117
V.4.1.3	Vérification à la résistance ultime de la section :.....	117
V.4.2.	Vérification de flambement :	118
V.4.3.	vérification à la compression des barres :	119
V.5.	Pré-dimensionnement de la poutre de contreventement verticale :	119
V. 5.1	Pré dimensionnement :.....	120
V. 5.2.	Vérification de la résistance :.....	120
V. 5.2.1.	Vérification aux instabilités :	120

CHAPITRE VI : ETUDE DE PORTIQUE.

VI.1.	Introduction :	121
VI.2.	Portique de projet :	121
VI.2.1.	Le portique le plus sollicité :.....	122
VI.3.	Cas de chargement :	122
VI.3.1.	Définir les cas de chargement :	122
VI.3.1.1.	Les charges permanentes (G):.....	122
VI.3.1.2.	La Neige (N):.....	122
VI.3.1.3.	Le pont roulant (P):.....	122
VI.3.1.4.	Le vent (W):	122
VI.3. 2.	Les combinaisons :	125
VI.4.	Pré dimensionnement (Poteau, traverse)	128
VI.4.1.	Poteau :.....	128
VI.4.1.1.	Pré dimensionnement :.....	128
VI.4.1.2.	Incidence de l'effort normal :	128

VI.4.1.3. Vérification à l'effort tranchant :	128
VI.4.2. traverse:	128
VI.4.2.1. Pré dimensionnement :	128
VI.4.2.2. Vérification de la traverse :	128
VI.4.2.3. Vérification à l'effort tranchant :	128
VI.4.2.4. Incidence de l'effort normal :	128
VI.4.2.5. Vérification la condition de moment fléchissant et l'effort axial :	129
VI.5. Calcul du jarret :	129
VI.5.1. côté de traverse :	129
VI.5.2. côté de poteau :	130
VI.6. Conclusion :	130

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE.

VII.1 Introduction :	131
VII.2 Analyse de la structure :	131
VII.2.1 Type d'analyse :	131
VII.2.2 Méthodes de calcul :	131
VII.3. La méthode statique équivalente :	131
VII.3.1 Principe de la méthode :	132
VII.3.2. Calcul de la force sismique totale :	132
VII.3.3. La force sismique totale :	134
VII.4. Méthode dynamique modale spectrale :	134
VII.4.1. Principe de la méthode spectrale :	134
VII.4.2. Spectre de réponse de calcul :	134
VII.4.3. Nombre de modes de vibrations à considérer :	134
VII.4.4. Résultat de l'analyse :	135
VII.4.4.1 Analyse N°1 :	135
VII.4.4.2. Analyse N°2 :	136
VII.4.4.3. Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :	137
VII.4.4.4. Pourcentage de la participation de masse :	137
VII.4.4.5. Les réponses modales de la structure :	138
VII.4.4.6. Vérification de période fondamentale de la structure :	140
VII.5. Analyse des résultats :	140
VII.5.1. Les combinaisons de calcul :	140
VII.5.2. Résultantes des forces sismiques de calcul :	141
VII.5.3. Vérification des déplacements :	142
VII.5.4. Effet de deuxième ordre :	143

CHAPITRE VIII : VERIFICATION DES ELEMENTS.

VIII.1 Introduction :	145
VIII.2. Vérification des traverses :	145
VIII.2.1. Vérification de la section à la résistance :	145
VIII.2.2. Vérification de l'élément aux instabilités :	147
VIII.3. Vérification des poteaux :	150
VIII.3.1. Vérification à la résistance :	151
VIII.3.2. Vérification de l'élément aux instabilités :	152
VIII.4 Vérification des diagonales des contreventements :	155
VIII.4.1 Vérification de la poutre au vent PIGNON :	155
VIII.5. Vérification des palées de stabilités de long pan (2×CEA13×12) :	156
VIII.6. Résumé des résultats obtenus :	157

CHAPITRE IX : CALCUL DES ASSEMBLAGES.

IX.1. Introduction :	159
IX.1.2. Fonctionnement des assemblages :	159
IX.1.3. Rôle des assemblages :	160
IX.2. Assemblage Poteau-Traverse :	161
IX.2.1. les composants de l'assemblage :	161
IX.2.2. Efforts sollicitant :	161
IX.2.3. disposition géométrique des boulons :	161
IX.2.4. Détermination des efforts dans les boulons :	162
IX.2.4.1. Effort de cisaillement :	162
IX.2.4.2. Effort de traction :	162
IX.2.5. Pré dimensionnement des boulons :	163
IX.2.6. Vérification vis-à-vis au cisaillement :	163
IX.2.7. Vérification d'un boulon à l'interaction traction cisaillement :	163
IX.2.8. Vérification au poinçonnement :	163
IX.2.9. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :	164
IX.2.10. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :	164
IX.2.11. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailé :	164
IX.2.12. Assemblage platine traverse :	164
IX.2.12.1. Distribution des efforts sur les différents cordons :	165
IX.2.12.2. vérification :	165
IX.3. Assemblage traverse – traverse :	166
IX.3.1. Sollicitations :	166

IX.3.2. Disposition géométrique :	166
IX.3.3. Pré dimensionnement des boulons:.....	166
IX.3.4.Vérification vis-à-vis le moment résistant de l'assemblage :	166
IX.3.5. Vérification vis-à-vis au cisaillement + traction de chaque boulon :.....	166
IX.3.6.Vérification au risque de poinçonnement lors de serrage :	167
IX.3.7. Dimensionnement de la soudure patine-traverse	167
IX.3.7.1. Distribution des efforts sur les différents cordons :.....	168
IX.3.7.2. vérification :	168
IX.4. Assemblage poteau-poutre sablière :	168
IX.4.1. Sollicitations :.....	168
IX.4.2. Dimensionnement des boulons:.....	168
IX.4.3. Disposition des boulons :	168
IX.4.4. Vérification a la traction :.....	168
IX.4.5. Vérification au cisaillement :	168
IX.4.6. Vérification cisaillement + traction :.....	169
IX.4.7.Vérification à la pression diamétrale :.....	169
IX.4.8. Calcul d'Assemblage platine-poutre sablière:.....	169
IX.4.8.1. Distribution sur efforts sur les différents cordons :	169
IX.4.8.2. vérification :	170
IX.5.La poutre au vent :.....	170
IX.5.1.Dimensionnement du gousset :.....	170
IX.5.2.Distrubution de l'effort normal sur les boulons :.....	170
IX.5.3. Pré dimensionnement des boulons :.....	170
IX.5.4. disposition géométrique :	171
IX.5.5 Vérification :.....	171
IX.5.5.1. Vérification à la pression diamétrale :	171
IX.5.5.2. Vérification à la résistance ultime de la section nette :	171
IX.5.5.3 Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs	172
IX.5.5.4. Dimensionnement de l'assemblage des diagonales avec la traverse :	172
IX.6. contreventement vertical :.....	173
IX.6.1.Distrubution de l'effort normal sur les boulons :.....	174
IX.6.2 Pré dimensionnement des boulons :	174
IX.6.3. disposition géométrique :	174
IX.6.4. Vérification :.....	175
IX.6.4.1. Vérification à la pression diamétrale :	175
IX.6.4.2. Vérification à la résistance ultime de la section nette :	175

IX.6.4.3. Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs	175
IX.6.4.4. Dimensionnement des cordons de soudure gousset-poutre :	175
IX.6.5. Dimensionnement des cordons de soudure gousset-poteau :	176
IX.7. assemblage d'échantignole :	177
IX.7.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle	177
IX.7.2. Assemblage de l'échantignolle sur la traverse :	178
IX.8. Assemblage poteau _ support de chemin de roulement :	178
IX.8.1. Efforts sollicitant :	178
IX.8.2. disposition géométrique des boulons :	179
IX.8.3. Effort de traction :	179
IX.8.4. Pré dimensionnement des boulons :	180
IX.8.5 Vérification vis-à-vis au cisaillement :	180
IX.8.6. Vérification d'un boulon à l'interaction traction cisaillement :	181
IX.8.7. Vérification au poinçonnement :	187
IX.8.8. Vérification à la pression diamétrale :	181
IX.8.9. Assemblage platine corbeau:	181
IX.8.10. Distribution sur efforts sur les différents cordons :	182
IX.8.11. vérification :	182
IX.9. Assemblage des poutres de roulement :	182
IX.9.1. dimensionnement de l'assemblage	183
IX.9.2. Vérification des boulons a la traction :	183
IX.9.3. disposition géométrique des boulons :	183
IX.9.4. Vérification à la pression diamétrale :	183
IX.10. Calcul des pieds de poteaux :	184
IX.10.1 Introduction :	184
IX.10.2 dimensionnement des tiges d'ancrages :	184
IX.10.3. Vérification de la tige d'ancrage :	185
IX.10.4. vérification des contraintes dans le béton et l'acier :	186
IX.10.5. Contraintes dans le béton :	186
IX.10.6. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :	186
IX.11. Les pieds de potelets :	188
IX.11.1. Vérification de la tige d'ancrage:	188
IX.11.2. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation:	189
IX.11.3. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :	189

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

X.1. Introduction :	190
---------------------------	-----

X.2. Calcul des fondations sous les poteaux :	190
X.2.1. Détermination des sollicitations :	190
X.2.2. Pré-dimensionnement de la semelle du poteau :	191
X.2.3. Dimensionnement de la semelle :	192
X.2.4. Vérification des contraintes :	193
X.2.5. Vérification de la stabilité au renversement :	194
X.2.6. La condition de non fragilité :	197
X.2.7. La disposition constructive :	197
X.3. Les fondations sous potelets :	198
X.3.1. Dimensionnement de la semelle à la compression simple :	198
X.3.2. Calcul de poids propre de la semelle et l'amorce de potelet :	198
X.3.3. La condition de non fragilité :	199
X.3.4. La disposition constructive :	199
X.4. Calcul des longrines :	199
X.4.1. Pré- dimensionnement :	200
X.4.2. Ferrailage de longrine :	200
X.4.3. Calcul des armatures :	200
X.4.4. Le ferrailage minimal :	201
X.4.5. Condition de non fragilité :	201
X.4.6. Vérification de la flèche :	201
X.4.7. Armatures transversales :	201
X.5. Calcul des futs :	202
X.5.1. Armatures transversales :	203
X.6. Conclusion :	204

CHAPITRE XI : VERIFICATION D'ENSEMBLE.

XI.1. Introduction :	205
XI.2. détermination des moments renversants :	205
XI.2.1. cas du vent :	205
XI.2.1.1. Vent perpendiculaire au pignon (V1):	205
XI.2.1.2. Vent perpendiculaire au long pan (Sens V2):	207
XI.2.2. cas du séisme :	209
XI.3. Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :	209
XI.4. vérification au renversement :	209
XI.4.1. cas du vent :	209
XI.4.2. cas du séisme :	209

XI.5. Conclusion :	209
CONCLUSION GENERALE :	210
Références bibliographiques :	211
ANNEXE	
ANNEXE1	212
ANNEXE2	213
ANNEXE3	214
ANNEXE4	217
ANNEXE5	232
ANNEXE6	236
ANNEXE7	239
ANNEXE8	240
Plans de facade	241

Liste des figures

Figure I.1 : Vue en 3D de la structure.....	2
Figure I.2 : Panneau sandwich.....	3
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).....	4
Figure II.1. : Les directions principales du vent.	7
Figure II.2 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.....	8
Figure II.3: Paramètres pour la détermination de $C_t(z)$ aux alentours des falaises et escarpements	9
Figure II.4 : la répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e	12
Figure II.5: vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1.....	13
Figure II.6 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V1.	14
Figure II.7 : La répartition des zones de pression sur la toiture sens V1	14
Figure II.8: vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2.....	16
Figure II.9 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.	17
Figure II.10 : La répartition des zones de pression sur la toiture dans le sens V2.	18
Figure II.11 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante,(figure 4.14 de RNVA2013).	19
Figure II.12 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de la surpression.....	22
Figure II.13 : la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la surpression.....	23
Figure II.14 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de la dépression.....	24
Figure II.15 : la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la dépression.	25
Figure II.16 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de la surpression.....	25
Figure II.17 : la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la surpression.....	26
Figure II.18 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de la dépression.	27
Figure II.19 : la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la dépression.	28
Figure II.20 : les forces de frottements sur la toiture et les parois verticales cas de vent sur le pignon (sens V1).	33
Figure II.21 : représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol	38
Figure III .1: détail de panneau sandwich (couverture)	40
Figure III .2: détail de panneau sandwich (bardage).	42
Figure III.3 : Dispositions des pannes sur la toiture avec l'entraxe e	44
Figure III.4 : Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.	45
Figure III.5 : Charge du vent sur les pannes.	45
Figure III.6 : Charge de la neige sur les pannes	46
Figure III.7 : Dispositions des liernes.....	53

Figure III.8 : Schème statique de la panne avec lierne.....	54
Figure III.9 : les liernes de toiture.....	55
Figure III.10 : échantignolle	56
Figure III .11: la répartition des charges sur les lisses de long pan.....	58
Figure III .12 : Schéma statique de la lisse avec suspente.....	59
Figure III .13 : Schéma statique de la lisse avec suspente.....	62
Figure III .14 : les suspentes.....	63
Figure III .15 : la répartition des charges sur les lisses de pignon	64
Figure III .16 : Disposition des potelets et les lisses sur le pignon.....	64
Figure III .17 : Schéma statique de la lisse avec suspente.....	66
Figure III .18 : les suspentes des lisses de pignon.....	66
Figure IV-1: Schéma 3D du pont roulant mono poutre posé.....	76
Figure IV-2: Schéma 2D du pont roulant.....	76
Figure IV-3: présentation de pont roulant sur le portique.	76
Figure IV.4 : la position du chariot à la charge maximale.	79
Figure IV.5 : la position du chariot à la charge minimale.....	80
Figure IV.6 : Dispositions des charges induites par les forces horizontales longitudinales et transversales produit par l'accélération et décélérations.....	83
Figure IV.7 : Charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$	83
Figure IV.8 : Charges horizontales transversales $H_{T,3}$	85
Figure IV.9 : Forces dues à la marche en crabe.....	87
Figure IV.10 : Disposition des charges des galets sur la PDR.....	89
Figure IV.11. : Section transversal de HEA	90
Figure IV.12 : la position de moment max cas de deux charges roulantes égale.....	91
Figure IV.13: Disposition de la charge horizontale.....	93
Figure IV14 : longueur chargée efficace	99
Figure.IV15 : torsion de la semelle supérieure.....	100
Figure IV.16 : le console	102
Figure IV.17 : le moment maximal dans le console	102
Figure V.1 : Vue en plan de la poutre au vent.....	103
Figure V. 2 : Schéma statique de la poutre au vent.....	103
Figure V. 3 : Schéma des F_i sur pignon.....	104
Figure V. 4 : valeurs des forces et réaction.	105
Figure V. 5 : Isolation du nœud 1	105

Figure V. 6 : Présentation des efforts sur nœud 2.....	106
Figure V.7 : schéma statique de la poutre sablière.....	114
Figure V.8 : schéma statique de la palée de stabilité sur long pan.....	117
Figure V.9 : schéma indiquant la poutre de contreventement verticale.	120
Figure VI.1 : vue de portique en 2D.....	122
Figure VI.2 : la répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en KN/ml le cas de W1surpression.	123
Figure VI.3 : la répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en KN/ml le cas de W1dépression.....	124
Figure VI.4 : la répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en KN/ml le cas de W2surpression.	125
Figure VI.5 : la répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en KN/ml le cas de W2dépression.....	125
Figure VI.6 : la répartition de moment $M_{y\max}$ sur le portique.....	129
Figure VI.7 : schéma statique du jarret de la traverse	130
Figure VI.8 : schéma statique du jarret de la traverse coté de poteau.....	130
Figure VII.1 : les déformations dans les trois premières modes, cas de pont roulant au milieu.....	136
Figure VII.2 : les déformations dans les trois premières modes, cas de pont roulant à l'extrémité de la structure.....	136
FigureVII.3 : Schéma du spectre de réponse suivant X.....	137
FigureVII.4 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.....	138
FigureVII.5 : Mode de déformation (1).....	139
FigureVII.6. : Mode de déformation (2).....	139
FigureVII.7. : Mode de déformation (3).....	140
Figure VIII.1 Illustration de la traverse la plus sollicité.	145
Figure VIII.2 Illustration de poteau le plus sollicité.	151
Figure VIII.3 : Illustration de la diagonale la plus sollicité.....	155
Figure VIII.4 : Illustration de la barre la plus sollicité.....	157
Figure IX.1 assemblage poteau-traverse.....	162
Figure IX.2 distribution des efforts sur les boulons tendus.	162
Figure IX.3 : vue 3D pour l'assemblage poteau-traverse.	166
Figure IX.4 : Vue 3D pour l'assemblage traverse-traverse.	167
Figure IX.5 : la disposition géométrique des boulons des contreventements horizontaux.....	171
Figure IX.6 : vue 3D d'assemblage des diagonales de contreventement horizontale.	172
Figure IX.7 : Exemple d'assemblage des diagonales de poutre au vent avec la traverse.	173
Figure IX.8 : assemblage des diagonales de palée de stabilité vertical.....	174

Figure IX.9 : cordons de soudure gousset de la poutre HEB120.....	176
Figure IX.10 : Assemblage gousset-poteau.....	177
Figure IX.11: Vue perspective de l'échantignole.....	177
Figure IX.12 assemblage poteau-corbeau.....	179
Figure IX.13 distribution des efforts sur les boulons tendus.....	180
Figure IX.14 déplacement dû à un moment fléchissant.....	183
Figure IX.15 assemblage bout à bout des poutres de roulement.....	183
Figure IX.16 : tige d'ancrage de pied de poteau.....	184
Figure IX.17 : Dispositions constructives.....	185
Figure IX.18 : Vue 3D de la disposition des tiges ancrages.....	185
Figure IX.19 : vérification de la section 1-1.....	187
Figure IX.20 : Vue 3D de la disposition des tiges ancrages de potelet.....	188
Figure X.1 : les dimensionne de la semelle sous le poteau.....	192
FigureX.2 : schéma de ferrailage de la semelle au-dessous de poteau.....	198
FigureX.3 : schéma de ferrailage de la semelle au-dessous de potelet.....	199
FigureX.4 : schéma de ferrailage des longrines.....	202
Figure X.5 : la section de fut à ferrailer.....	202
FigureX.6 : Schéma de ferrailage des futs.....	204
Figure XI.1 : les composants de l'action du vent sur le pignon.....	207
Figure XI.2 : les composants d'action du vent sur long pan V2.....	208

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Les valeurs de coefficient de rugosité C_r en fonction de Z	10
Tableau II.2 : Les valeurs de Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z	11
Tableau II.3 : Les valeurs de pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$	11
Tableau II.4 : les surfaces des zones chargée pour les parois verticales (S en m^2)	13
Tableau II.5 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens $V1$	13
Tableau II.6 : les surfaces des zones chargée pour la toiture (S en m^2)	15
Tableau II.7 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens $V1$	15
Tableau II.8 : les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens $V2$	16
Tableau II.9 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales cas de vent dans le sens $V2$	16
Tableau II.10 : les surfaces des zones chargées pour la toiture cas de vent dans le sens $V2$	18
Tableau II.11 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture cas de vent dans le sens $V2$	19
Tableau II.12 : les valeurs de coefficient de pression intérieure les plus défavorable	21
Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de la surpression.	22
Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la surpression	23
Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de la dépression.	23
Tableau II.16 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture cas de la dépression.	24
Tableau II.17 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de la surpression.	25
Tableau II.18 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la surpression	26
Tableau II.19 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de la dépression.	26
Tableau II.20 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture cas de la dépression.	27
Tableau II.21 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour deux cas de surpression et dépression pour la direction du vent sur le pignon	28
Tableau II.22 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour deux cas de surpression et dépression pour la direction du vent sur long pan	29
Tableau II.23 : les résultants de calcul de pression extérieure W_e , correspondant à chaque zone	30
Tableau II.24 : les résultants de calcul de force extérieure F_{we} , correspondant à chaque zone	30
Tableau II.25 : les résultants de calcul de pression intérieure W_i , correspondant à chaque zone	31
Tableau II.26 : les résultants de calcul de force intérieure F_{wi} , correspondant à chaque zone	31
Tableau II.27 : les résultants de calcul de la force aérodynamique résultante F_w , cas de vent sur le pignon (sens $V1$).	33
Tableau II.28 : les résultants de calcul de pression extérieure W_e , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens $V2$).	33
Tableau II.29 : les résultants de calcul de force extérieure F_{we} , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens $V2$).	34

Tableau II.30 : les résultants de calcul de pression intérieure W_i , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens V2).	34
Tableau II.31 : les résultants de calcul de force intérieure F_{wi} , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens V2).	35
Tableau II.32 : les résultants de calcul de la force aérodynamique résultante F_w , cas la direction de vent sur le long pan (sens V2).	36
Tableau II.33 : coefficient de forme – toiture à deux versants.	37
Tableau III .1: le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.	40
Tableau III .2: les charges maximales admissibles en daN/m ² en fonction des portées.	40
Tableau III .3: le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.	41
Tableau III .4: Charges maximales admissibles en daN/m ² en fonction des portées d'utilisation	42
Tableau III.5 : Caractéristiques de l'IPE 160.	48
Tableau III.6 : Caractéristiques de l'UPE 120.	62
Tableau III.7 : Caractéristiques de l'UPE 180.	67
Tableau IV-1: les mesures de pont roulant.	77
Tableau IV-2 : les charges et les vitesses caractérisé par le pont.	77
Tableau IV.3 : les actions générer par le pont roulant.	78
Tableau IV.4 : coefficients dynamiques ϕ_i pour les charges verticales	78
Tableau IV.5: résumée des charges verticales sur la poutre de roulement.	82
Tableau IV.6 : Système de guidage assuré par les flasques de galets.	86
Tableau IV.7 : Les caractéristiques de profilé HEA280.	89
Tableau IV-8 certains catégories de détails avec leurs description	98
Tableau V. 1 : Les résultats de F_i .	103
Tableau V.2 : schéma statique de la palée de stabilité sur long pan.	117
Tableau VI.1 : les coefficients de ψ_i en fonction des charges.	125
Tableau VII.1 : Pourcentage de participation de masse.	138
Tableau VII.2 : les coefficients de ψ_i en fonction des charges.	141
Tableau VII.3 : Combinaisons de calcul.	141
Tableau VII.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.	142
Tableau VII.5 : Déplacement max en situation durable dans la partie droite.	142
Tableau VII.6 : Déplacement relatif des niveaux dans la partie droite.	143
Tableau VII.7 : Effet P- Δ suivant X-X dans la partie droite.	144
Tableau VII.8 : Effet P- Δ suivant Y-Y dans la partie droite.	144
Tableau VIII. 1 : liste des éléments et de leurs sections choisies	158

Tableau IX.1: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.....	159
Tableau IX.2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.	160
Tableau IX.3: Principales caractéristiques géométrique.....	160
Tableau IX.4 : épaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	170
Tableau X.1 : les sollicitations à la base des poteaux HEA340	191
Tableau X.2. : Les sollicitations à la base de la semelle HEA340.....	193
Tableau X.3. : Les résultants de calcul des contraintes	194
Tableau X.4 : le ferrailage choisis pour la semelle au-dessous de poteau.....	197
Tableau X.5 : le ferrailage choisis pour la semelle au-dessous de potelet.....	199
Tableau XI.1 : les forces extérieures cas de v1.....	206
Tableau XI.2 : les forces intérieures cas de V1.....	206
Tableau XI.3 : la force Fw résultante cas de V1.....	206
Tableau XI.4 : les forces extérieures cas de v2.....	207
Tableau XI.5. : Les forces intérieures cas de V2.....	208
Tableau XI.6. : la force Fw résultante cas de V2.....	208
Tableau XI.7.: Réaction à la base due aux effets sismiques.	209
Tableau XI.8.: vérification au reversement sous l'effet du vent.....	209
Tableau XI.9.: vérification au reversement sous l'effet du séisme	210

Notations et symboles

Sollicitation-Contrainte-Déformation :

- q_p : Pression dynamique de pointe
 $q_{réf}$: pression dynamique moyen de référence
 W : pression aérodynamique
 F_w : force aérodynamique résultante
 S : charge caractéristique de la neige
 S_k : charge de la neige sur le sol
 G : action permanente
 Q : action d'exploitation
 g : Charge permanente uniformément répartie
 q : Charge d'exploitation uniformément répartie
 $Q_{r,max}$: est la charge maximale par galet de l'appareil de levage en charge.
 $Q_{r,(max)}$: est la charge d'accompagnement par galet de l'appareil de levage en charge
 Q_h : masse à lever de pont roulant
 H_{Li} : force horizontales longitudinales
 H_{Ti} : force horizontales transversales
 $\Delta\sigma_c$: Valeur de référence de la résistance à la fatigue
 NC : nombre de cycle
 $\Delta\sigma_{E2}$: Contrainte normal à la semelle supérieure
 σ_{zEd} : Contraintes de compression locales exercées dans l'âme
 Tsd : les efforts locaux dans l'âme à la flexion
 $\sigma_{T,Ed}$: Contrainte de flexion provoque l'âme
 E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000\text{ MPa}$)
 G : Module d'élasticité transversale de l'acier
 F_p : Effort de précontrainte dans un boulon
 M : Moment sollicitant, en général
 M_{cr} : Moment critique élastique
 M_{eff} : Moment efficace (section de classe 4)
 M_{el} : Moment élastique
 M_N : Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial
 M_{pl} : Moment plastique
 M_R : Moment résistant
 N_R : Effort normal résistant
 N_{PL} : Effort normal de plastification
 N_u : Effort normal ultime
 V : Effort tranchant sollicitant
 V_{PL} : Effort tranchant de plastification
 N_K : Effort normal critique d'Euler
 N_{pl} : Effort normal de plastification
 N_u : Effort normal ultime
 V_u : Effort tranchant ultime
 f (ou δ) : Flèche d'une poutre
 f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon
 f_u : Contrainte de rupture d'une pièce
 f_y : Limite d'élasticité d'un acier
 f_{red} : Limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement $f_{red} = (1-\rho) \cdot f_y$
 ε (epsilon) : Déformation linéaire unitaire
 ε_Y : Déformation correspondant à la limite d'élasticité
 σ : (sigma) Contrainte normale
 σ_K : Contrainte critique d'Euler
 τ : (tau) Contrainte tangentielle ou de cisaillement

Notations et symboles

Caractéristique Géométriques :

A : Section brute d'une pièce (**cm²**).
A_{net} : Section nette d'une pièce (**cm²**).
A_v : Aire de cisaillement (**cm²**).
A_w : Section de l'âme d'une pièce (**cm²**).
A_S : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet (**cm²**).
I_T : Moment d'inertie de torsion (**cm⁴**).
I_w : Facteur de gauchissement d'une section (**cm⁴**).
I_y : Moment d'inertie de flexion maximal (**cm⁴**).
I_z : Moment d'inertie de flexion minimal (**cm⁴**).
W_{EL} : Module de résistance élastique (**cm³**).
W_{PL} : Module de résistance plastique (**cm³**).
a : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (**mm**).
b : Largeur d'une semelle de poutre (**cm**).
d₀ : Diamètre nominal des tiges des boulons (**cm**).
h : Hauteur d'une pièce en général (**mm,cm**).
i : Rayon de giration d'une section (**mm,cm**).
l : Longueur en général ou portée d'une poutre (**mm,cm,m**).
l_f : Longueur de flambement (**mm,cm,m**).
l_d : Longueur de déversement d'une poutre (**mm,cm,m**).
l_k : Longueur de flambement d'une poutre (**mm,cm,m**).
R : Rigidité d'une barre (**cm³**).
t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle (**mm,cm**).
t_f : Epaisseur d'une semelle de poutre (**mm,cm**).
t_w : Epaisseur d'une âme de poutre (**mm,cm**).
∅ : Diamètre d'une section transversale (cm², mm²).

Coefficients et Grandeurs sans Dimensions :

C_{pe} : coefficient de pression extérieur
C_{pi} : coefficient de pression intérieur
K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre
k_s : Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons
k_y et **k_z** : Coefficients de flambement flexion
k_τ : Coefficient de voilement par cisaillement
n = N / N_{pl} : ou nombre de boulons
β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)
β_w : Facteur de corrélation (soudures)
ε : (epsilon) Coefficient de réduction élastique de l'acier
η : (eta) Facteur de distribution de rigidités (flambement)
λ : (lambda) Elancement
λ_{cr} : Elancement critique d'Euler
λ_k : Elancement eulérien
λ̄ : Elancement réduit
λ̄_{LT} : Elancement de déversement
λ_w : Elancement de l'âme d'un poutre
μ : (mu) Coefficient de frottement
ρ : (rho) Rendement d'une section
χ : (chi) Coefficient de réduction de flambement
χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement
ψ : Coefficient de distribution de contraintes (psi)
γ_G : (gamma) Coefficient partiel de sécurité
γ_Q : (gamma) Coefficient partiel de sécurité

INTRODUCTION GENERALE :

Une construction, qu'elle que soit sa destination (habitation, usage industriel, collectivité, spectacle ...) et son principe constructif (matériau, type de structure), doit être capable de résister aux efforts qui sont appliqués. Ce rôle de « résistance » est assuré par l'ossature ou structure en acier constituant le « squelette » de la construction.

L'acier utilisé en construction métallique à des caractéristiques garanties. C'est un matériau isotrope et homogène ayant un comportement idéal vis-à-vis de la théorie de l'élasticité, base des lois de la résistance des matériaux. Il est ductile, propriété nécessaire à la bonne répartition des efforts dans les assemblages. Il est soudable, sous réserve de respecter les dispositions prescrites au projet, c'est le matériau d'usage courant en construction qui présente les caractéristiques les plus élevées pour le poids le plus faible.

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux bases solides, les fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle particulièrement vis-à-vis de l'étude des éléments constitutifs de la structure ainsi que leurs liaisons (attaches). La structure est stable si cette transmission s'effectue sans désordre. Les ossatures métalliques sont généralement « souples » et constituées de barres « élancées » ou d'éléments minces. Ces caractères spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, déversement de poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques.

CHAPITRE I :
Présentation De
L'ouvrage

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction :

La présente étude consiste à dimensionner par calcul et vérification, la stabilité d'un Hangar industriel en Construction Métallique avec un pont roulant, dont l'ossature est formée par un système de barres constitué essentiellement de poteaux et traverses.

L'ouvrage sera implanté à Akbou (w) Bejaia qui est classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme zone moyenne sismicité (IIa).

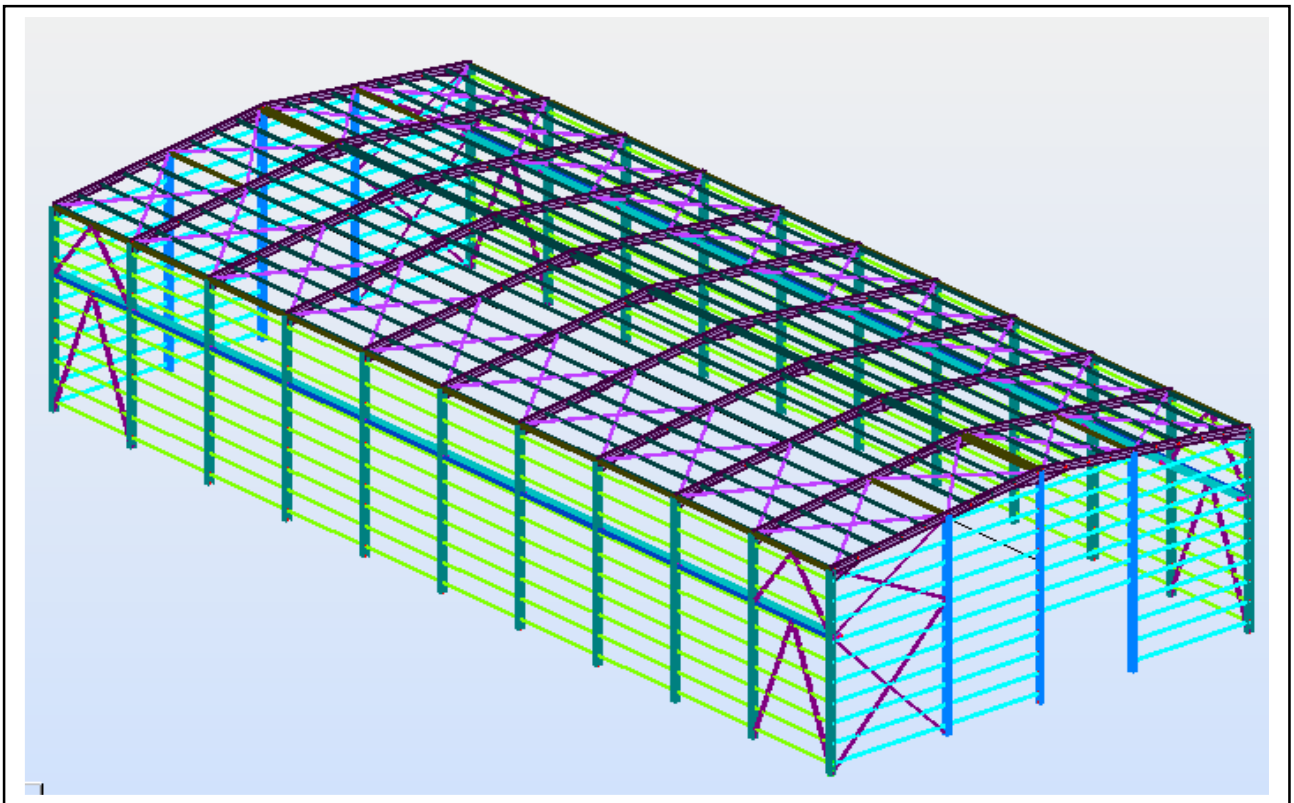


Figure I.1 : Vue en 3D de la structure.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**I.2.1. Géométrie de l'ouvrage :**

- ◇ Longueur total = **60.00m.**
- ◇ Largeur total = **27.50m.**
- ◇ Hauteur total = **13.65m.**
- ◇ Hauteur des poteaux = **12.00m.**
- ◇ Entraxe entre portiques = **6m**

I.2.2. Pont Roulant :

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

- ✧ Masse à lever = 2tonnes.
- ✧ Porté de pont roulant $L_p = 26.5m$.
- ✧ Le poids du pont 6tonnes.

I.2.3. Etude de sol :

Les études faites sur le sol ou le projet sera implanté nous renseignement sur :

- ✧ La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$.
- ✧ La description des couches du sol nous montre que le terrain est d'agressivité chimique nulle (absence de sulfates).
- ✧ Un système de fondation en semelles superficiel a une profondeur d'ancrage de 2.00m.

I.3. Caractéristiques structurales :

I.3.1 Les Couvertures :

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, ils sont constitués :

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

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages on citera :

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

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

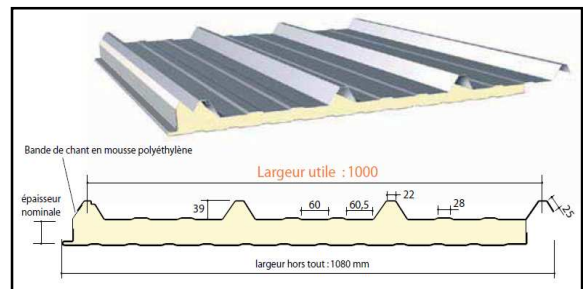


Figure I.2 : Panneau sandwich.

I.3.2. Ossature de la structure :

L'ossature de l'ouvrage sera constituée par des portiques métalliques auto-stables qui assurent la stabilité verticale et horizontale.

I.4. Matériaux Utilises :

I.4.1. Acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui est extraits de matières premières naturelles tirées du sous – sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :

- Soit involontairement : phosphore, soufre...qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques

mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...).

On parle, dans ces cas, d'acier allié.

I.4.2. Propriété de l'acier :

◇ Résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par règlement (Eurocode 03).

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235.

◇ Ductilité :

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

- Le rapport $f_u/f_y > 1,2$.
 - La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$).
 - A la rupture l'allongement relatif ultime ϵ_u doit être supérieure ou égal à 15%.
- ##### ◇ Coefficient de calcul de l'acier : (§ 3.2.3 CCM97) :
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.
 - Module d'élasticité longitudinal : $E = 21000 \text{ MPa}$.
 - Module d'élasticité transversale : $G = E/2(1+\mu) \approx 0.4E$.
 - Coefficient de poisson $\mu = 0,3$
 - Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6}/^\circ\text{C}$.

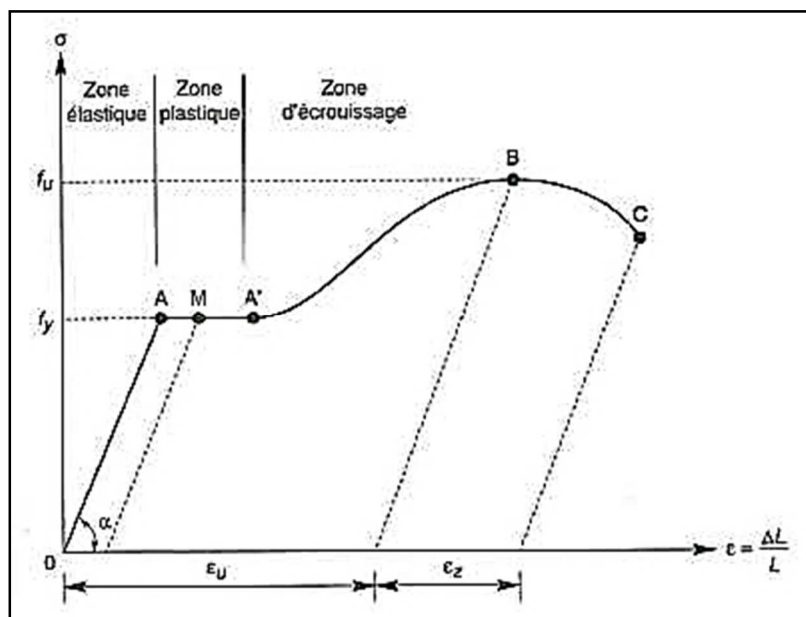


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

I.4.3. Béton :

- Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression.
- Le béton utilisé pour les fondations est dosé à 350 kg/m^3 de ciment ordinaire **CPA 325** dont les caractéristiques physique et mécanique sont :
- Masse volumique $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$.
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- Coefficient de retrait $\epsilon = 4.10^{-6}$.

I.5. Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

CCM97 : Règle de calcul des constructions en acier.

Eurocode 03

RPA99 : Règle Parasismique Algériennes version 2003.

RNVA 2013 : Règle définissant les effets de la neige et du vent.

BAEL 91 : Béton armé aux états limites.

DTR C2.2 : Charges et structure.

Eurocode 1 partie 3 : Actions induites par les appareils de levage et les machines.

Eurocode 0 : base de calcul des structures.

CHAPITRE II :

Etude

Climatique

ETUDE CLIMATIQUE

II.1 ETUDE AU VENT

Introduction

Un ouvrage en construction métallique doit résister aux différents actions horizontales et verticales notamment le vent est souvent prépondérant dans ce cas. L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces exposées (parois verticales, toiture) et représentée soit comme une pression soit comme une force.

L'influence des effets du vent sur une construction métallique est couramment engendre non négligeable, par conséquent une étude bien précisée doit être effectuée. La réglementation neige & vent (RNVA version 2013), présent document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des bâtiments et constructions y compris composants et éléments de façade.

II.2. DIRECTION DU VENT

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

Notre projet présent un hangar à deux versants de forme rectangulaire et symétrique.

Les caractères géométriques de hangar :

La longueur $l=60\text{m}$.

La larguer $b= 27.5\text{m}$

La hauteur des parois vertical $h= 12 \text{ m}$.

La hauteur totale $H=13.65\text{m}$.

La pente des deux versants est égale à 12%.

Les deux directions principales du vent :

-(Sens V_1) : le vent perpendiculaire au pignon.

-(Sens V_2) : le vent perpendiculaire au long pan.

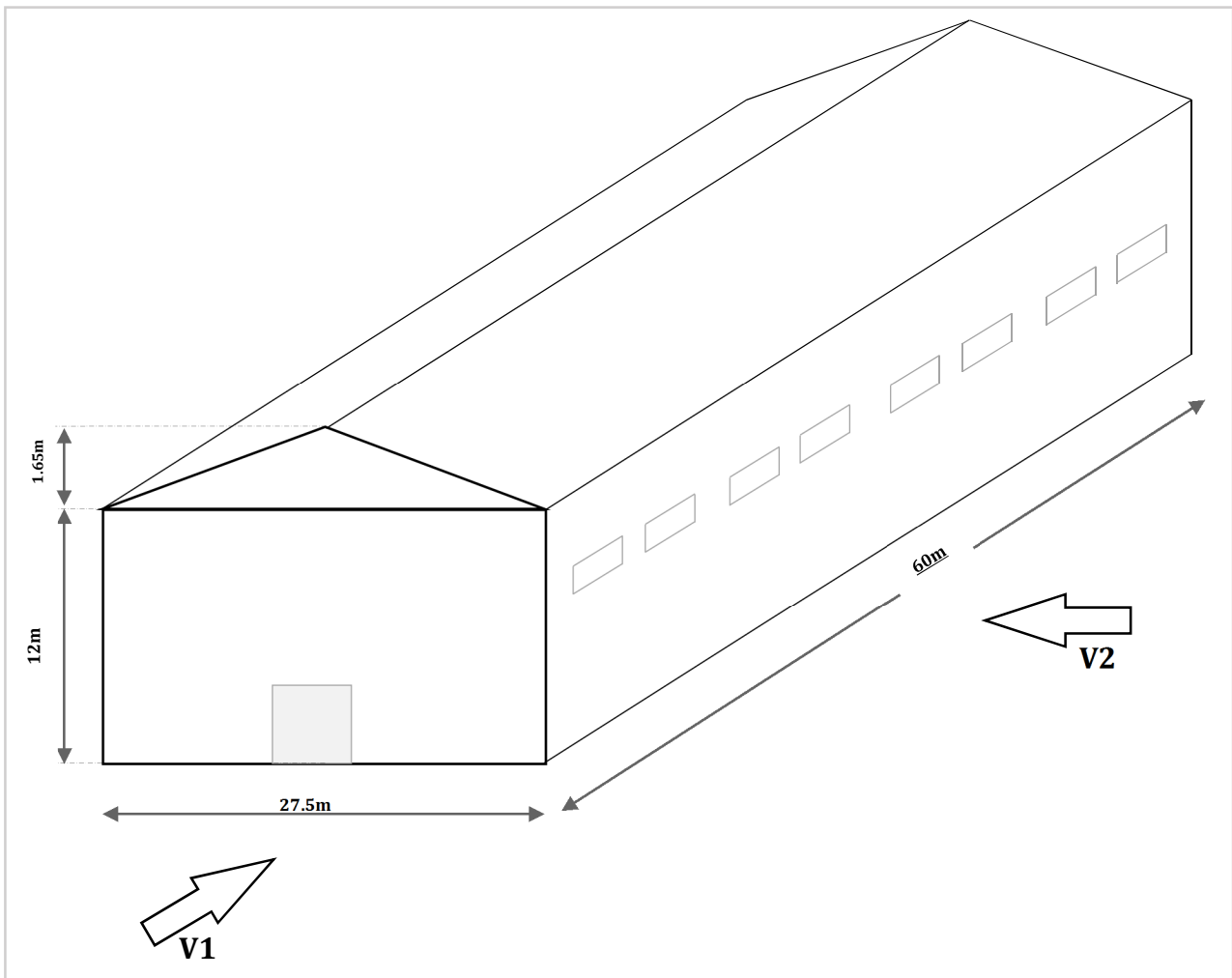


Figure II.1. : Les directions principales du vent.

II.3. DETERMINATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE DE POINTE

Pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$, à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad [N/m^2] \quad (\text{Chap 2 RNVA 2013 Formule 2.1})$$

$q_{réf}$ (en N/m^2) est la pression dynamique de référence donnée par le tableau 2.2 de RNVA2013 en fonction de la zone de vent.

C_e est le coefficient d'exposition au vent.

z_e (en m) est la hauteur de référence.

II.3.1. la pression dynamique de référence :

C'est en fonction de la zone de vent. Notre projet situé à la commune d'Akbou de wilaya de Bejaia, d'après RNVA 2013 la wilaya de bejaia classé en (zone I) de la carte climatique de vent,

Et suivant le tableau 2.2 RNVA 2013 : $q_{réf}$: $375N/m^2$.

II.3.2. Hauteur de référence Z_e :

- Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminé comme indiqué par la figure 2.1 de RNVA 2013 ;

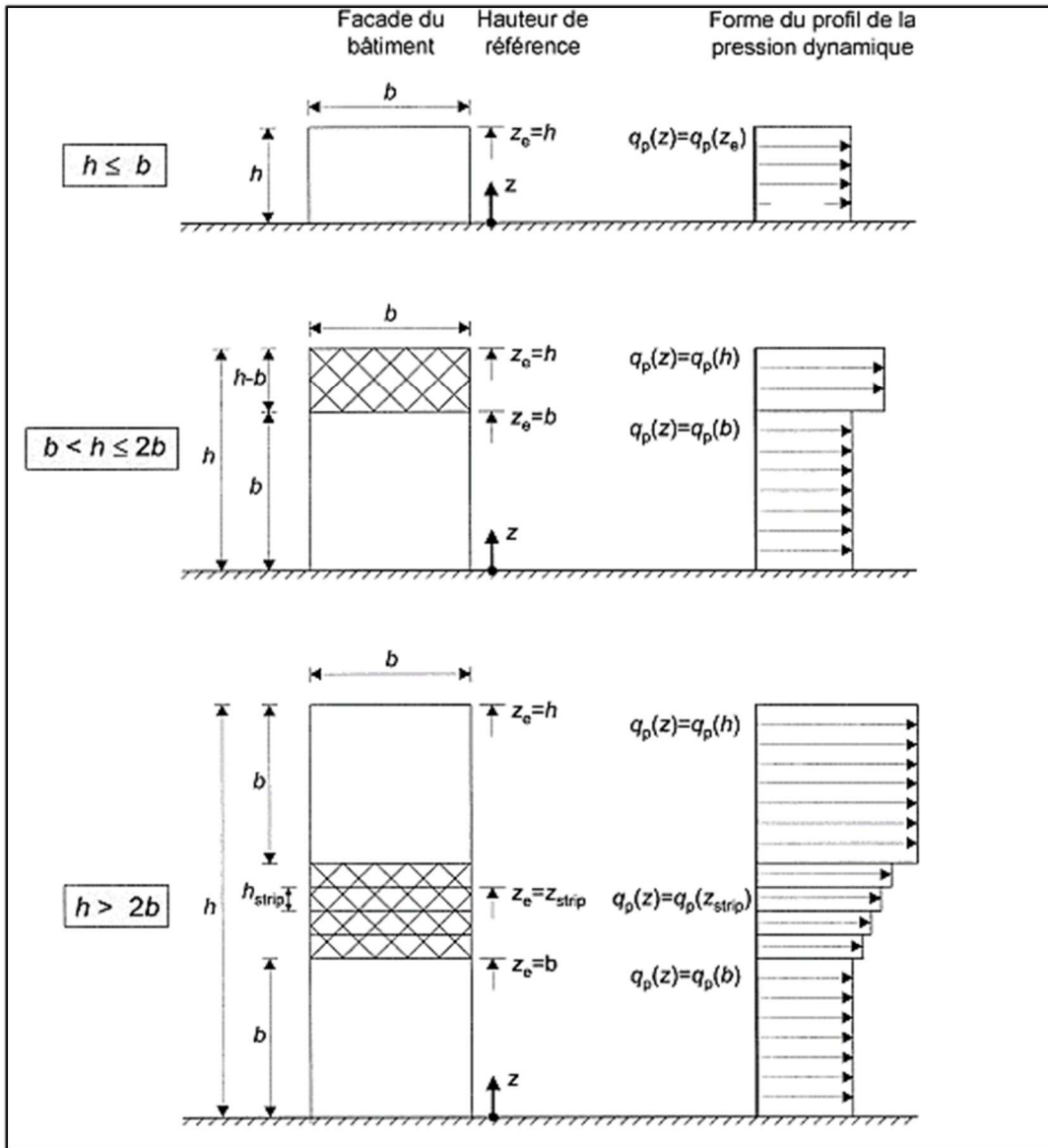


Figure II.2 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Comme notre cas la hauteur des parois $h=12\text{m}$, Et la largeur $b=27.5\text{m} \Rightarrow h \leq b$;

$\Rightarrow Z_e=h=12\text{m}$;

- Pour les toitures, Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments ;

(Selon RNVA 2013 Chap 2 article 2.3.2). $\Rightarrow Z_e=H=13.65\text{m}$.

II.3.3. Coefficient d'exposition Ce :

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.

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)] ; \quad (\text{Selon RNVA 2013 Chap 2, formule 2.2}) ;$$

- C_t est le coefficient de topographie.
- C_r est le coefficient de rugosité.
- $I_v(z)$ est l'intensité de la turbulence.
- Z (en m) est la hauteur considérée.

II.3.3.1. coefficient de topographie (C_t) :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} C_t = 1 \quad \text{pour } \phi < 0.05 \\ C_t = 1 + S_{max} \times \left(1 - \frac{|x|}{K_{red} \times L}\right) \times e^{-\alpha \left(\frac{z}{L}\right)} \quad \text{pour } \phi \geq 0.05 \end{array} \right\} ; (\text{Selon RNVA 2013 Chap2, formule 2.4}).$$

- ϕ est la pente du versant au vent $\phi = H/Lu$;
- H (en m) est la hauteur du versant ;
- Lu est la longueur du versant sous le vent ;

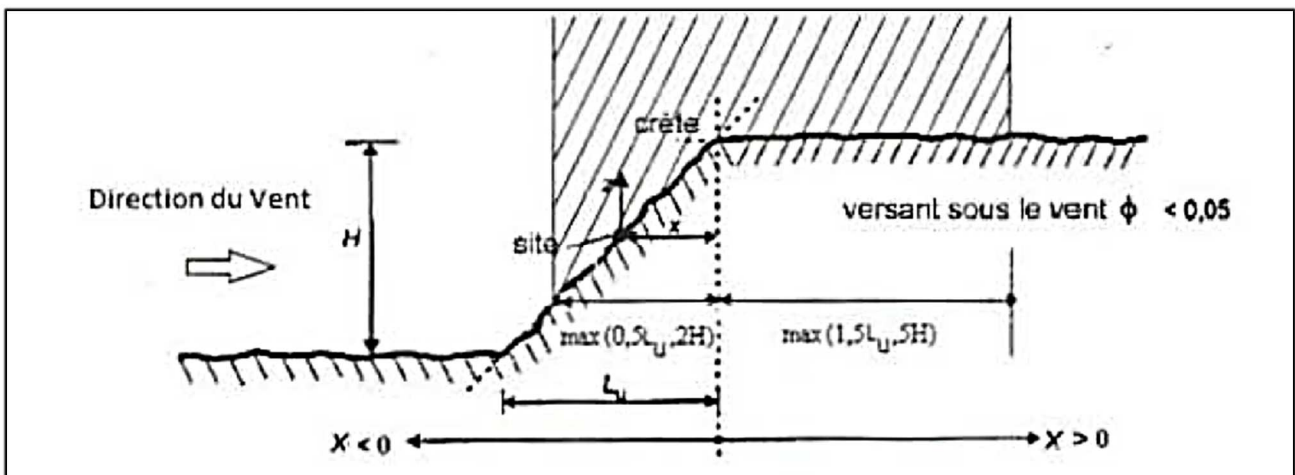


Figure II.3: Paramètres pour la détermination de $C_t(z)$ aux alentours des falaises et escarpements (RNVA 2013 Chap2, figure 2.3).

Calcul de ϕ :

Comme notre structure sera implantée dans un site totalement plan, ($H=0m$) pour toutes les directions du vent. $\Rightarrow \phi = 0/Lu = 0 \Rightarrow \phi = 0 \Rightarrow \phi < 0.05 \Rightarrow \boxed{C_t=1}$

II.3.3.2. le coefficient de rugosité Cr :

Le coefficient de rugosité Cr (z) traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par la relation suivante :

$$\begin{aligned}
 C_r(z) &= K_T \times \ln \frac{Z}{Z_0} && \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} ; \\
 C_r(z) &= K_T \times \ln \frac{Z_{\min}}{Z_0} && \text{pour } Z < Z_{\min} ;
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} C_r(z) &= K_T \times \ln \frac{Z}{Z_0} \\ C_r(z) &= K_T \times \ln \frac{Z_{\min}}{Z_0} \end{aligned}} \right\} \text{(Selon RNVA 2013, Chap 2, formule 2.3).}$$

Avec :

- K_T : Facteur de terrain ;
- Z_0 (en m) le paramètre de rugosité ;
- Z_{\min} (en m) la hauteur minimale ;
- Z (en m) la hauteur considérée ;

On Utilise le tableau (2.4) de RNVA 2013 pour définir les valeurs de K_t ; Z_0 et Z_{\min} :

La structure sera implantée dans une zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments,

Le terrain est de Catégories III d'où :

- Facteur de terrain $K_T = 0.215$;
- le paramètre de rugosité $Z_0 = 0.3\text{m}$;
- la hauteur minimale $Z_{\min} = 5\text{m}$;

a) Calcul de Cr pour les parois verticales (Z=12m) $\Rightarrow Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m}$;

$$C_r(z) = K_T \times \ln \frac{Z}{Z_0} \Rightarrow C_r(z=12\text{m}) = 0.215 \times \ln \frac{12}{0.3} \Rightarrow C_r(z=12\text{m}) = 0.793.$$

b) Calcul de Cr pour la toiture (Z=13.65m) $\Rightarrow Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m}$;

$$C_r(z) = K_T \times \ln \frac{Z}{Z_0} \Rightarrow C_r(z=13.65\text{m}) = 0.215 \times \ln \frac{13.65}{0.3} \Rightarrow C_r(z=13.65\text{m}) = 0.82.$$

niveau	Z(m)	Z _{min} (m)	Les formules	Cr(z)
Parois verticales	12	5	$Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m}$	0,793
toiture	13.65	5	$Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m}$	0.820

Tableau II.1 : Les valeurs de coefficient de rugosité Cr en fonction de Z.

II.3.3.3. L'intensité de la turbulence $I_v(z)$:

Est définie comme étant type de la turbulence divisée par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation :

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

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



(RNVA 2013 Chap2, formule 2.5)

a) Calcul de $I_v(z)$ pour les parois verticales ($Z=12m$) $\Rightarrow Z > Z_{min}$:

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \Rightarrow I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{12}{0.3}\right)} \Rightarrow I_v(z) = 0.271$$

b) Calcul de $I_v(z)$ pour la toiture ($Z=13.65m$) $\Rightarrow Z > Z_{min}$:

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \Rightarrow I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{13.65}{0.3}\right)} \Rightarrow I_v(z) = 0.262$$

❖ Calcul de Coefficient d'exposition C_e :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)] ; \quad (\text{RNVA 2013 Chap 2, formule 2.2}) ;$$

Niveau	$C_t(z)$	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$
Parois vertical : ($Z=12m$)	1	0.793	0.271	1.821
Toiture : ($Z=13.65m$)	1	0.82	0.262	1.905

Tableau II.2 : Les valeurs de Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z .

❖ Calcul de la pression dynamique de pointe :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad [N/m^2] \quad (\text{Chap 2 RNVA 2013 Formule 2.1}) ;$$

Niveau	$q_{réf}$ [N/m^2]	$C_e(z)$	$q_p(z_e)$ [N/m^2]
Parois vertical : ($Z_e=12m$)	375	1.821	682.875
Toiture : ($Z_e=13.65m$)	375	1.905	714.375

Tableau II.3 : Les valeurs de pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$.

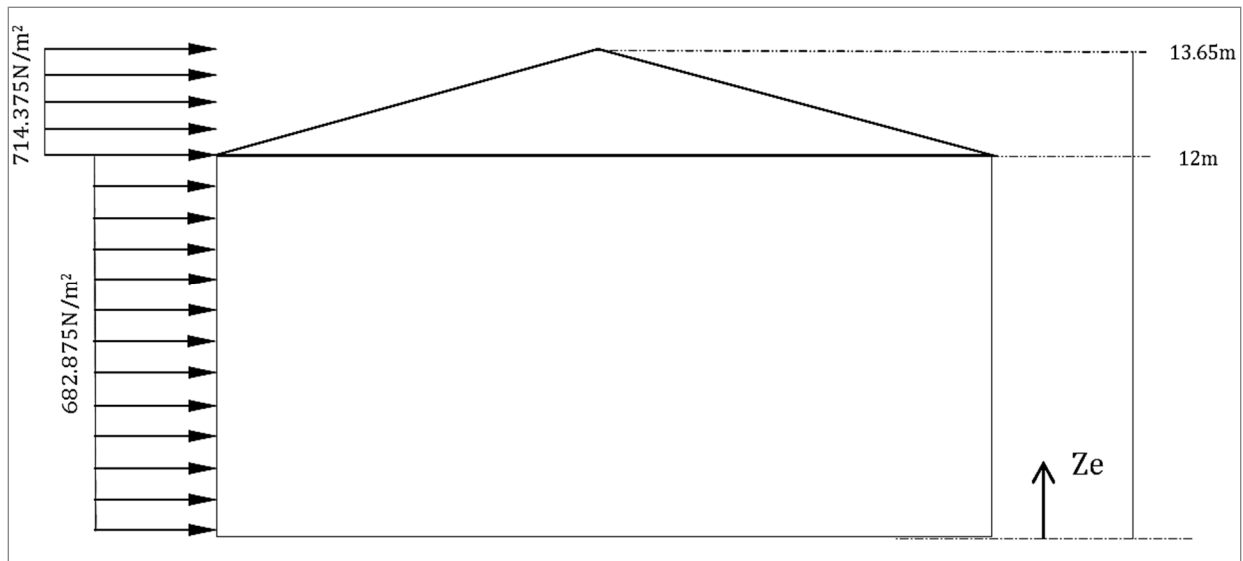


Figure II.4: la répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e .

II.4. DETERMINATION DE LA PRESSION AERODYNAMIQUE

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivant :

- Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

$$W(z_j) = q_p(z_e) [\times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad \text{(D'après RNVA2013 Chap 2, formule 2.6)}$$

- $q_p(z_e)$ (en N/m^2) est la pression dynamique de pointe.
- C_{pe} : coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

II.4.1. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

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

$C_{pe,1}$ s'obtient à partir des formule suivants :

$$\begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe,1} & \text{si : } S \leq 1m^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S) & \text{si : } 1m^2 < S < 10m^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,10} & \text{si : } S \geq 10m^2 \end{aligned}$$

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

II.4.1.1. Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

a) Calcul de Cpe pour les parois verticales :

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

Pour le sens V1 : $d=60m$; $b=27.5m$; $h=12m$ et $e=\min [b ; 2h] \Rightarrow e=\min [27.5 ; 24] \Rightarrow e=24m$ et $d>e \Rightarrow e/5=4.8m$

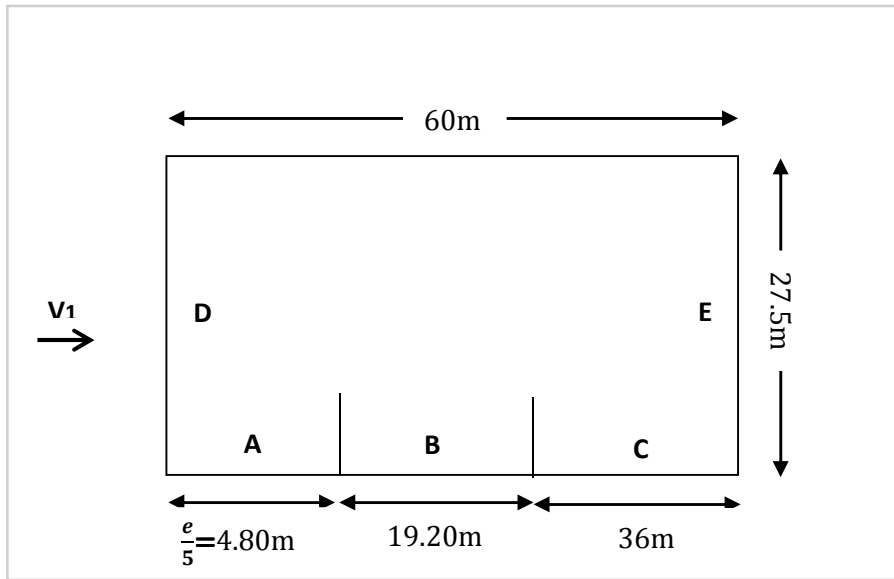


Figure II.5: vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1.

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

zone	A	B	C	D	E
Surface (en m ²)	4.8*12 =57.60	19.20*12 =230.4	36*12 =432	(27.5*12)+ (1.65*13.75) =352.68	E=D =352.68

Tableau II.4 : les surfaces des zones chargée pour les parois verticales (S en m²)

On remarque que toutes les surfaces supérieure à 10m², donc Cpe= Cpe,10 pour chaque zone.

Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on déterminer les valeurs de Cpe correspondent :

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

Tableau II.5 : les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone des parois verticales sens V1.

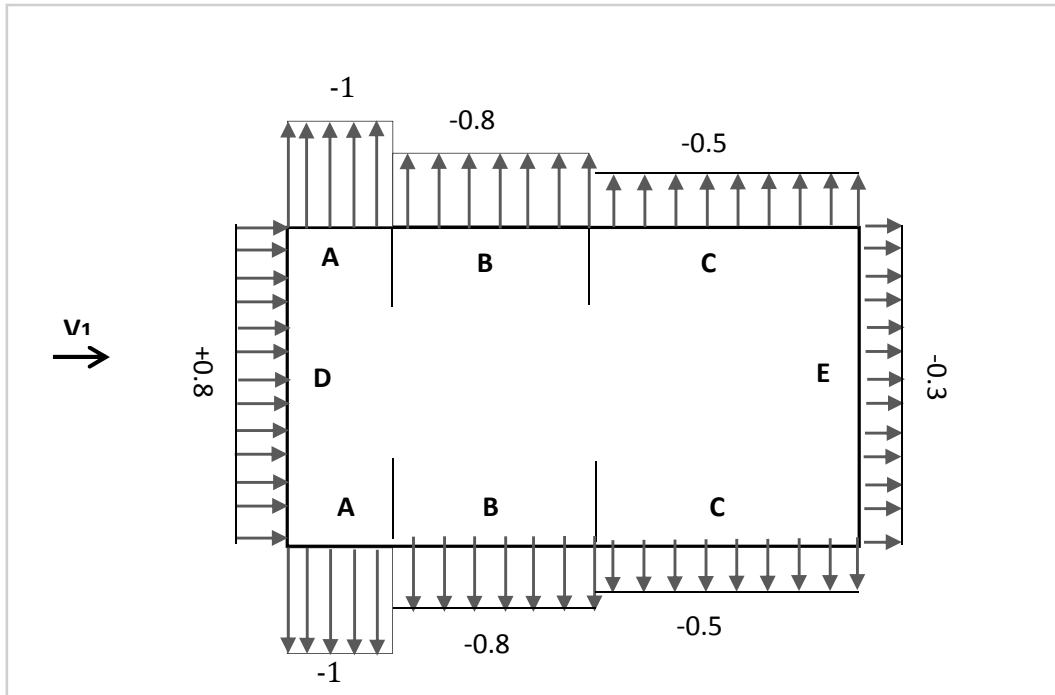


Figure II.6 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V_1 .

b) Calcul de C_{pe} pour la toiture :

La direction du vent est définie par angle θ , notre cas le vent perpendiculaire au pignon le (sens V_1) et parallèle au génératrices donc $\theta = 90^\circ$. (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

Et dans notre cas aussi la toiture est à deux versants avec une pente de 12% ce qui nous donne un angle de $\alpha = 6.84^\circ$; comme la figure 5.4 de RNVA 2013 pour $\theta = 90^\circ$ on définir les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure suivante :

$$h=13.65\text{m} ; b=27.5\text{m} ; d=60\text{m} ; e=\min [b ; 2h]=\min [27.5 ; 27.3] \Rightarrow e=27.3\text{m} \Rightarrow \frac{e}{4} = 6.825\text{m}$$

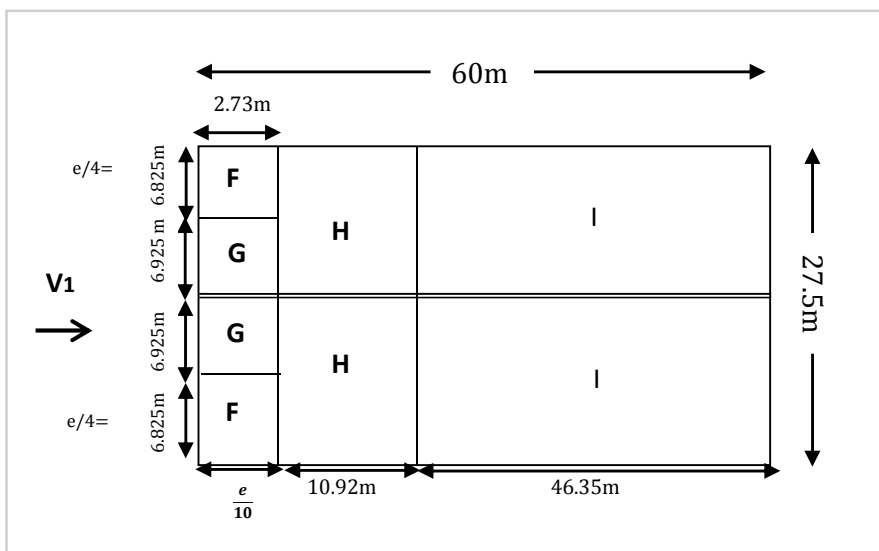


Figure II.7 : La répartition des zones de pression sur la toiture sens V_1

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

zone	F	G	H	I
Surface (en m ²)	6.825*2.73 =18.632	6.925*2.73 =18.905	10.92*27.5/2 =150.15	46.35*27.5/2 =637.312

Tableau II.6 : les surfaces des zones chargée pour la toiture (S en m²)

On remarque aussi que toutes les surfaces des zones de pression de la toiture sont supérieure à 10m², donc C_{pe}= C_{pe,10} pour chaque zone.

»Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour α=5° et α=15° tirées du (tableau 5.4 RNVA2013) (θ=90°).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0) \dots \dots \dots [La formule de l'interpolation]$$

Zone F : S= 18.632m² > 10m²

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.6 + \frac{-1.3 - (-1.6)}{15 - 5} \times (6.842 - 5) \Rightarrow C_{pe} = -1.544.$$

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

zone	F	G	H	I
C _{pe}	-1.544	-1.3	-0.681	-0.581

Tableau II.7 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.

II.4.1.2. Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :

a) Calcul de C_{pe} pour les parois verticales :

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

Pour le sens V2 :

d=27.5m ;

b=60m;

h=12m ;

e=min [b ; 2h] ⇒ e=min [60 ; 24] ⇒ e=24 m ⇒ d > e ; e/5=4.8 m.

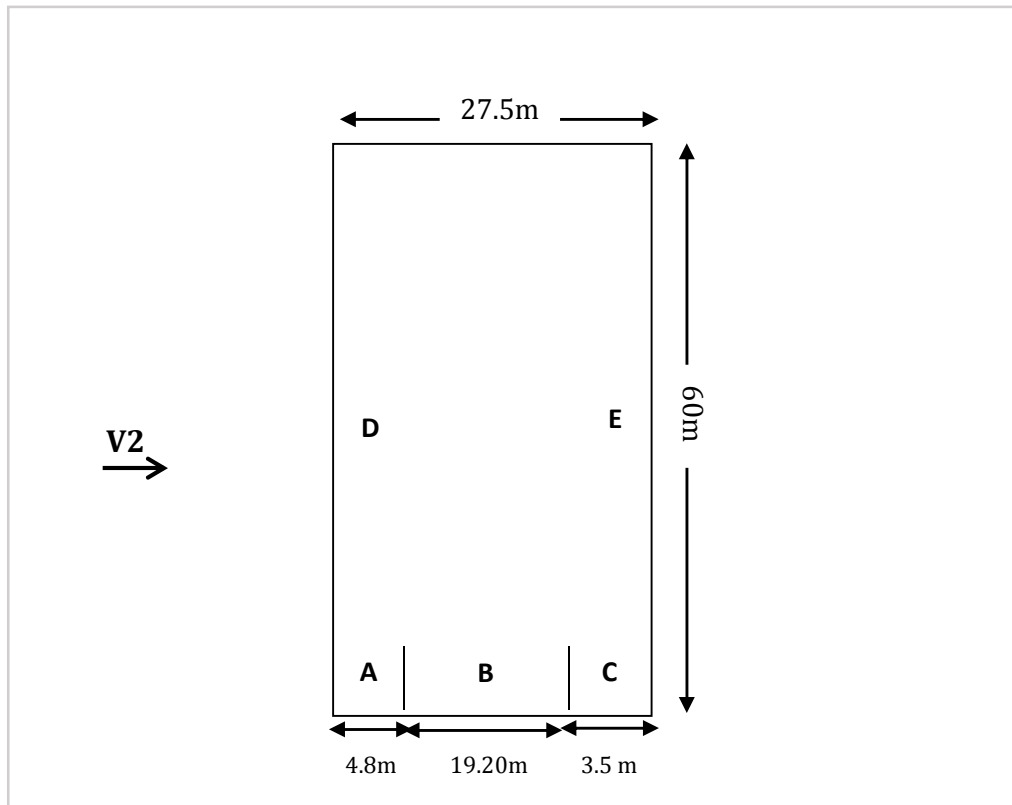


Figure II.8: vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2.

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

zone	A	B	C	D	E
Surface (en m ²)	4.8*12 =57.60	19.2*12 =230.4	3.5*12 =42	60*12 =720	60*12 =720

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

on voit que toutes les surfaces supérieures à 10m², donc C_{pe}= C_{pe,10} pour chaque zone.

Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on détermine les valeurs de C_{pe} correspondantes :

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

Tableau II.9 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales cas de vent dans le sens V2.

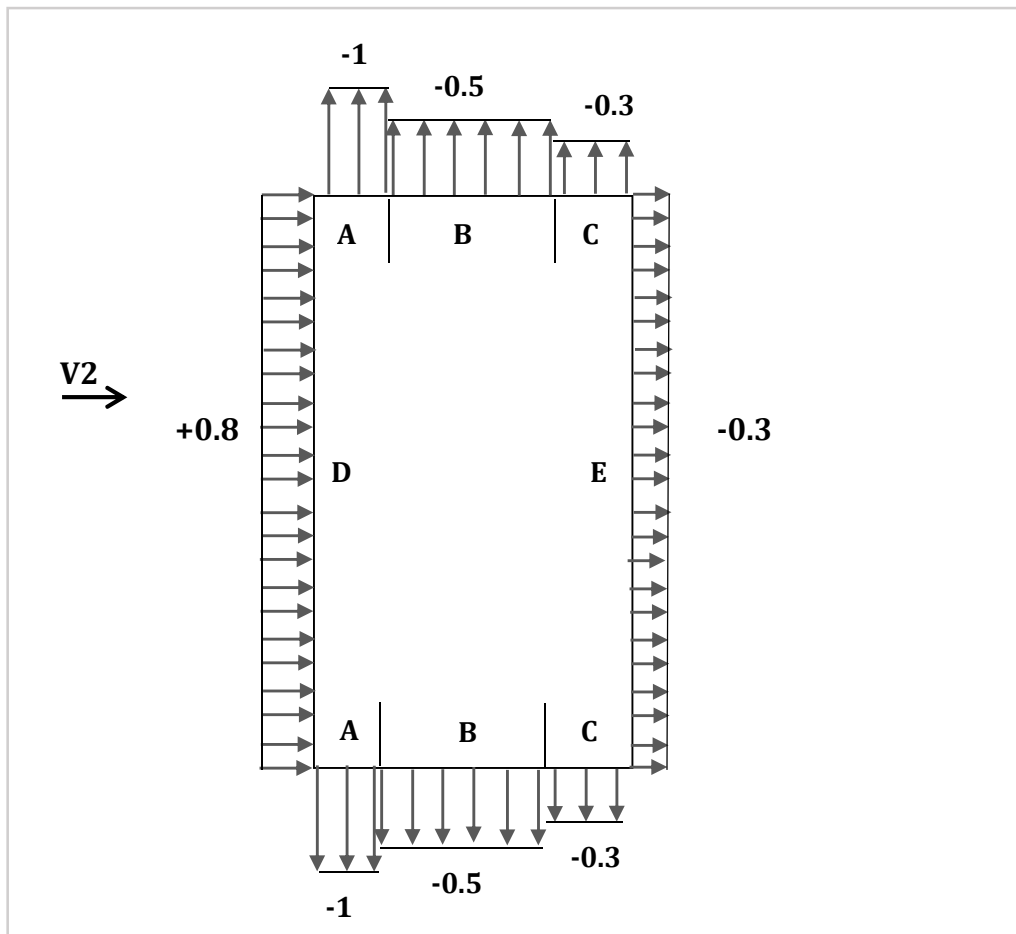


Figure II.9 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.

b) Calcul de C_{pe} pour la toiture cas de sens V2 :

La direction du vent est définie par angle θ , notre cas le vent perpendiculaire au long pan le (sens V2) et perpendiculaire aussi au génératrices donc $\theta = 0^\circ$. (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

Et notre toiture elle est à deux versants avec une pente de 12% ce qui nous donne un angle de $\alpha = 6.84^\circ$; comme la figure 5.4 de RNVA 2013 pour $\theta = 0^\circ$ on définir les différentes zones de pression F, G, H, I et J sont représentées sur la figure suivante :

Avec : $h=13.65m$; $b=60m$; $d=27.5m$; $e=\min [b ; 2h]=\min [60 ; 27.3] \Rightarrow e=27.3m \Rightarrow \frac{e}{4} = 6.825m$

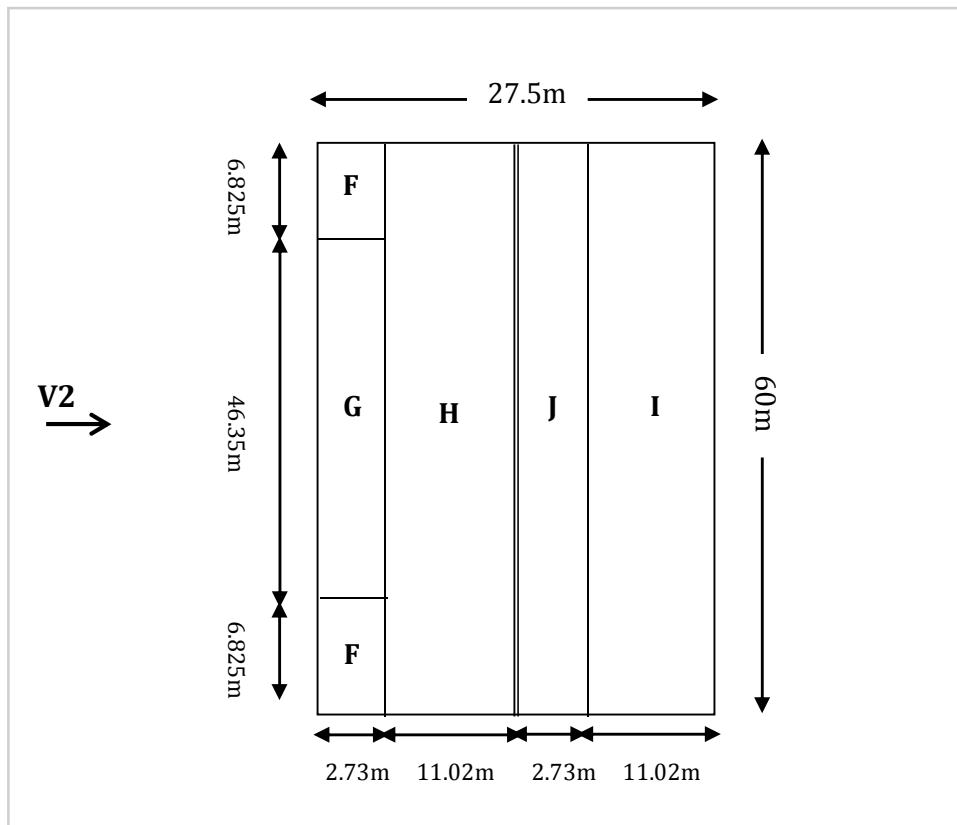


Figure II.10 : La répartition des zones de pression sur la toiture dans le sens V2.

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

zone	F	G	H	J	I
Surface (en m ²)	6.825*2.73 =18.632	46.35*2.73 =126.535	11.02*60 =661.2	2.73*60 =163.8	11.02*60 =661.2

Tableau II.10 : les surfaces des zones chargées pour la toiture cas de vent dans le sens V2.

On voit bien que toutes les surfaces des zones de pression de la toiture sont supérieures à 10m², donc C_{pe}= C_{pe,10} pour chaque zone.

»Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour α=5° et α=15° tirées du (tableau 5.4 RNVA2013) (θ=0°).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0) \dots \dots \dots [La\ formule\ de\ l'interpolation]$$

Zone F : S= 18.632m² > 10m²

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.7 + \frac{-0.9 - (-1.7)}{15 - 5} \times (6.842 - 5) \Rightarrow C_{pe} = -1.542.$$

Zone G : $S = 140.185 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.2 + \frac{-0.8 - (-1.2)}{15 - 5} \times (6.842 - 5) \Rightarrow C_{pe} = -1.126.$$

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

zone	F	G	H	J	I
C_{pe}	-1.552	-1.126	-0.544	0.1448	-0.563

Tableau II.11 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture cas de vent dans le sens V2.

II.4.2. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}

II.4.2.1. Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

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

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

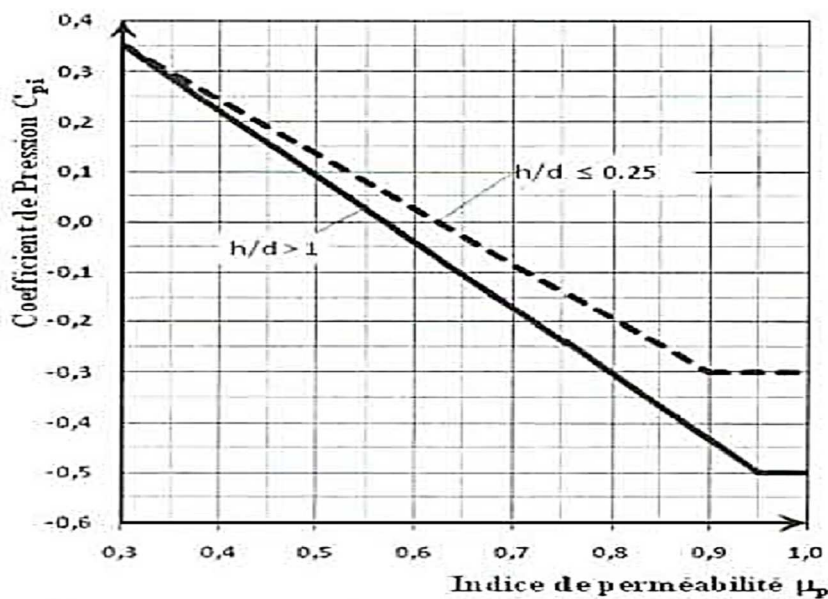


Figure II.11 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (figure 4.14 de RNVA2013).

Notre structure elle compose de plusieurs ouvertures :

- ┌ Portail pour chaque pignon de dimensionne (5×5) m².
- └ Huit (08) fenêtres pour chaque long pan de dimensionne (2×4) m².

Dans ce cas le vent perpendiculaire au pignon le rapport $h/d = 13.65/60 = 0.227 \Rightarrow h/d \leq 0.25$ on utilise les valeurs de C_{pi} correspondant à ($h/d \leq 0.25$) de la figure 5.14 de RNVA 2013

a) Cas de surpression intérieure :

Lorsque le portail face au vent ouvert et autres ouvertures fermées ; dans ce cas l'aire va s'engouffrer vert l'intérieure et ne peut pas ressortir par les fenêtres.

$\Rightarrow \mu_p = \frac{0}{5 \times 5} \Rightarrow \mu_p = 0$; dans ce cas on ne peut pas définir la valeur de C_{pi} dans la figure II.10.

Seconde possibilité :

Si le portail face au vent ouvert et deux fenêtres parallèle au vent ouvertes et le restes fermées :

$\Rightarrow \mu_p = \frac{(2 \times 4) \times 2}{(5 \times 5) + (2 \times 4) \times 2} \Rightarrow \mu_p = 0.39$;

D'après la figure II.10 $\Rightarrow C_{pi} = +0.25$ (cas la plus défavorable pour la surpression intérieure)

b) Cas de dépression intérieure :

Lorsque toutes les ouvertures sont totalement ouvertes ; l'air rentre à l'intérieure par le portail face au vent et ressort par les fenêtres et le deuxième portail sous le vent.

$\Rightarrow \mu_p = \frac{[(2 \times 4) \times 8] \times 2 + (5 \times 5)}{(5 \times 5) \times 2 + [(2 \times 4) \times 8] \times 2} \Rightarrow \mu_p = 0.859$;

D'après la figure II.10 $\Rightarrow C_{pi} = -0.26$;

Seconde possibilité :

Si le portail face au vent fermé et les autres ouvertures ouvertes :

$\Rightarrow \mu_p = \frac{[(2 \times 4) \times 8] \times 2 + (5 \times 5)}{[(2 \times 4) \times 8] \times 2 + (5 \times 5)} \Rightarrow \mu_p = 1$;

D'après la figure II.10 $\Rightarrow C_{pi} = -0.30$ (cas la plus défavorable pour la dépression intérieure).

II.4.2.2. Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :

Dans ce cas le vent perpendiculaire au long pan le rapport $h/d = 13.65/27.5 = 0.49 \Rightarrow$ le rapport (h/d) comprise entre ($h/d = 0.25$) et ($h/d = 1$) on utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de C_{pi} selon la Note de figure 5.14 de RNVA 2013.

a) Cas de surpression intérieure :

Lorsque les fenêtres face au vent ouvertes et autres ouvertures fermées ; dans ce cas l'aire va s'engouffrer vers l'intérieure et ne peut pas ressortir par les fenêtres.

$$\Rightarrow \mu_p = \frac{0}{(5 \times 5) \times 2 + [(2 \times 4) \times 8]} \Rightarrow \mu_p = 0 ; \text{ on ne peut pas définir la valeur de } C_{pi} \text{ dans la figure II.10.}$$

Seconde possibilité :

Si sept (07) fenêtres face au vent ouvertes et un seul portail parallèle au vent ouvert :

$$\Rightarrow \mu_p = \frac{(5 \times 5)}{(5 \times 5) + [(2 \times 4) \times 7]} \Rightarrow \mu_p = 0.308 ;$$

D'après la figure II.10 $\Rightarrow C_{pi} = +0.35$ (cas la plus défavorable pour la surpression intérieure)

b) Cas de dépression intérieure :

Lorsque toutes les ouvertures sont totalement ouvertes ; l'air rentre à l'intérieure par les fenêtres face au vent et ressort par les fenêtres sous le vent et les deux portails parallèle au vent.

$$\Rightarrow \mu_p = \frac{[(2 \times 4) \times 8] + (5 \times 5) \times 2}{(5 \times 5) \times 2 + [(2 \times 4) \times 8] \times 2} \Rightarrow \mu_p = 0.64 ;$$

Avec une interpolation linéaire on utilise la formule suivant :

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

μ_p est comprise entre 0.6 et 0.7 ; $\Rightarrow C_{pi}$ comprise entre -0.1 et -0.065

$$\Rightarrow C_{pe} = -0.65 + \frac{(-0.1) - (-0.065)}{0.7 - 0.6} \times (0.64 - 0.6) \Rightarrow C_{pe} = -0.664$$

Seconde possibilité :

Si les fenêtres face au vent fermé et les autres ouvertures ouvertes :

$$\Rightarrow \mu_p = \frac{[(2 \times 4) \times 8] + (5 \times 5) \times 2}{[(2 \times 4) \times 8] + (5 \times 5) \times 2} \Rightarrow \mu_p = 1 ;$$

μ_p est comprise entre 0.90 ; 0.95 et 1 ; $\Rightarrow C_{pi}$ comprise entre -0.3 et -0.5

$$\Rightarrow C_{pe} = -0.3 + \frac{(-0.5) - (-0.3)}{1 - 0.9} \times (1 - 0.95) \Rightarrow C_{pe} = -0.4$$

(-0.4 le Cas la plus défavorable pour la dépression intérieure).

Coefficients de pression intérieure C_{pi}	Le vent perpendiculaire au pignon (Sens V1)	Le vent perpendiculaire au long pan (Sens V2)
Cas de surpression	+0.25	+0.35
Cas de dépression	-0.30	-0.40

Tableau II.12 : les valeurs de coefficient de pression intérieure les plus défavorable.

II.4.3 calcul de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivant :

- Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

$$W(z_j) = q_p(z_e) [\times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad (RNVA2013 \text{ Chap 2, formule 2.6})$$

II.4.3.1 Vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

1^{er} cas : surpression intérieure $C_{pi}=+0.25$

a) Parois verticales

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j) [N/m^2]$
A	682.875	-1	0.25	-853.59
B	682.875	-0.8	0.25	-717.01
C	682.875	-0.5	0.25	-512.15
D	682.875	+0.8	0.25	375.58
E	682.875	-0.3	0.25	-375.58

Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de la surpression.

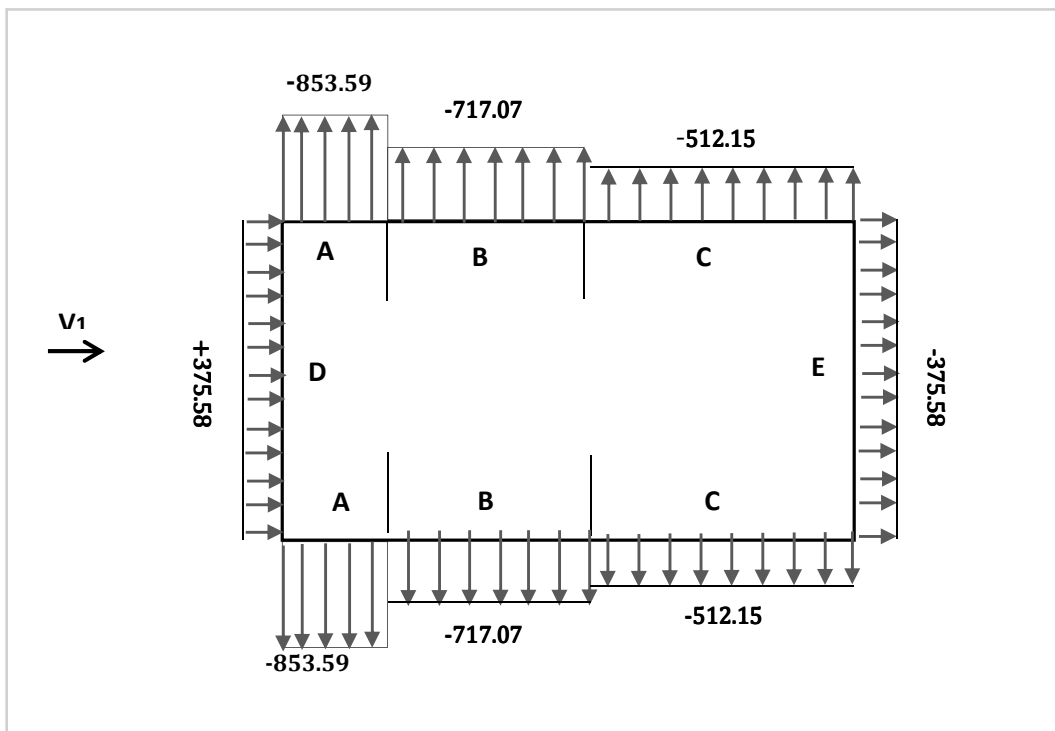


Figure II.12 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de la surpression.

b) Toiture

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
F	714.375	-1.544	0.25	-1281.58
G	714.375	-1.3	0.25	-1107.28
H	714.375	-0.681	0.25	-665.08
I	714.375	-0.581	0.25	-593.64

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la surpression.

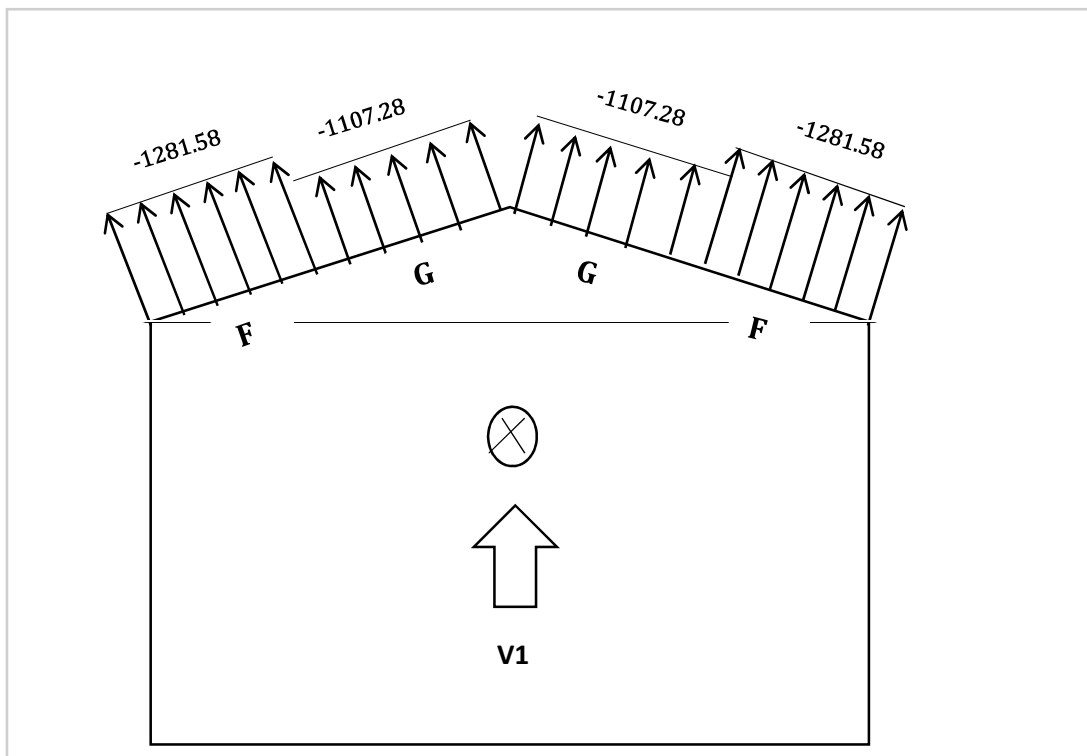


Figure II.13 : la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la surpression.

2^{ème} cas : dépression intérieure $C_{pi}=-0.30$

a) parois verticales :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	682.875	-1	-0.3	-478.01
B	682.875	-0.8	-0.3	-341.43
C	682.875	-0.5	-0.3	-136.57
D	682.875	+0.8	-0.3	751.16
E	682.875	-0.3	-0.3	0

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de la dépression.

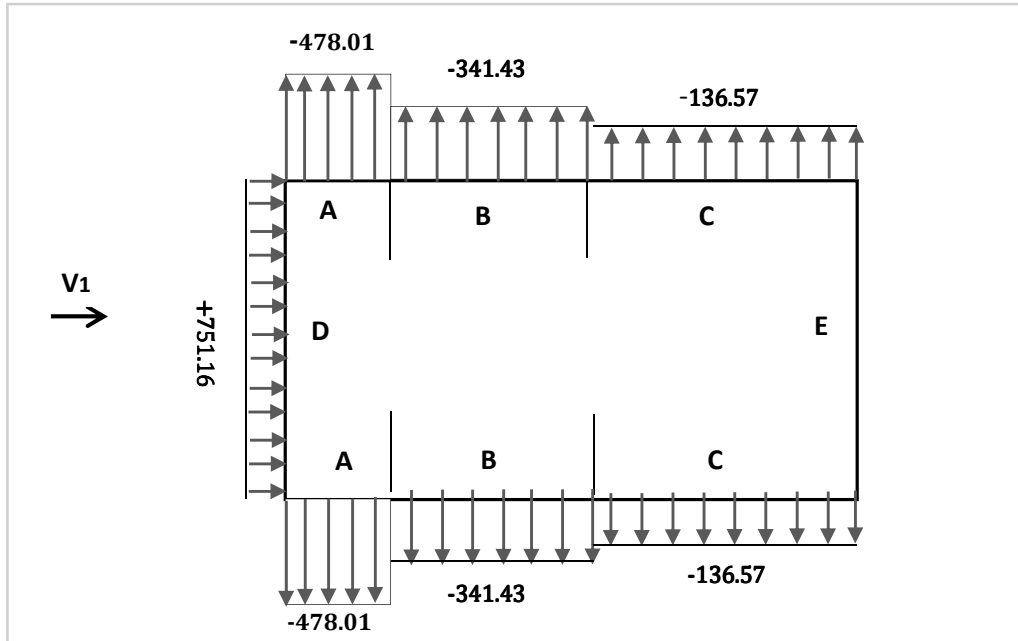


Figure II.14 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de la dépression.

b) toiture :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
F	714.375	-1.544	-0.3	-888.68
G	714.375	-1.3	-0.3	-714.375
H	714.375	-0.681	-0.3	-272.17
I	714.375	-0.581	-0.3	-200.73

Tableau II.16 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture cas de la dépression.

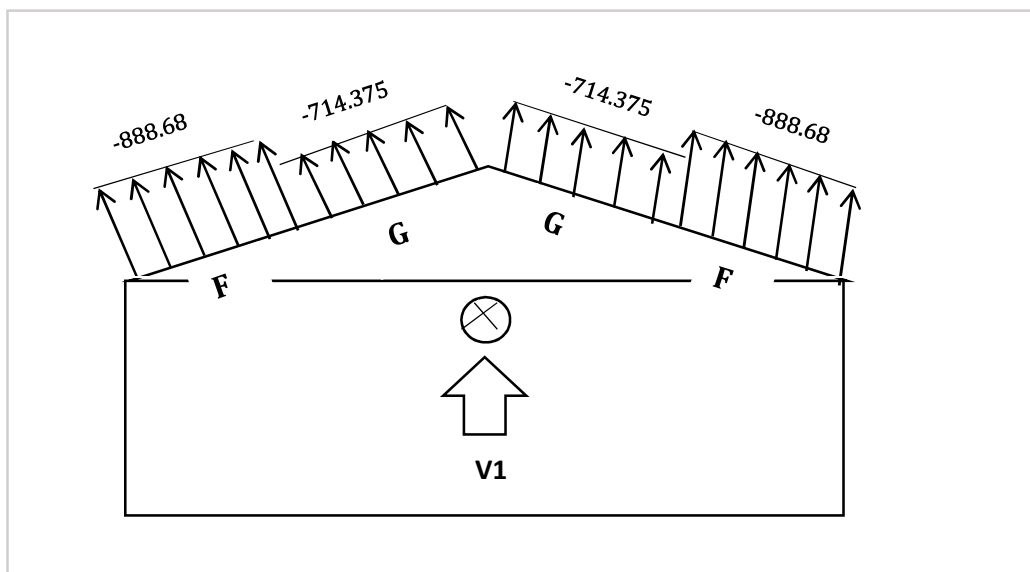


Figure II.15 : la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la dépression.

II.4.3.2. Vent perpendiculaire au long pan :

1^{er} cas : surpression intérieure $C_{pi}=+0.35$

a) Parois verticales

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	682.875	-1	0.35	-921.881
B	682.875	-0.8	0.35	-785.306
C	682.875	-0.5	0.35	-580.443
D	682.875	+0.8	0.35	+307.293
E	682.875	-0.3	0.35	-443.868

Tableau II.17 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de la surpression.

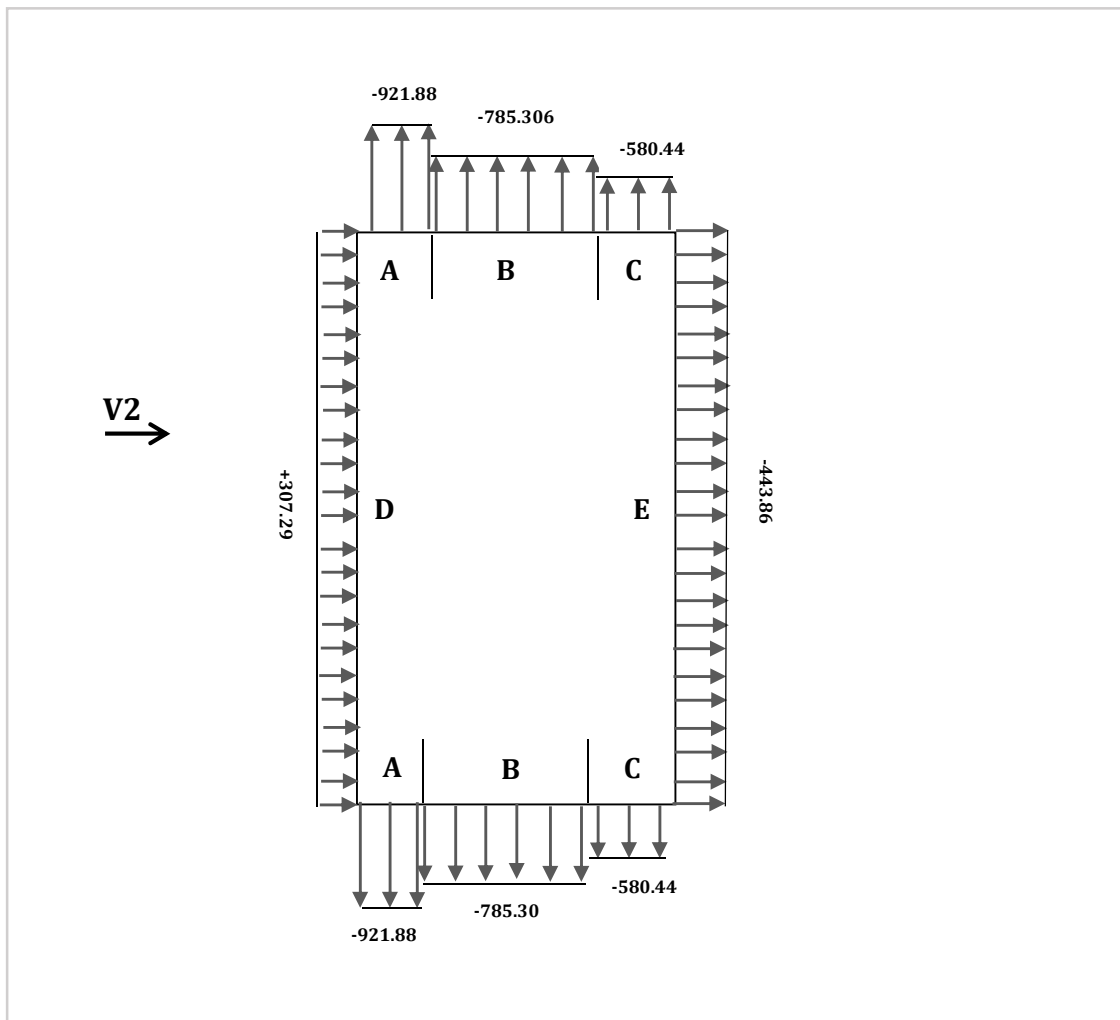


Figure II.16 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de la surpression.

b) Toiture

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
F	714.375	-1.552	+0.35	-1358.741
G	714.375	-1.126	+0.35	-1054.417
H	714.375	-0.544	+0.35	-638.651
I	714.375	-0.563	+0.35	-652.224
J	714.375	+0.144	+0.35	-147.161

Tableau II.18 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la surpression.

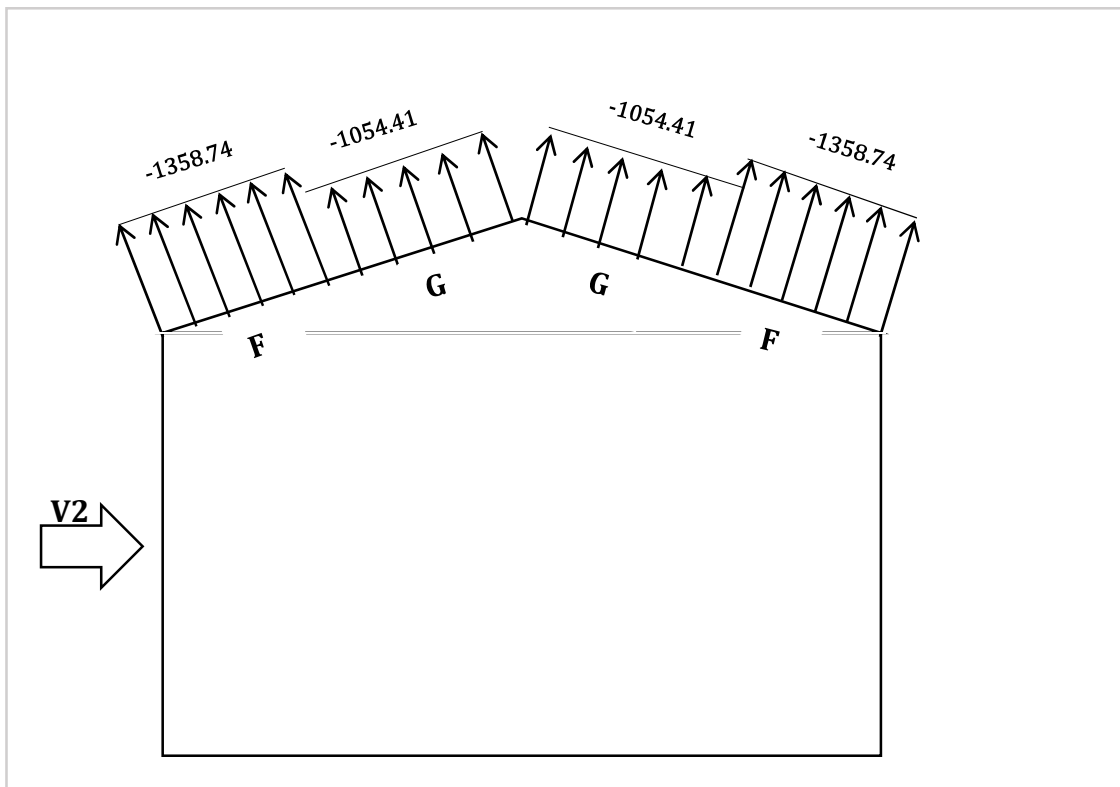


Figure II.17 : la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la surpression.

2^{ème} cas : dépression intérieure $C_{pi}=-0.40$

a) parois verticales :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	682.875	-1	-0.4	-409.724
B	682.875	-0.8	-0.4	-273.15
C	682.875	-0.5	-0.4	-68.287
D	682.875	+0.8	-0.4	819.45
E	682.875	-0.3	-0.4	68.287

Tableau II.19 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de la dépression.

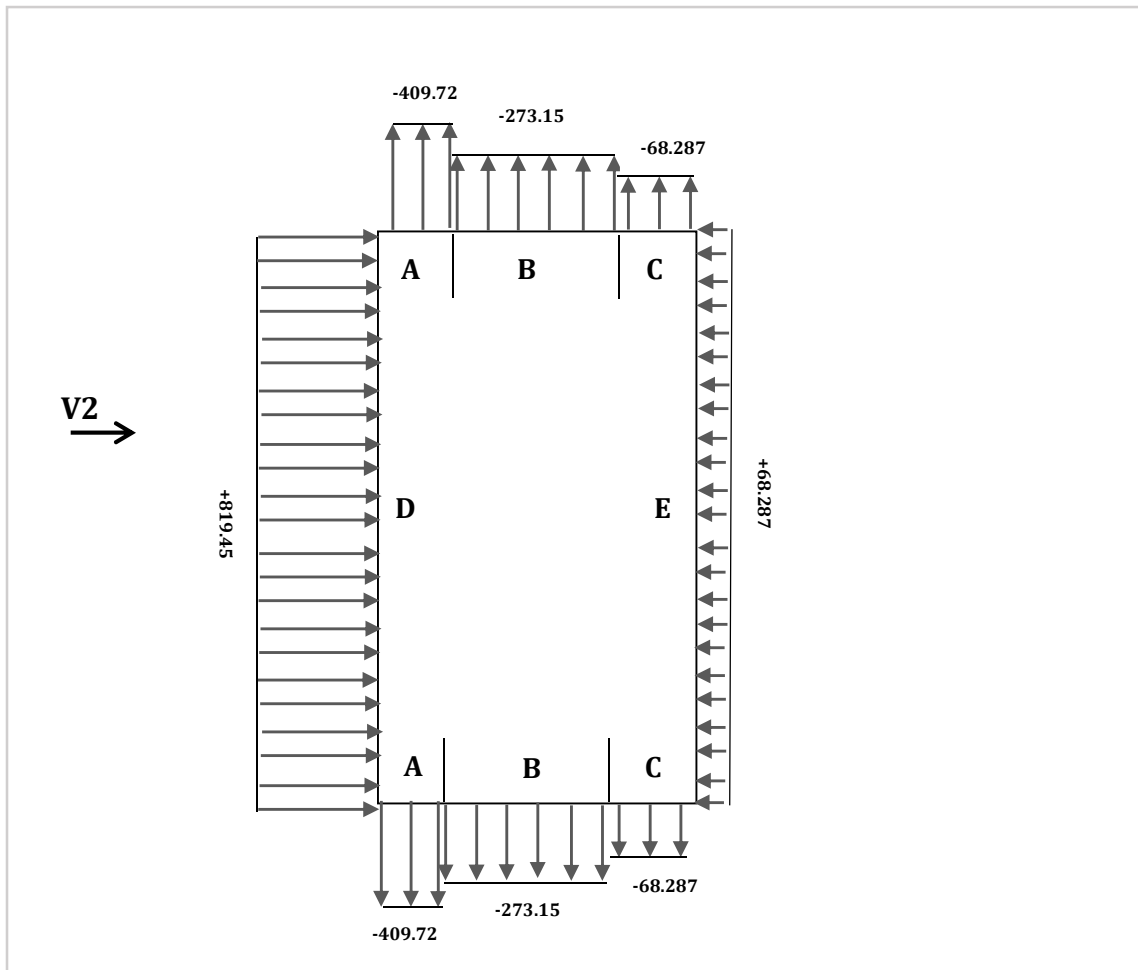


Figure II.18 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de la dépression.

b) toiture :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
F	714.375	-1.552	-0.4	-822.96
G	714.375	-1.126	-0.4	-518.636
H	714.375	-0.544	-0.4	-102.87
I	714.375	-0.563	-0.4	-116.443
J	714.375	+0.144	-0.4	388.62

Tableau II.20 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture cas de la dépression.

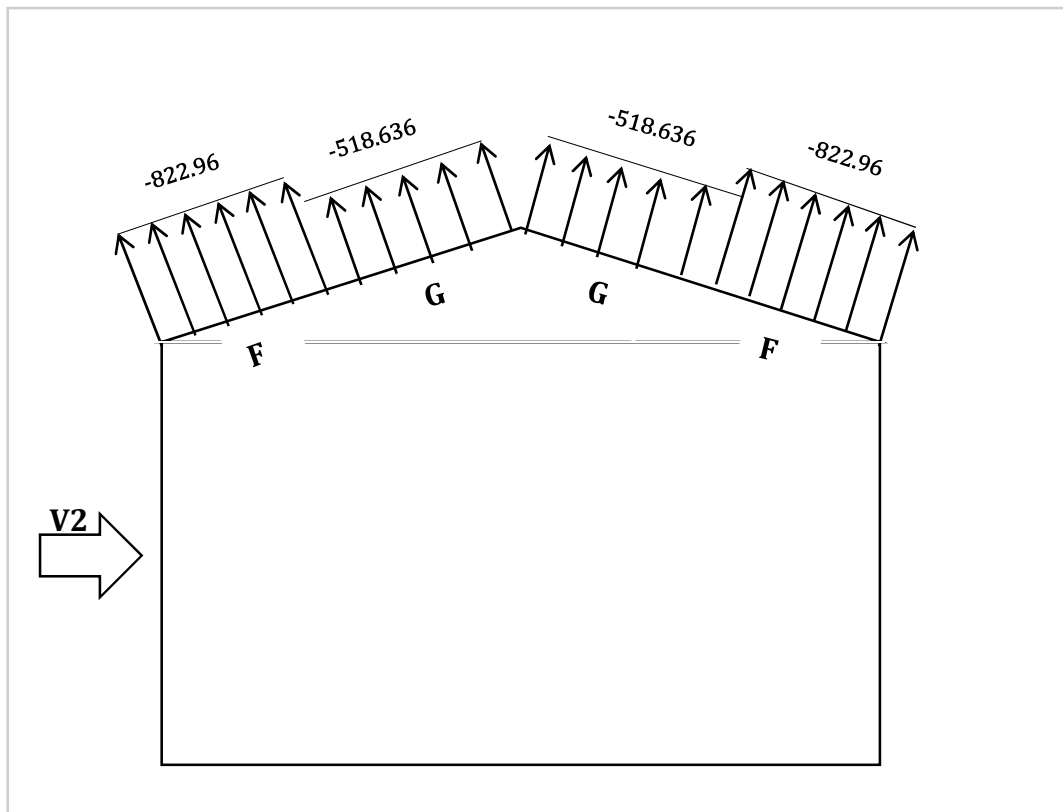


Figure II.19 : la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la dépression.

I.4.3.3. Évaluation des cas les plus défavorables

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

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	682.875	-1	0.25	-853.59
B	682.875	-0.8	0.25	-717.01
C	682.875	-0.5	0.25	-512.15
D	682.875	+0.8	-0.3	751.16
E	682.875	-0.3	0.25	-375.58
F	714.375	-1.544	0.25	-1281.58
G	714.375	-1.3	0.25	-1107.28
H	714.375	-0.681	0.25	-665.08
I	714.375	-0.581	0.25	-593.64

Tableau II.21 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour deux cas de surpression et dépression pour la direction du vent sur le pignon.

Plus que nous pouvons résumer sur le tableau un autre ci-dessous les valeurs maximales des pressions aérodynamiques les plus défavorables avec leur C_{pi} , correspondant pour le cas du vent sur **long pan** :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_i)$ [N/m ²]
A	682.875	-1	0.35	-921.881
B	682.875	-0.8	0.35	-785.306
C	682.875	-0.5	0.35	-580.443
D	682.875	+0.8	-0.4	819.450
E	682.875	-0.3	0.35	-443.868
F	714.375	-1.552	0.35	-1358.741
G	714.375	-1.126	0.35	-1054.417
H	714.375	-0.544	0.35	-638.651
I	714.375	-0.563	0.35	-652.224
J	714.375	0.1448	0.35	388.620

Tableau II.22 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour deux cas de surpression et dépression pour la direction du vent sur long pan.

II.5. ACTION D'ENSEMBLE :

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

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

Où :

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

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

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

$$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

- $A_{réf}$: est l'aire de référence de la surface élémentaire ;
- C_{fr} : est le coefficient de frottement ;
- A_{fr} : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent ;
- Z_e ; Z_i respectivement les hauteurs de référence des pressions extérieures. Et intérieures ;

(Selon le RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.2).

II.5.1. cas de direction du vent vers le pignon (V1):

II.5.1.1. détermination de la force extérieure $F_{w,e}$:

$$F_{w,e} = C_d \times \sum We \times A_{réf}; \quad C_d=1; \quad \text{Avec } We = q_p(z_e) \times C_{pe};$$

- Calcul de la pression extérieure We :

ZONE	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	We [KN/m ²]
D	682.875	+0.8	+0.546
E	682.875	-0.3	-0.204
F	714.375	-1.544	-1.103
G	714.375	-1.3	-0.928
H	714.375	-0.681	-0.486
I	714.375	-0.581	-0.415

Tableau II.23 : les résultants de calcul de pression extérieure We , correspondant à chaque zone.

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

Elément	ZONE	C_d	We [KN/m ²]	$A_{réf}$ [m ²]	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ [KN]	Composantes verticales de $F_{w,e}$ [KN]
Parois .V	D	1	+0.546	352.68	+192.56	0
Parois .V	E	1	-0.204	352.68	-71.94	0
Toiture	F	1	-1.103	18.632	0	-20.55
Toiture	G	1	-0.928	18.905	0	-17.54
Toiture	H	1	-0.486	150.15	0	-72.97
Toiture	I	1	-0.415	637.312	0	-264.48
$F_{w,e}$ (résultante) [KN]					+120.62	-375.54

Tableau II.24 : les résultants de calcul de force extérieure $F_{w,e}$, correspondant à chaque zone.

II.5.1.2. détermination de la force intérieure $F_{w,i}$:

$$F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf} ; \quad ; \quad \text{Avec } W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

- Calcul de la pression intérieure W_i :

ZONE	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pi}	W_i [KN/m ²]
D	682.875	-0.3	-0.204
E	682.875	0.25	+0.170
F	714.375	0.25	+0.178
G	714.375	0.25	+0.178
H	714.375	0.25	+0.178
I	714.375	0.25	+0.178

Tableau II.25 : les résultants de calcul de pression intérieure W_i , correspondant à chaque zone.

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

Elément	ZONE	W_i [KN/m ²]	$A_{réf}$ [m ²]	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ [KN]	Composantes verticales de $F_{w,e}$ [KN]
Parois .V	D	-0.204	352.68	-71.94	0
Parois .V	E	+0.170	352.68	+59.95	0
Toiture	F	+0.178	18.632	0	+3.316
Toiture	G	+0.178	18.905	0	+3.365
Toiture	H	+0.178	150.15	0	+26.72
Toiture	I	+0.178	637.312	0	+113.44
$F_{w,i}$ (résultante) [KN]				-11.99	+146.841

Tableau II.26 : les résultants de calcul de force intérieure F_{wi} , correspondant à chaque zone.

II.5.1.3. détermination de la force de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être **négligés**. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au sous le vent).
(Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 3.6.3).

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

Calcul des surfaces parallèles au vent :

Les parois verticales de long pan = $[(12*60)*2] = 1440m^2$.

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

$$= \left[\left(\frac{1.65}{\sin 6.842} \right) * 2 * 60 \right] = (13.85 * 2 * 60) = 1662 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow \text{Total des surfaces parallèle au vent} = 1440 + 1662 = 3102 \text{ m}^2.$$

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

Les surfaces des deux pignons :

$$= [(12 * 27.5) + (1.65 * 13.75)] * 2 = 705.375 \text{ m}^2.$$

❖ Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire total des surfaces parallèle au vent $\leq 4 \times$ (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au vent)

$$3102 \text{ m}^2 \leq 4 * 705.375 = 2821.5 \text{ m}^2 \text{ !!! N'est pas vérifier.}$$

\Rightarrow Donc on ne doit pas négligé l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au pignon

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

C_{fr} : coefficient de frottement donné par le tableau 2.8 de RNVA 2013 ;

Dans notre cas, nous avons une couverture en toiture dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent et un bardage de parois verticales dont les ondulations sont aussi perpendiculaires à la direction du vent.

$$\text{Donc : } C_{fr(\text{toiture})} = C_{fr(\text{parois verticales})} = 0.04 ;$$

Pour la toiture : $Ze = 13.65 \text{ m} \Rightarrow q_p(13.65) = 714.375 \text{ N/m}^2$; $A_{fr} = \left[\left(\frac{1.65}{\sin 6.842} \right) * 2 * 60 \right] = 1662 \text{ m}^2$;
 $F_{fr(\text{toiture})} = 0.04 \times 714.375 \times 1662 = 47491.65 \text{ N} \Rightarrow F_{fr(\text{toiture})} = \mathbf{47.491 \text{ KN}}$.

Pour une seul paroi verticale : $Ze = 12 \text{ m} \Rightarrow q_p(12) = 682.875 \text{ N/m}^2$; $A_{fr} = 12 * 60 = 720 \text{ m}^2$;
 $F_{fr(\text{toiture})} = 0.04 \times 682.875 \times 720 = 19666.8 \text{ N} \Rightarrow F_{fr(\text{paroi verticale})} = \mathbf{19.666 \text{ KN}}$.

La force de frottement total :

$$F_{fr} = F_{fr(\text{toiture})} + [2 \times F_{fr(\text{paroi verticale})}] = 47.491 + (2 * 19.666) \Rightarrow \mathbf{F_{fr} = 86.823 \text{ KN}}$$

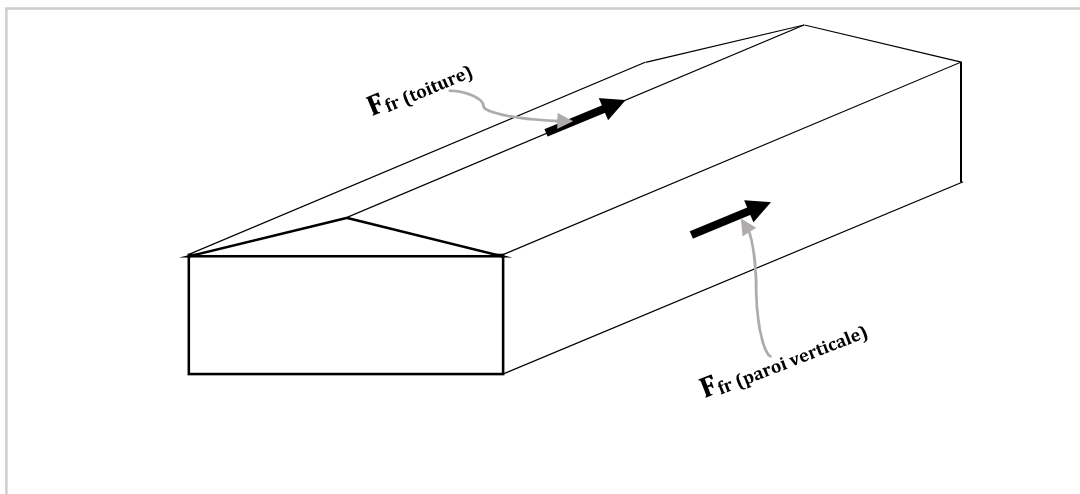


Figure II.20 : les forces de frottements sur la toiture et les parois verticales cas de vent sur le pignon (sens V1).

✧ Calcul de Fw :

La force résultante Fw agissant sur une construction, égale à la sommation vectorielle des forces Fw,e ; Fw,i et Ffr respectivement données par :

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

Force	Composantes horizontales [KN]	Composantes verticales [KN]
Forces extérieure (Fw,e)	+120.62	-375.54
Forces intérieure (Fw,i)	-11.99	+146.841
Force de frottement (Ffr)	+86.823	0
La force résultante (Fw)	+195.453	-228.699

Tableau II.27 : les résultants de calcul de la force aérodynamique résultante **Fw**, cas de vent sur le pignon (sens V1).

II.5.2. cas de direction du vent vers long pan (V2) :

II.5.2.1. détermination de la force extérieure Fw,e :

$F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{réf}$; $C_d=1$; Avec $W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$;

- Calcul de la pression extérieure We :

ZONE	qp (ze) [N/m²]	Cpe	We [KN/m²]
D	682.875	+0.8	+0.546
E	682.875	-0.3	-0.204
F	714.375	-1.552	-1.1087
G	714.375	-1.126	-0.804
H	714.375	-0.544	-0.388
I	714.375	-0.563	-0.402
j	714.375	0.1448	+0.103

Tableau II.28 : les résultants de calcul de pression extérieure We, correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens V2).

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

Elément	ZONE	Cd	We [KN/m ²]	Aréf [m ²]	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ [KN]	Composantes verticales de $F_{w,e}$ [KN]
Parois .V	D	1	+0.546	720	+393.12	0
Parois .V	E	1	-0.204	720	-146.88	0
Toiture	F	1	-1.1087	18.632	0	-167.537
Toiture	G	1	-0.804	126.535	0	-101.734
Toiture	H	1	-0.388	661.2	0	-256.545
Toiture	I	1	-0.402	661.2	0	-265.802
Toiture	j	1	+0.103	163.8	0	+16.874
$F_{w,e}$(résultante) [KN]					+246.24	-774.744

Tableau II.29 : les résultants de calcul de force extérieure F_{we} , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens V2).

II.5.2.2. détermination de la force intérieure $F_{w,i}$:

$F_{w,i} = \sum Wi \times Aréf ; ;$ Avec $Wi = q_p(z_i) \times C_{pi}$;

- Calcul de la pression intérieure Wi :

ZONE	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	Cpi	Wi [KN/m ²]
D	682.875	-0.4	-0.273
E	682.875	0.35	+0.239
F	714.375	0.35	+0.250
G	714.375	0.35	+0.250
H	714.375	0.35	+0.250
I	714.375	0.35	+0.250
J	714.375	0.35	+0.250

Tableau II.30 : les résultants de calcul de pression intérieure Wi , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens V2).

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

Elément	ZONE	Wi [KN/m ²]	A _{réf} [m ²]	Composantes horizontales de F _{w,e} [KN]	Composantes verticales de F _{w,e} [KN]
Parois .V	D	-0.273	720	-196.56	0
Parois .V	E	+0.239	720	+172.08	0
Toiture	F	+0.250	18.632	0	+3.658
Toiture	G	+0.250	126.535	0	+31.633
Toiture	H	+0.250	661.2	0	+165.3
Toiture	I	+0.250	661.2	0	+165.3
Toiture	J	+0.250	163.8	0	+40.95
F _{w,i} (résultante) [KN]				-24.48	+406.841

Tableau II.31 : les résultants de calcul de force intérieure F_{wi}, correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens V2).

II.5.2.3. détermination de la force de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être **négligés**. Lorsque l’aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l’aire totales de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au sous le vent).
(Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 3.6.3).

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

Calcul des surfaces parallèles au vent :

Les surfaces des deux pignons :

$$= [(12*27.5) + (1.65*13.75)]*2 = 705.375 \text{ m}^2.$$

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

$$= [(\frac{1.65}{\sin 6.842}) * 2 * 60] = (13.85 * 2 * 60) = 1662 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow \text{Total des surfaces parallèle au vent} = 705.375 + 1662 = 2367.375 \text{ m}^2.$$

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

Les surfaces des deux longs pans :

$$= [(12*60)] * 2 = 1440 \text{ m}^2.$$

❖ Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L’aire total des surfaces parallèle au vent ≤ 4 × (l’aire totale des surfaces perpendiculaire au vent)

$$2367.375 \text{ m}^2 \leq 4 * 1440 = 5760 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifier.}$$

⇒ Donc on doit négliger l’effet de frottement cas de vent perpendiculaire au long pan.

✧ Calcul de Fw :

La force résultante Fw agissant sur une construction, égale à la sommation vectorielle des forces Fw,e ; Fw,i et Ffr respectivement données par :

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

Force	Composantes horizontales [KN]	Composantes verticales [KN]
Forces extérieure (Fw,e)	+246.24	-774.744
Forces intérieure (Fw,i)	-24.48	+406.841
Force de frottement (Ffr)	0	0
La force résultante (Fw)	+221.76	-367.903

Tableau II.32 : les résultants de calcul de la force aérodynamique résultante **Fw**, cas la direction de vent sur le long pan (sens V2).

II.6. ÉTUDE A LA NEIGE :

II.6.1. But :

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

II.6.2. Domaine d'application :

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

II.6.3. La charge de la neige sur le sol (Sk) :

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

Dans notre cas :

- Le projet est implanté à la commune D'Akbou de la wilaya de Bejaia qui est classé en **zone A** selon la classification de RNVA2013.
- L'altitude du projet est d'environ **300m**.

Donc : S_K est donnée par la formule suivante : (RNVA2013).

$$S_k = \frac{0.07 \cdot H + 15}{100} \quad [\text{KN/m}^2].$$

Avec :

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer :

H = 300m

✓ Application numérique :
$$S_k = \frac{(0.07 \cdot 300) + 15}{100} = 0.36 \text{KN/m}^2$$

II.6.4. Coefficient de forme de la toiture :

Il est fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le hangar a une toiture à deux versants avec une pente $\alpha = 6.84^\circ$;

$$\text{D'où } 0 \leq \alpha = 6.84^\circ \leq 30^\circ$$

On adopte pour le coefficient $\mu_1 = 0.8$. (Selon le tableau 2 et la figure 7, RNVA2013).

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \leq 60^\circ$
Coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0

Tableau II.33 : coefficient de forme – toiture à deux versants.

II.6.5. Calcul des charges de la neige sur la toiture :

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

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

✓ Application numérique :
$$S = 0.8 \times 0.36 = 0.288 \text{KN/m}^2$$

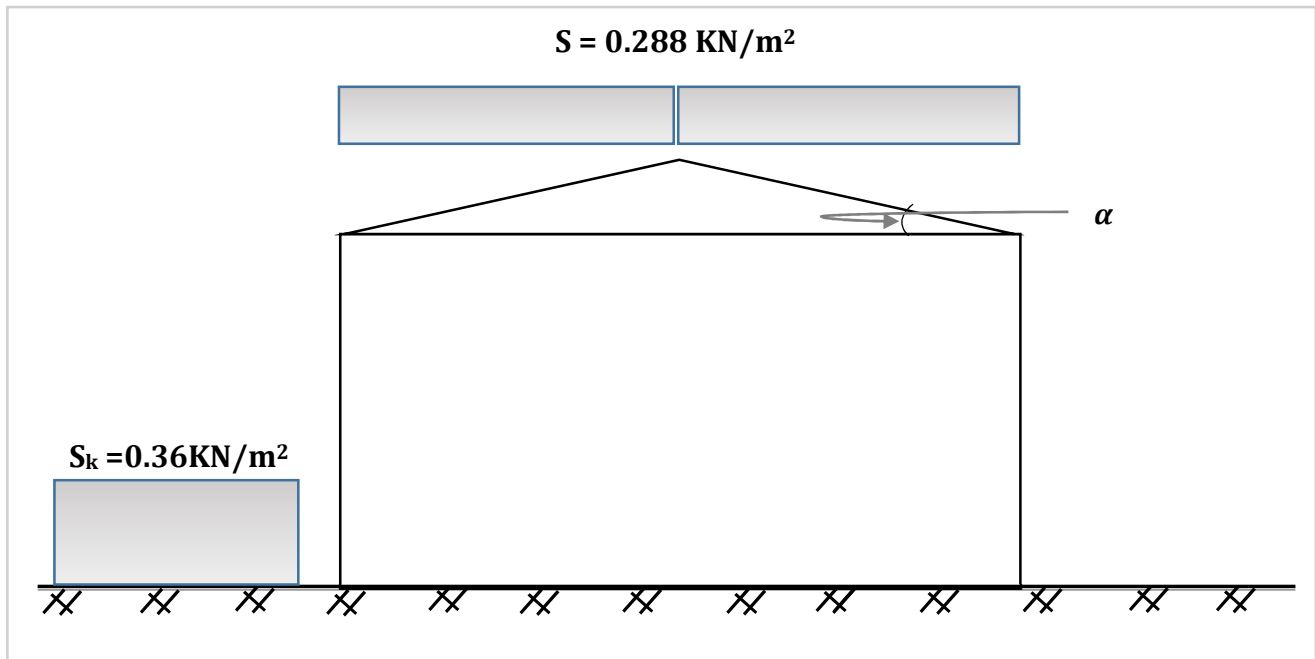


Figure II.21 : représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

CHAPITRE III :
Pré-dimensionnement
des éléments

 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III .1 Dimensionnement des panneaux de couverture et de bardage :

III .1.1.Panneau sandwich :

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

III .1.2. Panneaux couverture :

Pour choisir le panneau couverture convient à notre structure, on doit savoir la charge du vent maximale sollicitée la toiture, et nombre d'appuis de séquelle le panneau de couverture sera appuyé ainsi que l'épaisseur de la couverture.

Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à $w = -1358.741 \text{ N/m}^2$.

Suivant une fiche technique (**Annexe5**) on va choisir l'épaisseur de panneau couverture pour déterminer leur entraxe maximal et le poids propre m^2 :

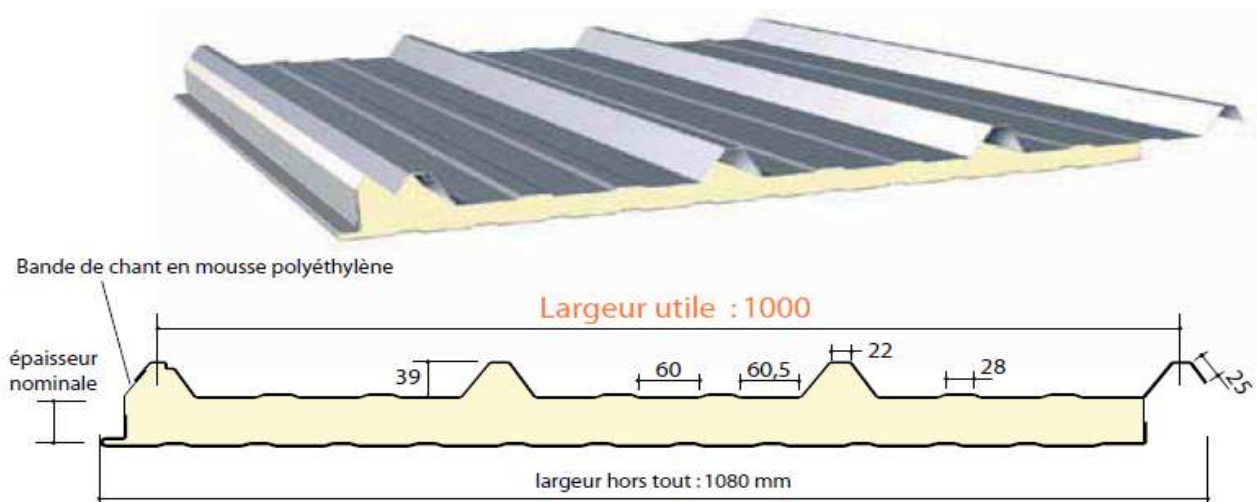


Figure III .1: détail de panneau sandwich (couverture).

III .1.2.1. Détermination de poids propre de la couverture :

D’après ce tableau ci-dessous on fait choisit un panneau de couverture de 30mm d’épaisseur ce qui donne un poids de **12.5kg/m²** (voir fiche technique Annexe5).

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 -100 - 150 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

Tableau III .1: le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.

III .1.2.2. Détermination de la portée maximale :

Dans notre cas la charge du vent maximale sur la toiture **w= -135.8741 daN/m²**(dépression)

On suppose que le panneau de couverture soit repose sur plusieurs appuis (pannes), à l’aide de tableau ci-dessus on déterminera la portée maximale entre les pannes :

2 APPUIS								3 APPUIS									
		Epaisseurs nominales de l'âme						PORTÉE (m)	Epaisseurs nominales de l'âme								
		120	100	80	60	50	40		30	30	40	50	60	80	100	120	
PRESSION							330	270	2,00								PRESSION
DEPRESSION							240	240									
PRESSION							280	260	2,25								PRESSION
DEPRESSION							220	220									
PRESSION				290	290	230	200	150	2,50	240	275						PRESSION
DEPRESSION				220	190	190	190	190			190	190					
PRESSION				260	260	215	170	140	2,75	195	225	260					PRESSION
DEPRESSION				205	170	170	170	170			170	170					
PRESSION		220	220	220	220	185	140	115	3,00	165	190	225	250	250			PRESSION
DEPRESSION		190	190	190	155	155	155	155			155	155	155	190			
PRESSION		195	195	195	195	155	120	100	3,25	140	165	190	220	220	220	220	PRESSION
DEPRESSION		175	175	175	140	140	140	140			140	140	140	140	175	175	175
PRESSION		170	170	170	170	130	100	75	3,50	120	140	165	200	200	200	200	PRESSION
DEPRESSION		160	160	160	130	130	130	130			130	130	130	130	160	160	160
PRESSION		150	150	150	150	110	85	70	3,75	105	125	145	180	180	180	180	PRESSION
DEPRESSION		150	150	150	115	115	115	115			115	115	115	115	150	150	150
PRESSION		130	130	130	130	95	70	60	4,00	90	110	125	160	160	160	160	PRESSION
DEPRESSION		140	140	140	105	105	105	105			105	105	105	105	140	140	140

Tableau III .2: les charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées.

D’après le tableau :

⇒ On prend l’entraxe entre les pannes **e=1.5m**.

III .1.3. Panneaux bardage :

Bardage vertical pour locaux de faible à forte hygrométrie
 Fixations apparentes

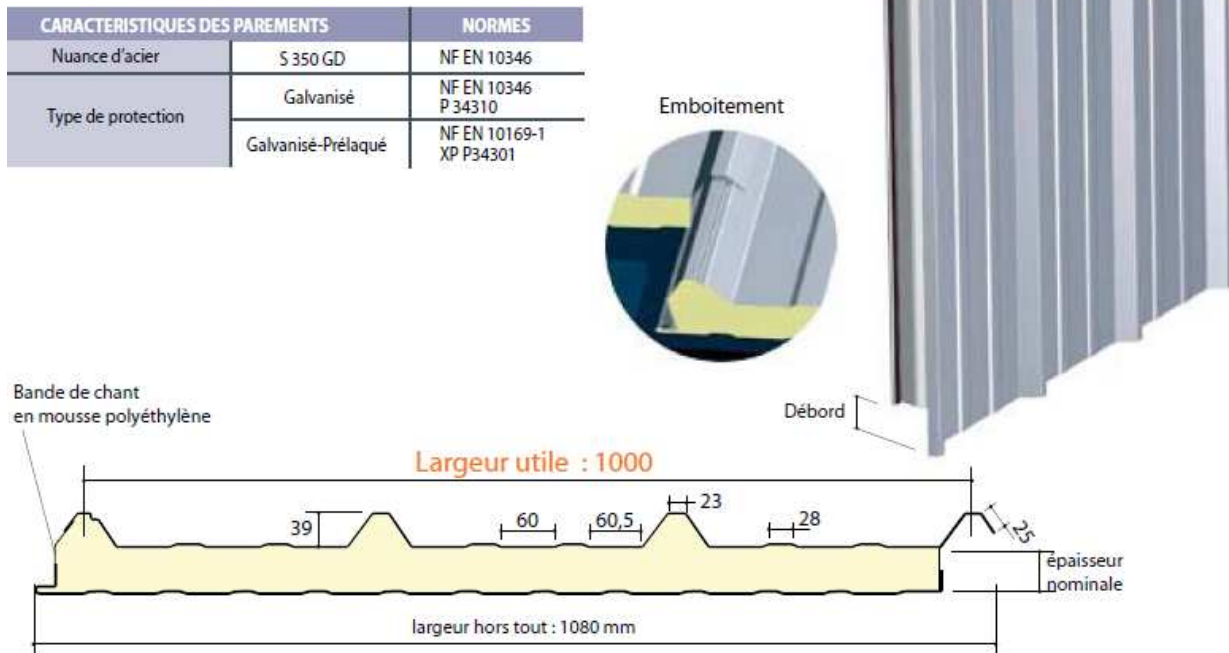


Figure III .2: détail de panneau sandwich (bardage).

III .1.3.1. Détermination de poids propre de bardage :

D'après ce tableau ci-dessous on fait choisit un panneau de bardage de 30mm d'épaisseur ce qui donne un poids de **12.5kg/m²**.

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

Tableau III .3: le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.

III .1.3.2. Détermination de la portée maximale pour le bardage:

Dans notre cas la charge du vent maximale sur les parois verticales $w = 92.188 \text{ daN/m}^2$ (une dépression).

On suppose que le panneau de bardage soit repose sur plusieurs appuis (lisses), à l'aide de tableau ci-dessous de l'Annexe5 on déterminera la portée maximale entre les lisses :

2 APPUIS							PORTÉE (m)	3 APPUIS								
Epaisseurs nominales de l'âme								Epaisseurs nominales de l'âme								
	120	100	80	60	50	40	30		30	40	50	60	80	100	120	
PRESSION					141	119	101	3,00	149							PRESSION
DEPRESSION				156	142	128	96		109	132	148					
PRESSION				142	123	103	84	3,20	130	150	160					PRESSION
DEPRESSION			151	139	124	109	84		97	119	133	148				
PRESSION			145	127	109	90	71	3,40	115	132	153	160				PRESSION
DEPRESSION	158	158	133	124	109	94	74		86	107	120	132	127			
PRESSION	148	148	131	114	97	79	60	3,60	102	117	137	157	160			PRESSION
DEPRESSION	135	135	120	111	96	81	66		78	97	108	119	121	123	123	
PRESSION	134	134	119	103	87	70	52	3,80	91	104	123	142	160	160	160	PRESSION
DEPRESSION	131	131	109	99	85	71	59		72	88	98	108	115	122	122	

Tableau III .4: Charges maximales admissibles en daN/m2 en fonction des portées d'utilisation

$w = 92.188 \text{ daN/m}^2$ Cette valeur elle est vérifiée pour une charge utile 109 daN/m^2 ce qui correspondant à entraxe maximal de **300cm** avec une épaisseur de 30mm ; cas de panneau repose sur plusieurs appuis.

⇒ On prend l'entraxe entre les lisses **e=1.2m**.

III.2 Calcul des pannes :

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

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

Dans notre structure nous utiliserons des formé à chaud en **(I)**.

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée **L=6m**, incliné d'un angle $\alpha = 6.84^\circ$ et dans l'entraxe « e » égale à **1.50m**.

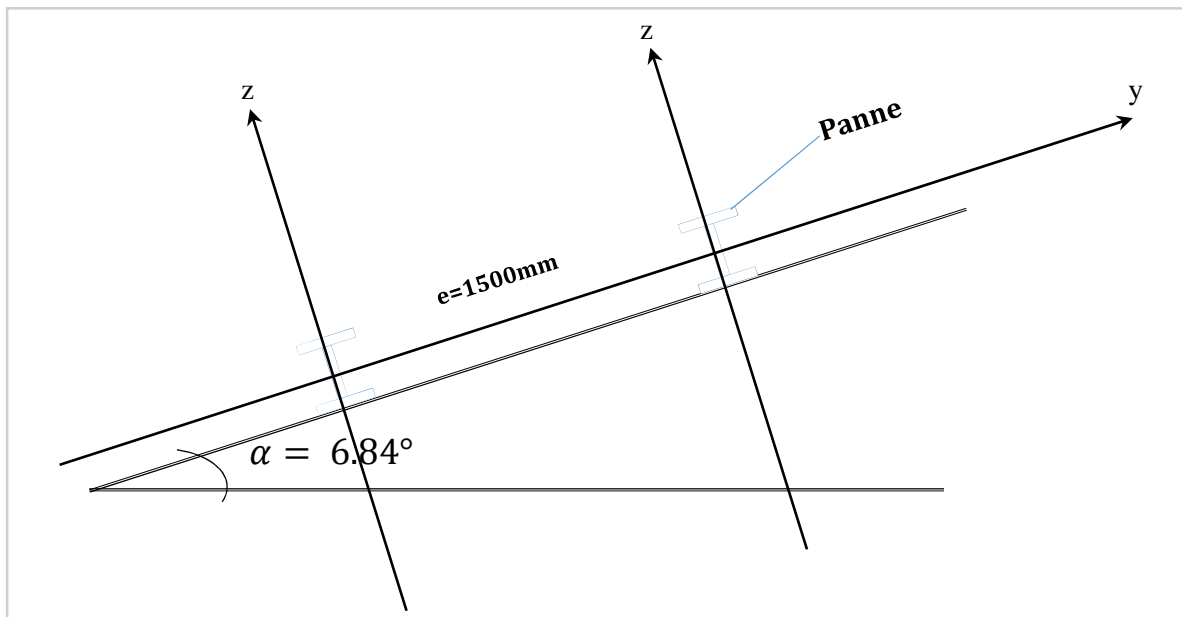


Figure III.3 : Dispositions des pannes sur la toiture avec l'entraxe *e*.

III.2.1. Détermination des sollicitations :

III.2.1.1. Evaluation des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes (G) :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....12.5Kg/m².
- Poids propre d'accessoire d'attache.....1.5Kg/m².
- Poids propre de la panne (estimé).....12Kg/ml.

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * e + P_{\text{panne}}$$

e : espacement entre les pannes (*e*= 1.5m)

$$G = (12.5 + 1.5) * 1.5 + (12) = 33 \text{ Kg/ml}$$

G = 0.33 KN/ml.

b) Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans le calcul une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à Deux charges concentrées de 100Kg chacune située à (1/3) et (2/3) de la portée de la panne. Afin de vérifier la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie équivalente (P_{eq}) qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant le moment maximal au moment maximal du aux charges ponctuelles (P).

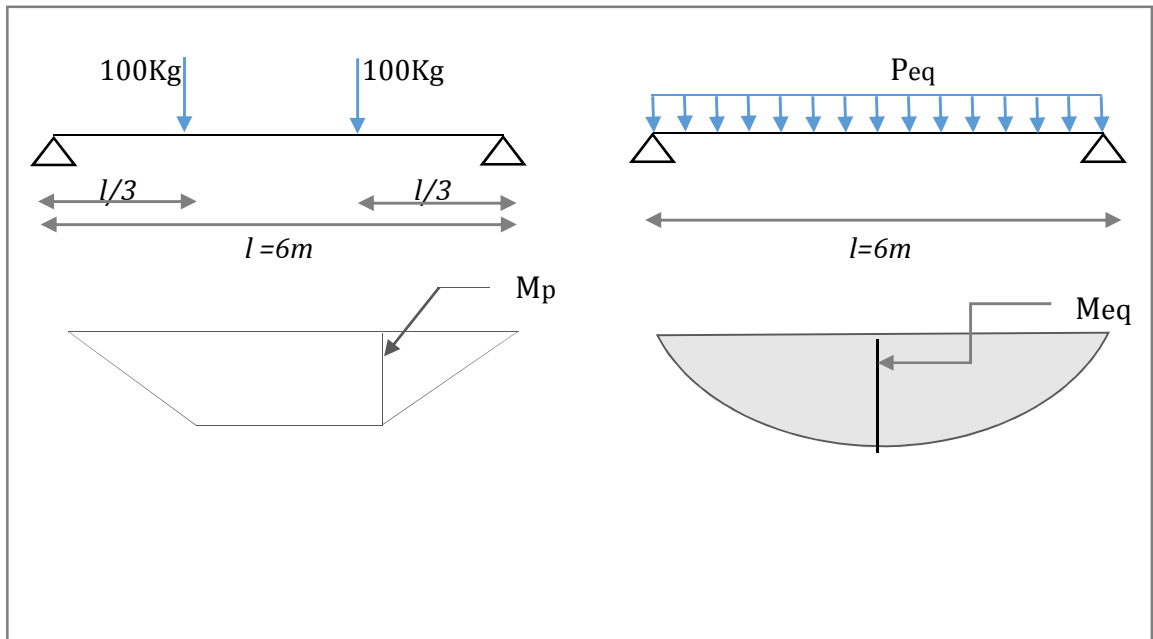


Figure III.4 : Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.

$$M_{\max} = \frac{P'l}{3} = \frac{P.l^2}{8} \Rightarrow P = \frac{8 \times P'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{Kg / ml} \Rightarrow P_{eq} = 0,444 \text{KN/ml.}$$

c) Surcharges climatiques :

c01) Surcharge du vent (W):

La sollicitation extrême est dans le cas du vent sur long pan avec surpression intérieure

Cpi = +0.35 zone (F) :

$$W = -1.358 \text{ KN/m}^2 ;$$

La charge linéaire du vent est égal à :

$$W = -1.358 \times 1.5 = 2.037 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{W = -2.037 \text{ KN/ml}}$$

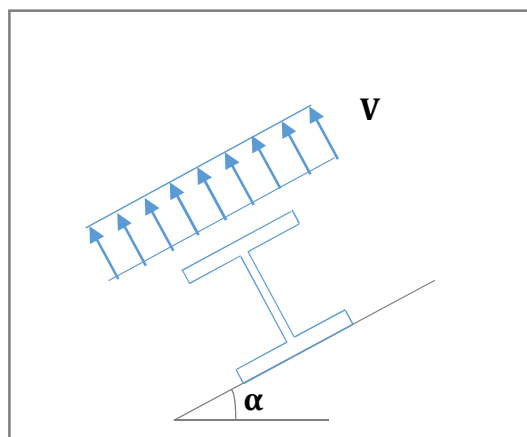


Figure III.5 : Charge du vent sur les pannes.

c02) Surcharge de la neige (S) :

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

S : charge de la neige.

$$\text{Sur la toiture : } S = 0.288 \text{ KN/m}^2$$

La charge linéaire de la neige sur la toiture est égal à :

$S = 0.288 \times 1.5 \Rightarrow S = 0.432 \text{ KN/ml.}$

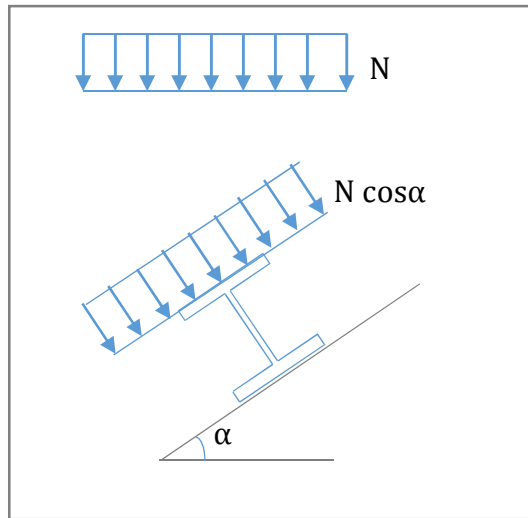


Figure III.6 : Charge de la neige sur les pannes

III.2.1.2. Les charges et surcharges appliquées :

$G = 0.33 \text{ KN/ml.}$

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

$W = -2.037 \text{ KN/ml.}$

$S = 0.432 \text{ KN/ml.}$

Décomposition des charges :

Suivant l'axe Z-Z :	Suivant l'axe Y-Y :
$G_{ZZ} = G \cos \alpha = 0.327 \text{ KN/ml.}$	$G_{YY} = G \sin \alpha = 0.039 \text{ KN/ml.}$
$Q_{ZZ} = Q \cos \alpha = 0.440 \text{ KN/ml.}$	$Q_{YY} = Q \sin \alpha = 0.052 \text{ KN/ml.}$
$W_{ZZ} = W = -2.037 \text{ KN/ml.}$	$W_{YY} = 0 \text{ KN/ml.}$
$S_{ZZ} = S \cos \alpha = 0.428 \text{ KN/ml.}$	$S_{YY} = S \sin \alpha = 0.051 \text{ KN/ml.}$

III.2.1.3. Les combinaisons d'actions :

a) L'état limite ultime (ELU) :

1^{er} cas : le vent agit seul

$q_{uz} = G_z + 1.5W_z = 0.327 + 1.5 \times (-2.037) = -2.728 \text{ KN/ml.}$

$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5W_y = 1.35 \times 0.039 + 0 = 0.052 \text{ KN/ml.}$

2^{ème} cas : la neige agit seul

$q_{uz} = 1.35 G_z + 1.5 S_z = 1.35 \times 0.327 + 1.5 \times 0.428 = 1.083 \text{ KN/ml.}$

$q_{uy} = 1.35 G_y + 1.5 S_y = 1.35 \times 0.039 + 1.5 \times 0.051 = 0.129 \text{ KN/ml.}$

3^{ème} cas : la surcharge d'entretien

$$q_{uz} = 1.35 Gz + 1.5 Qz = 1.35 \cdot 0.372 + 1.5 \cdot 0.440 = 1.101 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{uy} = 1.35 Gy + 1.5 Qy = 1.35 \cdot 0.039 + 1.5 \cdot 0.052 = 0.130 \text{ KN/ml.}$$

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 ou 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 :

$$q_{uz} = 1.25 \times (-2.728) = -3.41 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{uy} = 1.25 \times (0.130) = 0.162 \text{ KN/ml.}$$

b) L'état limite de service (ELS):

On considérera dans ce cas juste les combinaisons les plus défavorables :

$$q_{sz} = Gz + Wz = 0.327 + (-2.037) = -1.71 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{sy} = Gy + Qy = 0.039 + 0.052 = 0.091 \text{ KN/ml.}$$

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 :

$$q_{sz} = 1.25 \cdot (-1.71) = -2.137 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{sy} = 1.25 \cdot 0.091 = 0.113 \text{ KN/ml.}$$

III.2.2. Pré-dimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à flexion déviées (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- ✓ Condition de la flèche (**I'ELS**).
- ✓ Condition de la résistance (**I'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.

➤ Vérification à l'ELS :

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

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

$$f_z \leq \frac{l}{200} \text{ avec } f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 E I_y}; \text{ et } \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times 3} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 2.137 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} \Rightarrow I_y \geq 572.41 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un IPE160 avec $I_y = 869 \text{ cm}^4$; $I_z = 68.3 \text{ cm}^4$ et leur poids propre $P = 15.8 \text{ Kg/m}$.

On recalcule la condition de la flèche avec poids réel :

Le poids propre réel G devient :

$$G = (P_{\text{couverture}} + \text{Accessoire}) * e + P_{\text{panne}}$$

$$G = (12.5+1.5) * 1.5 + 15.8 = 36.8 \text{Kg/ml}$$

$$G = 0.368 \text{ KN/ml}$$

$$G_{zz} = 0.368 * \cos 6.84^\circ = 0.365 \text{ KN/ml}$$

$$G_{yy} = 0.368 * \sin 6.84^\circ = 0.043 \text{ KN/ml}$$

La combinaison les plus défavorables devinent :

A L'ELU:

$$q_{uz} = (G_z + 1.5W_z) * 1.25 = [0.365 + 1.5 * (-2.037)] * 1.25 = -3.363 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{uy} = (1.35 G_y + 1.5 Q_y) * 1.25 = [1.35 * 0.043 + 1.5 * 0.052] * 1.25 = 0.170 \text{ KN/ml.}$$

A L'ELS:

$$q_{sz} = (G_z + W_z) * 1.25 = [0.365 + (-2.037)] * 1.25 = -2.09 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{sy} = (G_y + Q_y) * 1.25 = [0.043 + 0.052] * 1.25 = 0.118 \text{ KN/ml.}$$

III.2.3 Dimensionnement des pannes :

III.2.3.1 Condition de la flèche :

a) Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f_z \leq f_{adm} = \frac{l}{200} \text{ avec } f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 E I_y}; \text{ et } \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{cm.}$$

$$\Rightarrow f_z = \frac{5 \times 2.09 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 869} \Rightarrow f_z = 1.93 \text{cm} \Rightarrow f_z = 1.93 \text{cm} \leq f_{adm} = 3 \text{cm.}$$

La condition de la flèche suivant l'axe zz elle est vérifiée.

b) Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y :

$$f_y \leq f_{adm} = \frac{l}{200} \text{ avec } f_y = \frac{5 \times q_{sy} \times l^4}{384 E I_z}; \text{ et } \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{cm.}$$

$$\Rightarrow f_y = \frac{5 \times 0.118 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 68.3} \Rightarrow f_y = 1.38 \text{cm} \Rightarrow f_y = 1.38 \text{cm} \leq f_{adm} = 3 \text{cm.}$$

La condition de la flèche suivant l'axe yy elle est vérifiée.

La flèche est vérifiée sur les deux axes alors on adopte un **IPE 160**.

Profilé	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	P (Kg/m)
IPE 160	160	82	5.0	7.4	9.0	127.2	15.8
	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
	20.1	869	6.58	124	68.3	1.84	26.1

Tableau III.5 : Caractéristiques de l'IPE 160.

III.2.3.2 Condition de la résistance (ELU) :

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

a) Vérification à la flexion déviée :

Détermination de la classe de profile :

• **Ame :**

$$d/t_w = 127.2/5 = 25.44 \leq 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

$$\text{Et : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

• **Semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{41}{7.4} = 5.54 \leq 10\varepsilon = 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1 $\Rightarrow Y_{m0} = 1$

→ Tan que la section elle est de classe 1 on utilise le calcul pastique pour la vérification vis-à-vis à la flexion déviée (bi-axiale) comme la condition suivante :

$$\left[\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right]^\beta \leq 1 \dots \dots \dots [\text{EC03 5.4.8.11(11)}]$$

Avec : $\alpha = 2$, pour les profile en I. $\beta = 5n \geq 1$, $n = \frac{N}{N_{pl}} = 0 \Rightarrow \beta = 1$ (puisque $N=0$ pas d'effort normal)

$$\text{Et : } M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} ;$$

Tel que :

Axe zz :

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{3.363 \times 6^2}{8} = 15.133 \text{ KN.m}$$

Axe yy :

$$M_{z,sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.170 \times 6^2}{8} = 0.765 \text{ KN.m}$$

et : $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y / Y_{m0}$ et pour le Y_{m0} on doit déterminer la classe du profile.

$$M_{pl,y,rd} = W_{ply} \cdot f_y / Y_{m0} = 124 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 29.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = W_{plz} \cdot f_y / Y_{m0} = 26.1 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 6.133 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)\beta = \left(\frac{15.133}{29.14}\right)^2 + \left(\frac{0.765}{6.133}\right)^1 = 0.39 < 1$$

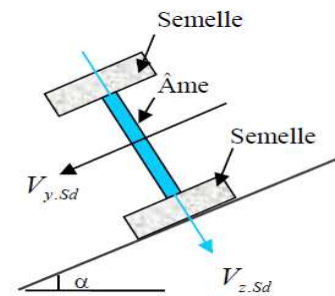
→ Donc la flexion bi-axiale est vérifiée.

b) Vérification au cisaillement :

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

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,z,rd} \text{ et } V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd}$$

- $V_{z,sd} = \frac{q_{uz} \times l}{2} = \frac{3.363 \times 6}{2} = 10.089 \text{ KN}$
- $V_{pl,z,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$
- $A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$
 $= 20.1 - (2 \times 8.2 \times 0.74) + (0.5 + 2 \times 0.9) \times 0.7 = 9.574 \text{ cm}^2.$
- $V_{pl,z,rd} = \frac{9.574 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 129.897 \text{ KN}$
- $V_{y,sd} = \frac{q_{uy} \times l}{2} = \frac{0.17 \times 6}{2} = 0.51 \text{ KN}$
- $V_{pl,y,rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$
- $A_{vy} = A - A_{vz} = 20.1 - 9.574 = 10.526 \text{ cm}^2.$
- $V_{pl,y,rd} = \frac{10.526 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 142.81 \text{ KN}$



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

Donc la résistance de la panne au cisaillement est vérifiée.

c) Vérification au déversement :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

La formule de vérification est la suivante :

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

✧ Calcul du moment ultime :

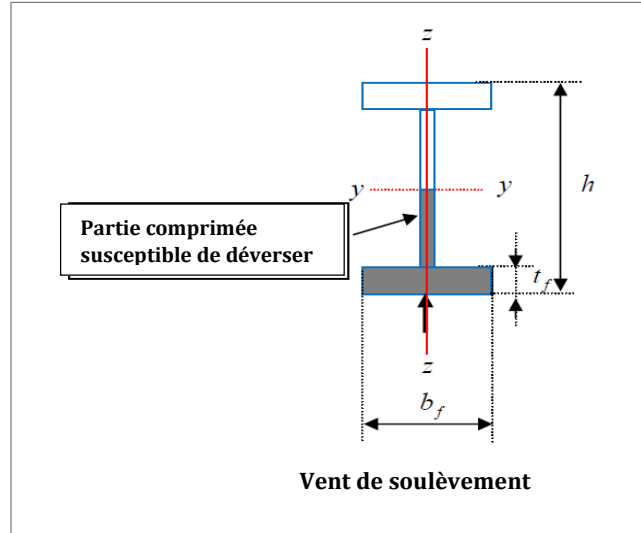
$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1.5 V \uparrow \text{ (soulèvement)}$$

$$Q_{zsd} = 3.363 \text{ KN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{3.363 \times 6^2}{8} = 15.133 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment résistant au déversement :

$$M_{b,rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} ;$$



Avec :

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{Section de classe 1}$$

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

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

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{ EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$$G = 0.4E ; I_t = 3.6 \text{ cm}^4 ; I_w = 3960 \text{ cm}^6 ; I_z = 68.3 \text{ cm}^4 \text{ (IPE600)}.$$

G : module d'élasticité transversale

E = 210000 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 EC03)

$K_w=1$ (pas d'encastrement aux extrémités) ; L = 6m

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

$C_1= 1.132$ $C_2= 0.459$ (tableau F.1.2 EC03)

L=longueur de maintien latéral =600 cm.

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = -8cm \quad \text{sous l'action du vent.} \\ \end{array} \right.$$

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

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8cm.$$

⇒

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 68.3}{(1 \times 600)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{3960}{68.3} + \frac{(1 \times 600)^2 \times 0.4 \times 3.6}{\pi^2 \times 68.3} + (0.459 \times 8.)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - 0.459 \times (-8) \right\}$$

$$\text{Donc : } M_{cr} = 12.86 \text{KN.m} \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{2914}{1286}} = 1.50$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.20 > 0.4 \quad \text{donc il ya risque de diversement}$$

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,20 \quad \longrightarrow \quad \chi_{LT} = 0.3724$$

$$M_{sdy} = 15.133 \text{KN.m}$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.3724 \times 1 \times \frac{124 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow M_{b,rd} = 9.86 \text{KN.m}$$

⇒ $M_{y,sd} > M_{b,rd}$; donc la stabilité au déversement des pannes avec IPE160 n'est pas vérifiée.

La solution :

→ Dans ce cas, pour réduire le risque de déversement des pannes on adopte des liernes pour empêcher le déversement de la semelle inférieure des pannes, (voir figure III .7) :

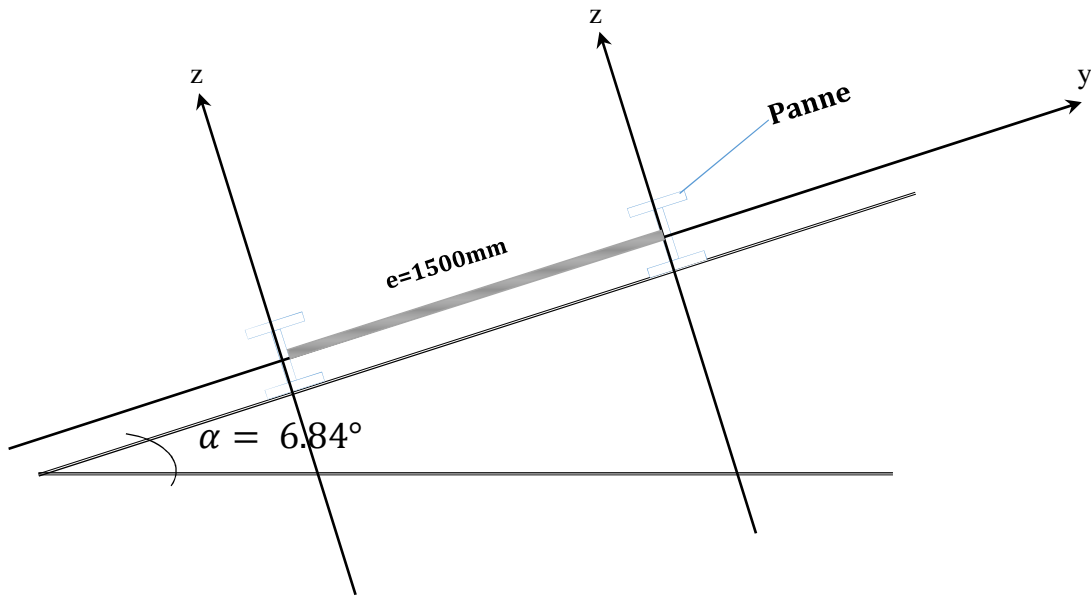


Figure III.7 : Dispositions des liernes.

→ Cette solution permet de réduire la longueur de maintien latéral de déversement (L=600/2=300cm) :

✧ Calcul de moment critique pour L=300cm :

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 68.3}{(1 \times 300)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{3960}{68.3} + \frac{(1 \times 300)^2 \times 0.4 \times 3.6_t}{\pi^2 \times 68.3} + (0.459 \times 8.)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - 0.459 \times (-8) \right\}$$

$M_{cr} = 31.296 \text{ KN.m.}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{2914}{31296}} = 0.964$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.964 > 0.4$ donc il ya risque de divergence

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.964 \longrightarrow \chi_{LT} = 0.699$$

$$M_{sdy} = 15.133 \text{KN.m}$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.699 \times 1 \times \frac{124 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow M_{b,rd} = 18.51 \text{KN.m}$$

→ La stabilité au déversement des pannes est vérifiée avec IPE 160 en tenant des liernes à mi- travée.

III.3. calcul des liernes :

Dans notre cas les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées 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.

III.3.1. Evaluation des charges :

→ Pour notre cas la combinaison de la surcharge d’entretien avec le poids propre de la panne elle est plus défavorable que la neige avec la panne.

La combinaison les plus défavorables devinent :

AL'ELU:

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5Q_y$$

$$G = [(12.5+1.5) \times 1.5] + 15.8 = 36.8 \text{Kg/ml}$$

$$G = 0.368 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.368 \sin 6.84^\circ = 0.0438 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = (1.35 \times 0.0438) + (1.5 \times 0.052) = 0.137 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 0.137 \text{ KN /ml.}$$

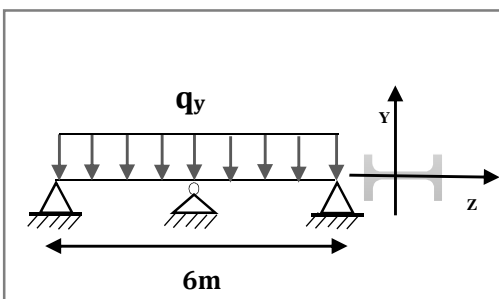


Figure III.8 : Schème statique de la panne avec lierne.

III.3.2. Dimensionnement des liernes sous l'effort de la traction

Calcul de l'effort de traction sollicité chaque liernes :

Avec **R** la réaction d'une seule lierne :

$$R = 1.25 \cdot q_{uy} \cdot \frac{l}{2} = 1.25 \cdot 0.137 \times 3 = 0.513 \text{KN}$$

T_n : la somme des réactions à mi- travée :

$$T_n = (2n-1) \cdot \frac{R}{2}$$

n : est nombre de lierne

Calcul la réaction dans la lierne L8

$$T_8 = (2 \times 8 - 1) \cdot \frac{0.513}{2} = 3.847 \text{ KN}$$

L'effort max dans les bretelles :

$$2 \cdot T_9 \cdot \sin\theta = T_8 = 3.847 \text{KN}$$

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \left(\frac{1.5}{6/2} \right) = 26.56^\circ$$

$$T_9 = \frac{3.847}{2 \sin 26.56} = 4.30 \text{KN}$$

Calcul de la section de lierne

Le tronçon le plus sollicité est L9 :

$$A = \frac{T_{max}}{f_y} = \frac{4.30}{23.5} = 18.30 \text{mm}^2$$

$$\text{Et : } \varnothing = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \sqrt{4 \times \frac{16.68}{\pi}} = 4.82 \text{mm}$$

Donc on adopta des ronds avec $\varnothing = 10 \text{mm}$

III.4. Calcul de l'échantignolle :

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

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

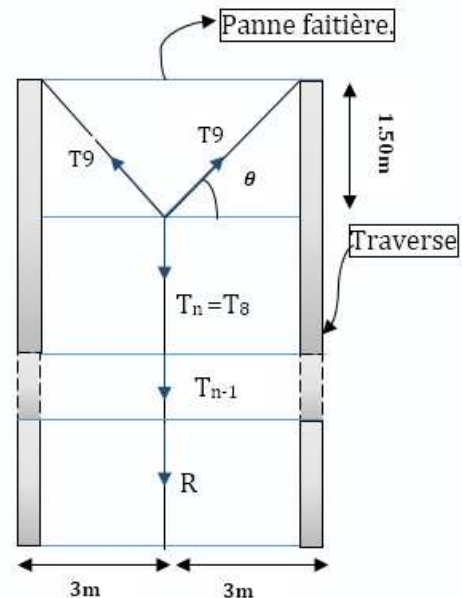


Figure III.9 : les liernes de toiture

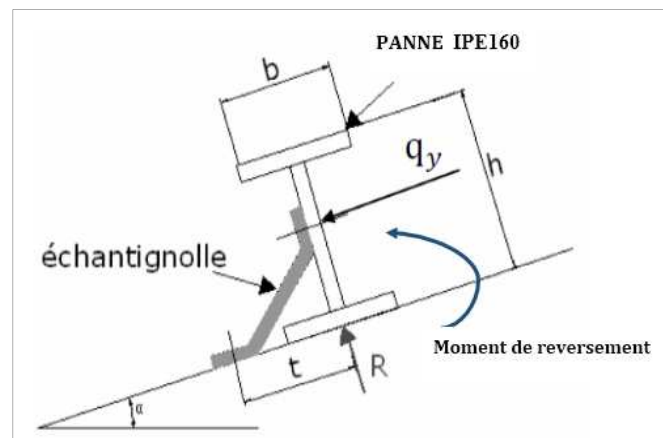


Figure III.10 : échantignolle.

L'excentrement t est limité par la condition suivante :

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

Pour un IPE160 :

$b = 8.2\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$;

$4.1\text{cm} \leq t \leq 12.3\text{cm}$, On adopte $t = 9\text{cm}$

Sous la combinaison $Gz + 1.5Wz$ (soulèvement du vent) :

$$q_{uz} = (Gz + 1.5Wz) = [0.365 + 1.5 \times (-2.037)] = -2.690 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{uy} = (1.35Gy + 1.5Wz) = (1.35 \times 0.043 + 1.5 \times 0) = 0.058 \text{ KN/ml.}$$

III.4.1. Calcul de réaction :

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).

$$R = \times q_{uz} \times l = (3.362) \times 6 \Rightarrow R = 20.172 \text{ KN}$$

III.4.2 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_{pliage} .

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

$$M_r = (R \times t) + q_y \times \left(\frac{h}{2}\right) = (20.172 \times 9) + 0.058 \times \left(\frac{16}{2}\right) \Rightarrow M_r = 182.012 \text{ KN.cm}$$

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.

Avec le calcul élastique on aura :

$$M_{\text{pliage}} = \frac{w_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_r ;$$

$$w_{ely} \geq \frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{227.515 \times 1}{23.5} = 7.74 \text{ cm}^4$$

III.4.3. Epaisseur de l'échantignolle :

Pour une section rectangulaire : $w_{ely} = \left(\frac{b \times e^2}{6}\right)$;

→ La largeur de l'échantignolle « b » est calculée après avoir dimensionné la traverse.

On prend $b = 20\text{cm}$

$$w_{ely} = \left(\frac{20 \times e^2}{6}\right) \Rightarrow e = \sqrt{\frac{w_{ely} \times 6}{20}} = \sqrt{\frac{7.74 \times 6}{20}} = 1.52 \text{ cm.}$$

→ On adopte une échantignolle de 16 mm d'épaisseur.

On voit bien que l'épaisseur de l'échantignolle elle est importante, dans la pratique est préférable d'utiliser une épaisseur moins que 16mm pour faciliter le pliage de la tôle de l'échantignolle à froid. La solution est de mettre un raidisseur pour renforcer l'échantignolle et diminuer leur épaisseur jusqu'à 10mm.

III.5. Lisses de bardages :

Les lisses sont des éléments en profilé laminé qui sont formées de poutrelles en U, ils sont disposés horizontalement, ils portent sur le poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires, ils sont destinés à reprendre les efforts du vent sur les bardages et ils sont calculés pour pouvoir résister au poids de la couverture, leur poids propre et les surcharges climatiques.

III.5.1.Lisse de bardage de long pan

III.5.1.1.Evaluation des charges :

a) Charges permanentes :

Poids propre de bardage (panneaux sandwichs).....12.5Kg/m².

Poids propre d'accessoire d'attache.....3Kg/m².

Poids propre de l'UPE (estimé).....14.5Kg/ml.

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * e + P_{\text{lisse}}$$

e : espacement entre les lisses (e= 1.2m)

$$G = (12.5 + 3) * 1.2 + (14.5) = 33.1 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.331 \text{ KN/m}$$

b) Charge due au vent maximale sur les parois verticales W (dépression interne) :

$$W = -81.94 \times 1.2 = -98.328 \text{ daN/ml.}$$

Les lisses de long pan sont appuyées sur deux poteaux de 6m de portée, soumises à la flexion bi axiale

❖ **L'état limite ultime (ELU) :**

Sur l'axe z-z : $q_{uz} = 1.5 \times 98.328 * 10^{-2} = 1.474 \text{ KN/ml.}$

Sur l'axe y-y : $q_{uy} = 1.35 \times 33.1 * 10^{-2} = 0.446 \text{ KN/ml.}$

❖ **L'état limite service (ELS) :**

Sur l'axe z-z : $q_{sz} = 98.328 * 10^{-2} = 0.983 \text{ KN/ml.}$

Sur l'axe y-y : $q_{sy} = 33.1 * 10^{-2} = 0.331 \text{ KN/ml}$

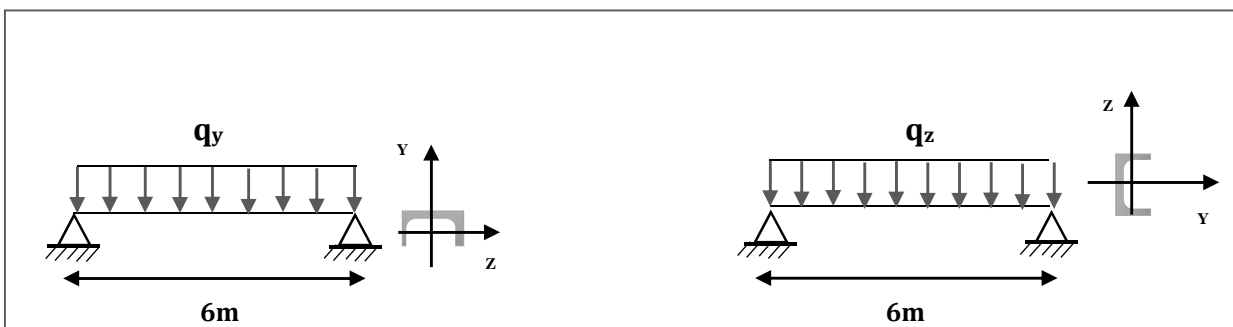


Figure III .11: la répartition des charges sur les lisses de long pan.

III.5.1.2. Condition de la flèche :

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

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

$$f_z \leq \frac{l}{200} \text{ avec } f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 E I_y}; \text{ et } \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times 3} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 0.983 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} \Rightarrow I_y \geq 263.3 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils des UPE on adopte UPE120 avec $I_y = 364 \text{ cm}^4$

Et leur poids propre /ml = 12.1 daN

$$G = (12.5 + 3) \times 1.2 + (12.1) = 30.7 \text{ Kg/ml}$$

$$q_{sy} = 0.307 \text{ KN/ml.}$$

Vérification de la condition de la flèche :

a) Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 0.983 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 364} = 2.17 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

b) Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 E I_z} = \frac{5 \times 0.307 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 55.5} = 4.44 \text{ cm} > f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

La condition de flèche n'est pas vérifiée suivant /yy

On utilise les suspentes à mi-travée de la lisse pour réduire la flèche.

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 E I_z} = \frac{5 \times 0.307 \times 10^{-2} \times \left(\frac{600}{2}\right)^4}{384 \times 21000 \times 55.5} = 0.277 \text{ cm} \ll f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

La flèche elle est vérifiée suivant l'axe yy.

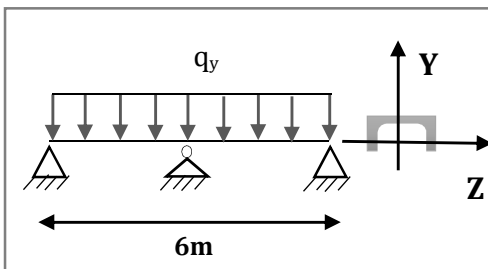


Figure III .12 : Schéma statique de la lisse avec suspente.

III.5.1.3. Condition de la résistance (ELU) :

$$\text{Sur l'axe z-z : } q_{uz} = 1.5W = 1.5 \times 0.983 = 1.474 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Sur l'axe y-y : } q_{uy} = 1.35G = 1.35 \times 0.307 = 0.414 \text{ KN/ml.}$$

a) Vérification de la résistance (ELU) :

Sur l'axe z-z :

$$M_{y, sd} = \frac{q_z^u \times l^2}{8} = \frac{1.474 \times 6^2}{8} = 6.633 \text{ KN/m}$$

Sur l'axe y-y :

$$M_{z,sd} = \frac{q^u \cdot y \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{0.414 \times 3^2}{8} = 0.465 \text{ KN/m}$$

Et pour déterminer Y_{M0} on doit déterminer la classe du profile.

b) Détermination de la classe des profilés :

Ame : $\frac{d}{t_w} = \frac{80}{5} = 16 \leq 72\varepsilon = 72;$

\Rightarrow Ame de classe 1

Semelle : $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{30}{8} = 3.75 \leq 10\varepsilon = 10$

\Rightarrow Semelle de classe 1

Avec $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$

Donc la section est de classe 1

$\Rightarrow Y_{M0} = 1$

$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{70.3 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 16.52 \text{ KN.m}$

$M_{pl,z,rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{25.3 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 5.945 \text{ KN.m}$

Et la condition sera : $(\frac{M_y}{M_{pl,y}})^\alpha + (\frac{M_z}{M_{pl,z}})^\beta ;$

$(\frac{6.625}{16.52})^2 + (\frac{0.465}{5.945})^1 = 0.24 < 1$

\Rightarrow La flexion bi axiale est vérifié

c) Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante[CCM97]

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

$V_{z,sd} = \frac{q_z^u \cdot l}{2} = \frac{1.474 \times 6}{2} = 4.422 \text{ KN}$

$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$ et $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f = 15.4 - 2 \cdot (6 \cdot 0.8) + (0.5 + 1.2) \cdot 0.8$
 $\Rightarrow A_v = 4.44 \text{ cm}^2$

$V_{pl,rd} = 4.44 \cdot \frac{23.5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 60.24 \text{ KN}$

D'où :

$V_{z,sd} = 4.422 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 60.24 \text{ KN}$

Donc la résistance des lisses (UPE120) au cisaillement est vérifiée.

d) Vérification au déversement :

La formule de vérification est la suivante :

$M_{y,sd} \leq M_{b,rd} ;$

✧ Calcul du moment sollicité :

$$M_{y,sd} = \frac{q_z^u \times l^2}{8} = \frac{1.474 \times 6^2}{8} = 6.633 \text{ KN/m}$$

✧ Calcul du moment résistant au déversement :

$$M_{b,rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} ;$$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ Section de classe 1

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

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

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$G = 0.4E$; $I_t = 2.9 \text{ cm}^4$; $I_w = 1120 \text{ cm}^6$. $I_z = 55.5 \text{ cm}^4$ (correspondant UPE160)

G : module d'élasticité transversale

$E = 210000 \text{ MPA}$: 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 EC03)

$K_w=1$ (pas d'encastrement aux extrémités) ; $L = 6\text{m}$

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

$C_1 = 1.132$ $C_2 = 0.459$ (tableau F.1.2 EC03)

L = longueur de maintien latéral = 600 cm.

$Z_g = Z_a - Z_s$

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

$Z_a = -6\text{cm}$ sous l'action du vent

$Z_s = 0$

$Z_j = 0$

$Z_g = Z_a - Z_s = -6\text{cm}$.

\Rightarrow

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 55.5}{(1 \times 600)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{1120}{55.5} + \frac{(1 \times 600)^2 \times 0.4 \times 2.9}{\pi^2 \times 55.5} + (0.459 \times 6)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - 0.459 \times (-6) \right\}$$

Donc : $M_{cr} = 11.15 \text{KN.m}$ $\Rightarrow \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{1652}{1019}} = 1.20$

$\lambda_{LT} = 1.20 > 0.4$ donc il ya risque de diversement

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe(a) $\rightarrow \chi_{LT} \cong 0.53$

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

$M_{sdy} = 6.633 \text{KN.m}$

$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.53 \times 1 \times \frac{70.3 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow M_{b,rd} = 7.95 \text{KN}$

$\Rightarrow M_{y,sd} = 6.633 \text{KN.m} < M_{b,rd}$; donc la condition au déversement est vérifiée avec UPE120.

III.5.1.4. dimensionnement des suspentes :

Soit q_{vu} la charge verticale ultime (pondérée) due au poids propre/ml de l'UPE120 et du bardage, telle que :

$q_{vu} = 1.35 \cdot q_{sy} = 1.35 \cdot [(12.5 + 3) \cdot 1.2 + (12.1)] \cdot 10^{-2} = 0.414 \text{KN/ml}$.

R est la réaction à mi- travée d'une seule suspente.

Soit T_n est la somme des réactions à mi- travée des suspentes.

Soit T_h l'effort interne normal de traction dans la suspente attachée à la haute de poteau (voir la figure III .14)

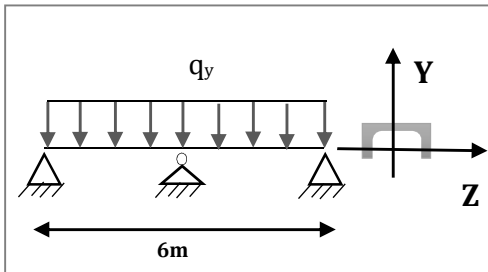


Figure III .13 : Schéma statique de la lisse avec suspente

Calcul de R :

$R = R_i = 1.25 \cdot q_{uy} \cdot \left(\frac{l}{2}\right) = 1.25 \cdot 0.414 \cdot 6/2 = 1.552 \text{KN}$

Calcul de T_n :

$T_n = R_8 = (2n-1) \cdot \frac{R}{2} = (2 \times 8 - 1) \cdot \frac{1.552}{2} = 11.64 \text{KN}$

Calcl de T_h :

$2T_h \cdot \sin\theta = T_n$

Avec $\theta = \arctg\left(\frac{1.2}{6/2}\right) = 21.80^\circ$

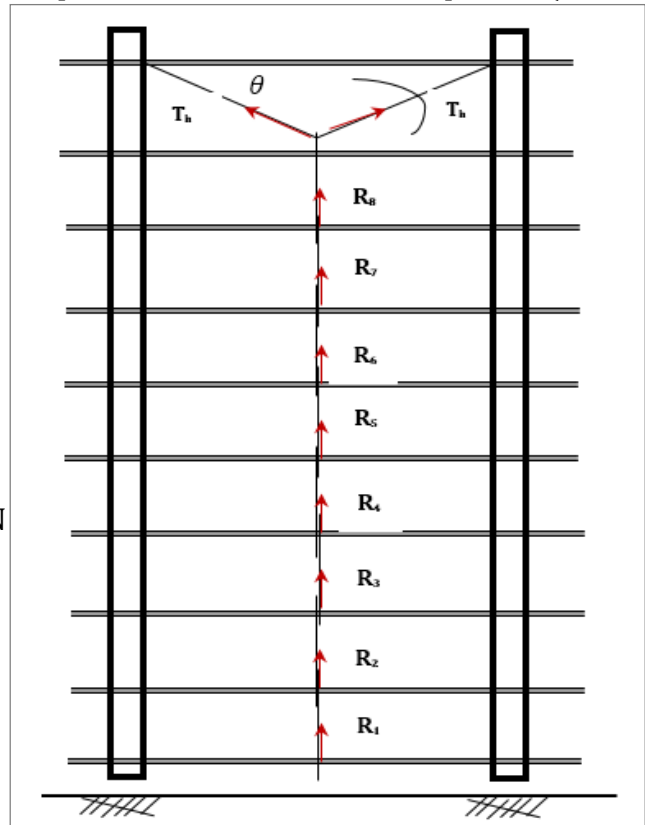


Figure III .14: les suspentes.

$$\Rightarrow T_h = T_n/2 \cdot \sin \theta$$

$$= 11.64/2 \sin(21.80) = 15.67 \text{ KN}$$

Calcul la section de la suspente :

L'effort maximum se trouve dans la bretelle :

$$T_{\max} = T_h \leq A \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

$$A \geq \frac{T_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{15.67 \times 1 \times 10^3}{235} = 66.68 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 66.68}{\pi}} \rightarrow \phi \geq 9.21 \text{ mm}$$

On optera donc pour une tige de $\phi = 10 \text{ mm}$

dont $A = 78.5 \text{ mm}^2$

Les caractéristiques de l'UPE 120 :

G(kg)	h(cm)	b(cm)	tw(cm)	tf(cm)	r(cm)	A(cm ²)	d(cm)
12.1	12	6	0.5	0.8	1.2	15.4	8
I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)
364	60.6	70.3	55.5	13.8	25.3	2.9	1200

Tableau III.6 : Caractéristiques de l'UPE 120.

III.5.2. dimensionnement des lisses de pignon

III.5.2.1. Evaluation des charges :

a) Charges permanentes :

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs).....12.5Kg/m².
- Poids propre d'accessoire d'attache.....3Kg/m².
- Poids propre de lisse(estimé).....14.5Kg/ml.

Les lisses de pignon les plus sollicités sont appuyées sur un poteau et un potelet espace entre eux est de 7.62m, elles sont soumises à la flexion bi axiale(voir la figure III.16).

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \cdot e + P_{\text{lisse}}$$

e : espacement entre les lisses (e= 1.2m)

$$G = (12.5 + 3) \cdot 1.2 + (14.5) = 33.1 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.331 \text{ KN/m}$$

b) Charge due au vent maximal sur le pignon W :

$$W = -85.359 \times 1.2 = -102.43 \text{ daN/m.}$$

✧ **L'état limite ultime (ELU) :**

Sur l'axe z-z : $q_{uz} = 1.5 \cdot w = 1.5 \times 102.43 \cdot 10^{-2} = -1.536 \text{ KN/ml}$.

Sur l'axe y-y : $q_{uy} = 1.35 \cdot G = 1.35 \times 33.1 \cdot 10^{-2} = 0.446 \text{ KN/ml}$

❖ **L'état limite service (ELS) :**

Sur l'axe z-z : $q_{sz} = w = -102.43 \cdot 10^{-2} = -1.024 \text{ KN/ml}$.

Sur l'axe y-y : $q_{sy} = G = 32.30 \cdot 10^{-2} = 0.331 \text{ KN/ml}$.

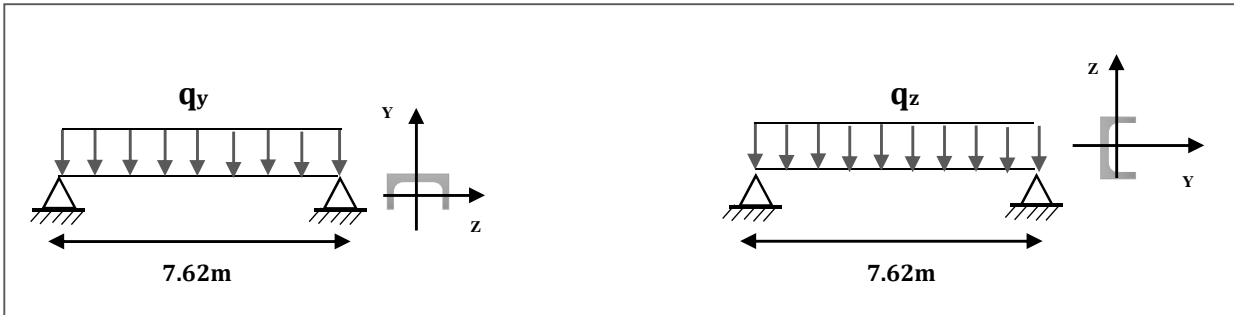


Figure III.15 : la répartition des charges sur les lisses de pignon.

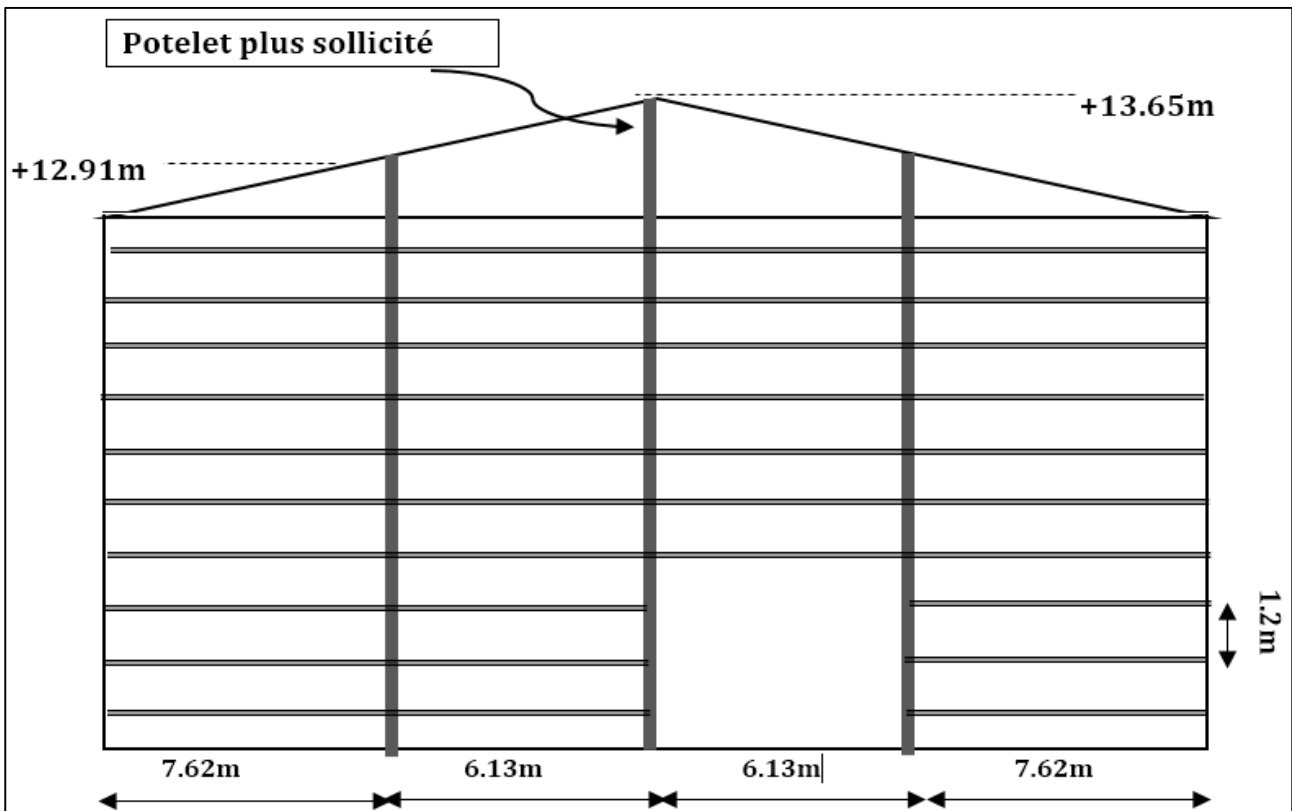


Figure III.16 : Disposition des potelets et les lisses sur le pignon.

III.5.2.2. Condition de la flèche :

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

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

$$f_z \leq \frac{l}{200} \text{ avec } f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 E I_y}; \text{ et } \frac{l}{200} = \frac{762}{200} = 3.81 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times 3} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1.024 \times 10^{-2} \times 762^4}{384 \times 21000 \times 3.81} \Rightarrow I_y \geq 561.84 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils des UPE on adopte un UPE180 avec $I_y = 1350 \text{ cm}^4$

et leur poids propre /ml = 19.7kg/ml alors :

$$G = (12.5 + 3) \times 1.2 + (19.7) = 38.3 \text{ Kg/ml}$$

$$q_{sy} = 0.383 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{sz} = 1.024 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{uy} = 1.35q_{sy} = 0.517 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{uz} = 1.5 \times q_{sz} = 1.536 \text{ KN/ml.}$$

Vérification de la flèche pour l'UPE180 avec $L=762 \text{ cm}$:

a) Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 1.024 \times 10^{-2} \times 762^4}{384 \times 21000 \times 1350} = 1.58 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{762}{200} = 3.81 \text{ cm}$$

La flèche selon l'axe zz elle est vérifiée.

b) Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 E I_z} = \frac{5 \times 0.383 \times 10^{-2} \times 762^4}{384 \times 21000 \times 144} = 5.56 \text{ cm} > f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{762}{200} = 3.81 \text{ cm}$$

La condition de flèche est non vérifiée suivant l'axe yy.

On utilise les suspentes à mi-travée de la lisse pour réduire la flèche.

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 E I_z} = \frac{5 \times 0.383 \times 10^{-2} \times \left(\frac{762}{2}\right)^4}{384 \times 21000 \times 144} = 0.347 \text{ cm} \ll f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{762/2}{200} = 1.9 \text{ cm}$$

II.5.2.3. Condition de la résistance (ELU) :

Sur l'axe z-z : $q_{uz} = 1.5 \times w = 1.5 \times 102.43 = -153.64 \text{ daN/ml.}$

Sur l'axe y-y : $q_{uy} = 1.35 \times G = 1.35 \times 38.3 = 51.70 \text{ daN/ml.}$

a) Vérification de la résistance (ELU) :

Sur l'axe z-z :

$$M_{y, sd} = \frac{q_{z \times l}^u}{8} = \frac{1.536 \times 7.62^2}{8} = 11.14 \text{ KN/m}$$

Sur l'axe y-y :

$$M_{z, sd} = \frac{q_{y \times l}^u}{8} = \frac{0.517 \times 7.62^2}{8} = 3.75 \text{ KN/m}$$

Détermination de la classe des profilés :

$$\text{Ame} : \frac{d}{t_w} = \frac{135}{5} = 27 \leq 72\varepsilon = 72;$$

⇒ Ame de classe 1

$$\text{Semelle} : \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{37.5}{12} = 3.125 \leq 10\varepsilon = 10$$

⇒ Semelle de classe 1

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

Donc la section est de classe 1

Le profilé est de classe 1 donc $\gamma_{M0}=1$.

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{173 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 40.655 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{52.3 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 12.29 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \Rightarrow \left(\frac{11.14}{40.65}\right)^2 + \left(\frac{3.75}{12.29}\right)^1 = 0.38 < 1$$

⇒ Condition de flexion bi axiale elle est vérifiée pour les lisses de pignon.

b) Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante[CCM97]

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

$$V_{z,sd} = \frac{q_{zl}^u}{2} = \frac{1.536 \times 7.62}{2} = 5.85 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \quad \text{et} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f = 25.1 - 2 \cdot (7.5 \cdot 1.2) + (0.55 + 1.2) \cdot 1.2$$

$$\Rightarrow A_v = 5 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 5 \cdot \frac{23.5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 67.83 \text{ KN}$$

D'où :

$$V_{z,sd} = 5.85 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 67.83 \text{ KN}$$

Donc la résistance des lisses (UPE180) au cisaillement est vérifiée.

c) Vérification au déversement :

La formule de vérification est la suivante : $M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$;

✧ Calcul du moment sollicité :

$$M_{y,sd} = \frac{q_{zl}^u}{8} = \frac{1.536 \times 7.62^2}{8} = 11.14 \text{ KN/m}$$

✧ Calcul du moment résistant au déversement :

$$M_{b,rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} ;$$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ Section de classe 1

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

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

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

✧ Calcul de moment critique :

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

Pour L=630cm de UPE180 avec :

$c_1=1.132$; $E=210000\text{Mpa}$; $K=K_w=1$; $I_w=6810\text{cm}^6$; $I_t=6.99\text{cm}^4$

$I_z=144\text{cm}^4$; $G=0.4 \cdot E$; $C_2=0.459$; $Z_g=-h/2=-9\text{cm}$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 144}{(1 \times 630)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{6810}{144} + \frac{(1 \times 630)^2 \times 0.4 \times 6.99}{\pi^2 \times 144} + (0.459 \times 9)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - 0.459 \times (-9) \right\}$$

→ $M_{cr}=28.24 \text{ KN.m}$

Et $M_{ply} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{173 \times 23.5}{1} = 40.65 \text{ KN.m} \rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{4065}{2824}} = 1.2$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; → Courbe(a) → $\chi_{LT} = 0.53$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.53 \times 1 \times \frac{173 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow M_{b,rd} = 19.58 \text{ KN}$$

⇒ $M_{y,sd} = 11.14 \text{ KN.m} < M_{b,rd}$; donc la stabilité au déversement est vérifiée avec UPE180.

⇒ Toutes les conditions de la stabilité d'UPE180 elles sont vérifiées, alors on adopta l'UPE180 comme une lisse de pignon.

Les prospérités de l'UPE 180 :

G(kg)	h(cm)	b(cm)	tw(cm)	tf(cm)	r(cm)	A(cm ²)	d(cm)
19.7	18	7.5	0.55	1.2	1.2	25.1	13.5
I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{p_lz} (cm ³)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)
1350	150	173	144	28.6	52.3	6.99	6810

Tableau III.7 : Caractéristiques de l'UPE 180.

III.5.2.4. dimensionnement des suspentes :

Soit q_{vu} la charge verticale ultime (pondérée) due au poids propre/ml de l'UPE180 et du bardage, telle que :

$$q_{vu}=0.517\text{KN/ml.}$$

R est la réaction à mi- travée d'une seule suspente.

Soit T_n est la somme des réactions à mi- travée des suspentes.

Soit T_h l'effort interne normal de traction dans la suspente attachée à la haute de poteau (voir la figure III .18)

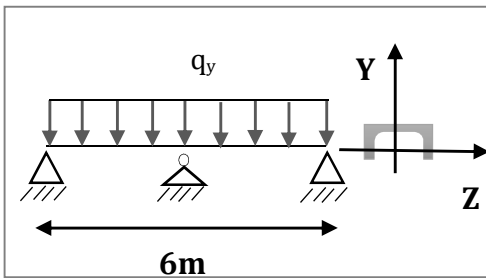


Figure III .17 : Schéma statique de la lisse avec suspente

Calcul de R :

$$R=R_i= 1.25 \cdot q_{uy} \cdot \left(\frac{l}{2}\right) = 1.25 \cdot 0.517 \cdot 7.62 / 2 = 2.46\text{KN}$$

Calcul de T_n :

$$T_n=R_i= R_9 = (2n-1) \cdot \frac{R}{2} = (2 \times 9 - 1) \cdot \frac{2.46}{2} = 19.68\text{KN}$$

Calcl de T_h :

$$2T_h \cdot \sin\theta = T_n$$

$$\text{Avec } \theta = \arctg\left(\frac{1.2}{6/2}\right) = 21.80^\circ$$

$$\Rightarrow T_h = T_n / 2 \cdot \sin\theta$$

$$= 19.68 / 2 \sin(21.80) = 26.5\text{KN}$$

Calcul la section de la suspente :

L'effort maximum se trouve dans la bretelle :

$$T_{\max} = T_h \leq A \cdot f_y / \gamma_{m0} ;$$

$$A \geq \frac{T_{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{26.5 \times 10^3}{235} = 112.75\text{mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 112.75}{\pi}} \rightarrow \phi \geq 11.98\text{mm}$$

On optera donc pour une tige de $\phi=14\text{mm}$

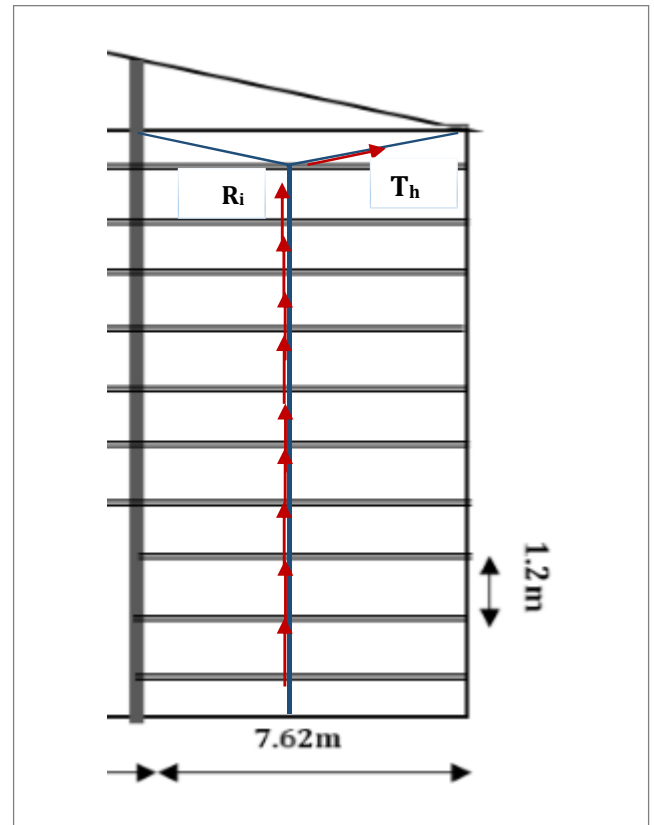


Figure III .18: les suspentes des lisses de pignon

dont $A=153.86\text{mm}^2$

III.6. Les potelets :

Le potelet est un élément en profile laminé en I ou en H, qui est le rôle de supporter les lisse de bardage et leur poids permanente, est également destiné pour transmettre le vent longitudinal à la poutre au vent. En général le potelet n'est pas destiné à supporter des actions verticales transmises par le portique de rive (particulièrement la neige).

III.6.1. La condition de la flèche :

La condition de la flèche se fait sous vent normal W_n :

$W = -853.59\text{N/m}^2$ (la charge du vent (dépression) la plus défavorable lorsque le vent frappe le pignon)

$$W_n = W \times e$$

Avec e =la largeur de la surface solliciter le potelet le plus élancé

$$e = 6.13\text{m}$$

$$W_n = 0.853 \times 6.13 \times 1.25 = 5.73\text{KN/m (on tenant on compte la continuité)}$$

$$Q_w = 6.536\text{KN/m}$$

Les potelets étant articulés en tête et pied. La flèche maximale à mi- travées vaut :

$$f = \frac{5 \times W_n \times H^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{1365}{200} = 6.825\text{cm}$$

Avec :

H : et la hauteur maximal de potelet le plus le plus sollicité.

$$H = 13.65\text{m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 6.536 \times 10^{-2} \times 1365^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 6.825} \Rightarrow I_y \geq 20613.86\text{cm}^4$$

⇒ D'après le tableau des profils on adopte un HEA320 avec $I_y = 22930\text{cm}^4$

et le poids propre/ml =97.6.3Kg/ml

III.6.2. Evaluation des charges :

a) Les charges variables du vent :

$$Q_w = 6.536\text{KN/ml}$$

b) charge permanentes :

Poids de bardages.....G1= 12.5daN/m²
 Poids de la lisse(UPE180).....G2= 19.7×11=216.7daN/m
 Poids de potelet(HEA320).....G3= 97.6daN/m

$$G = (12.5 \times 6.13 \times 13.65) + (216.7 \times 6.13) + (13.65 \times 97.6)$$

$$G = 3706.54 \text{ daN} \Rightarrow G = 37.065 \text{ KN}$$

III.6.3 Vérification de la stabilité de potelet :

III.6.3.1 Vérification de l’effort axial :

Les potelets sont sollicités à la flexion due vent et à compression due au poids des potelets, et de bardage et des lisses. Ils sont assujettis au portique par appuis glissants.

Alors les potelets sont comprimés et fléchis. On vérifie la formule suivante :

Si $N_{sd} \leq \min (0.25N_{pl,Rd} ; 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}})$

$N_{sd} = 1.35G$, $N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

$A_w = A - 2bt_f$

$N_{sd} = 1.35 \times 37.065 = 50.03 \text{ KN}$

$N_{pl,Rd} = \frac{124.4 \times 23.5}{1} = 2923.4 \text{ KN}$

$\Rightarrow 0.25N_{pl,Rd} = 730.85 \text{ KN}$

$\frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(A - 2bt_f) \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(124.4 - 2 \times 30 \times 1.55) \times 23.5}{1} = 737.9 \text{ KN}$

$\Rightarrow 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 368.95 \text{ KN}$

Donc :

$N_{sd} = 50.03 \text{ KN} < \min (0.25N_{pl,Rd} = 730.85 \text{ KN}, 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 368.95 \text{ KN})$

\Rightarrow Donc la condition est vérifiée.

III.6.3.2 Vérification de l’effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$V_{sd,max} \leq V_{plrd}$

$V_{sd,max} = V_{sdz} = \frac{q_{zl}^u}{2} = \frac{1.5Q_w \times L}{2} = \frac{1.5 \times 6.536 \times 13.65}{2}$

$$\Rightarrow V_{sd,max} = 66.91\text{KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} = 41.13 \times \frac{23.5}{1.\sqrt{3}} = 558.04\text{KN}$$

$$\Rightarrow V_{sdz} = 66.91\text{KN} < V_{plrd} = 558.04\text{KN}$$

⇒ Donc la condition au cisaillement est vérifiée.

III.6.3.3 Vérification de la stabilité au flambement flexion :

Pour cette vérification on utilise la formule suivante :

$$\chi_{min} \cdot \left(\frac{N_{sd}}{A \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot \left(f_y / \gamma_{M1} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot \left(f_y / \gamma_{M1} \right)} \leq 1$$

Avec

$$N_{y,sd} = 50.03\text{KN}$$

$$M_{ysd} = 1.5 \cdot \frac{Q_w \times l^2}{8} = 1.5 \cdot \frac{6.536 \times 13.65^2}{8} = 228.33\text{KN.m}$$

$$M_{zsd} = 0$$

a) Calculons la longueur de flambement :

Autour de l'axe y-y (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur.

Donc la longueur de flambement $l_{ky} = 13.65\text{m}$

Autour de l'axe faible inertie z-z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le potelet est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement $l_{kz} = 1.2\text{m}$

Pour HEA320, les rayons de giration sont : $i_y = 13.58\text{cm}$; $i_z = 7.49\text{cm}$

b) Calcule les élancements :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{1365}{13.58} = 100.51 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{120}{7.49} = 16.02 \end{array} \right.$$

c) Calcule les élancements critiques :

Acier S235

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

Donc

$$\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$$

d) Classe de la section :

➤ **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 15.5} = 9.67 < 10 \times 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

➤ **Classe de l'âme : (Flexion composée)**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{Nsd}{t_w \times f_y} = \frac{50.03}{0.9 \times 23.5} = 2.36 \text{ cm}; \quad d = 22.5 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{22.5} \left(\frac{22.5 + 2.63}{2} \right) = 0.558 < 1 \quad \text{avec } \alpha > 0.5$$

Pour la section de classe 1 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{22.5}{0.9} = 25 \quad \text{et} \quad \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.558 - 1)} = 63.31$$

Donc :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)} \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

La section HEA320 est de classe 1.

e) Calcule les élancements réduits :

L'HEA320 est de classe 1 $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{100.51}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.07 > 0.2 \quad \text{il y a un risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{16.02}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.17 < 0.2 \quad \text{il y a pas risque de flambement}$$

f) Calcul le coefficient de réduction Xmin :

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

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5.5.3 Eurocode 3 :

Pour HEA320: h=310mm, b=300mm, t_f=15.5mm.

Donc : $\frac{h}{b} = \frac{310}{300} = 1.03 < 1.2$ et $t_f = 15.5\text{mm} < 100\text{mm}$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y	b	α _y = 0.34
z-z	c	α _z = 0.49

Tableau III.7 : Coefficient de flambement correspondant à la section HEA320

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

$$\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0.5 [1 + 0.34 (1.07 - 0.2) + 1.07^2] = 1.22 \Rightarrow \chi_y = 0.55$$

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

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\Phi_z = 0.5 [1 + 0.49 (0.17 - 0.2) + 0.17^2] = 0.507 \Rightarrow \chi_z = 1.015$$

$$X_{\min} = \min(1.015 ; 0.55)$$

Donc ⇒ **X_{min} = 0.55**

✧ Calcul de facture d'amplification K_{LT} :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{X_z \times A \times F_y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,9$$

avec β_{MLT} = 1,3

$$\mu_{LT} = (0.15 \times 0.17 \times 1.3) - 0.15 = -0.1168$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{(-0.1168) \times 50.03}{0.55 \times 124.4 \times 23.5} = 1.0036 ; \text{ avec } X_z = 0.55$$

✧ **Vérification de la condition de flambement :**

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

Avec $M_{z,sd} = 0$

$$M_{y,sd} = 1.5 \cdot \frac{Q_w \times l^2}{8} = 1.5 \cdot \frac{6.536 \times 13.65^2}{8} = 228.33 \text{ KN.m} = 22833 \text{ KN.cm}$$

$$N_{y,sd} = 50.03 \text{ KN}$$

$$\frac{50.03}{0.55 \times (124.4 \times 23.5 / 1.1)} + \frac{1.0036 \times 22833}{1628 \times (23.5 / 1.1)} = 0.034 + 0.65 = 0.684 < 1$$

⇒ La stabilité au flambement de potelet HEA320 est vérifiée.

III.6.3.4. Vérification au déversement sous $N_{y,sd}$ et $M_{y,sd}$:

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{X_{LT} \times M_{ply}} < 1$$

a) Calculons l'élancement réduit λ_{LT} :

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{Section de classe 1}$$

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

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

✧ Calcul de moment critique :

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{ EC3 Art F.1.2 (1)}$$

D'après les tableaux F.1.2 de l'EC03

Notre potelet considéré comme bi articulée à ses extrémités on a :

C1, C2, facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C1 = 0.972 \quad C2 = 0.304$$

K et Kw : les facteurs de longueur effective avec : K=0.5 appui Kw = 0.5

$$Z_a = \frac{h}{2} = \frac{310}{2} = -15.5\text{cm sous le vent (-) puisque l'orientation de repert est vers la semelle comprimé } z_s = 0 \text{ section doublement symétrique EC3 figure F.1.1}$$

$$Z_G = Z_a - Z_s = -15.5\text{cm}$$

$$I_t = 108\text{cm}^4 \quad G = 0.4.E ; \quad E=21000\text{KN/cm}^2$$

$$I_w = 1512000\text{cm}^6 \quad L = 13.65\text{m} \quad I_z = 6985\text{cm}^4 \quad I_t = 108\text{cm}^4$$

Donc

$$M_{cr} = \left(0.972 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 6985}{(0.5 \times 1365)^2} \right) \left\{ \left[\left(\frac{0.5}{0.5} \right)^2 \frac{1512000}{6985} + \frac{(0.5 \times 1365)^2 \times 0.4 \times 108}{\pi^2 \times 6985} + (0.304 \times 15.5)^2 \right]^{\frac{1}{2}} + (-0.304) \times (-15.5) \right\}$$

$$M_{cr} = 837.53\text{KN.m} \quad \text{avec} \quad M_{ply} = W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{mo}} = 1628 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1} = 382.58\text{KN.m}$$

$$\Rightarrow \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{382.58}{837.53}} = 0.675$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.675 > 0.4 \text{ donc il ya risque de déversement}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,34$; Courbe(b) $\rightarrow \chi_{LT} = 0.79$

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

✧ Vérification de la condition de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{X_{LT} \times M_{ply}} < 1$$

$$\frac{50.03}{0.55 \times (124.4 * 23.5 / 1.1)} + \frac{1.0036 \times 22833}{0.79 \times (1628 * 23.5 / 1.1)} = 0.034 + 0.834 = 0.868 < 1$$

\Rightarrow La stabilité au déversement de potelet **HEA320** est vérifiée.

III.7. Conclusion

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent. Les profilés retenus après vérification pour différents éléments secondaires sont :

Les pannes : IPE160 des liernes ronds D=10mm

Les lisses de long pan : UPE120 avec des suspentes rond D=10mm

Les lisses de pignon UPE180. avec des suspentes rond D=14mm

Les potelets : HEA320.

CHAPITRE IV :
Etude de chemin de
roulement du pont
roulant

ETUDE DE CHEMIN DE ROULEMENT DU PONT ROULANT

IV.1. Introduction

La manutention d'objets lourds dans un hall industriel nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux appelés engins de manutention ou de levage, parmi les plus courants on trouve les ponts roulants, qui ont des caractéristiques fixes fournies par le constructeur.

Les ponts roulants permettent la manutention de la charge dans tout l'espace de ces halls. Ils sont installés en hauteur et circulent sur des rails fixés sur des poutres de roulement, en encorbellement ou reposant sur des poteaux.

Ce chapitre consiste à représenter le calcul de chemin de roulement support un pont roulant d'une portée de 26.5m (distance entre axe des poutres de roulement) avec une capacité de levage 2 tonne.

Les chemins de roulement sont des poutres de 6m de travée qui s'appuient sur des consoles assemblées aux poteaux des portiques.

Le chemin de roulement : est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.

Poutres de roulement : est l'élément porteur longitudinal de la voie, sur lesquelles le pont déplace elles sont généralement prévues en profilés laminés à chaud I ou H, vois des PRS en cas de portée et charges importantes, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues, Leurs appuis sont constitués par corbeaux fixés sur les poteaux de la halle.

IV.2. Règlement utilisé :

Eurocode 1 partie 3 : Actions induites par les appareils de levage et les machines.

Eurocode 3 partie 6 : Chemins de roulement.

Eurocode 3 partie 9 : Fatigue.

IV.3. Caractéristique de pont roulant mono poutre posé:

Un pont mono poutre est utilisé pour une capacité de levage moins grande et pour une portée plus importante. C'est le type de construction le plus léger donc plus avantageux pour le bâtiment et les fondations, ce qui accorde pour notre cas.

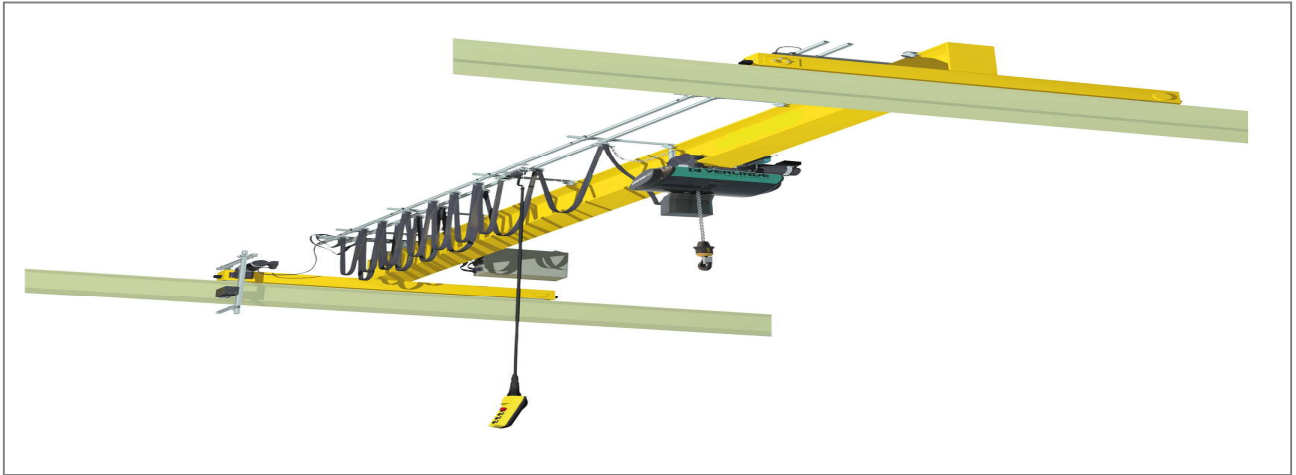


Figure IV-1: Schéma 3D du pont roulant mono poutre posé.

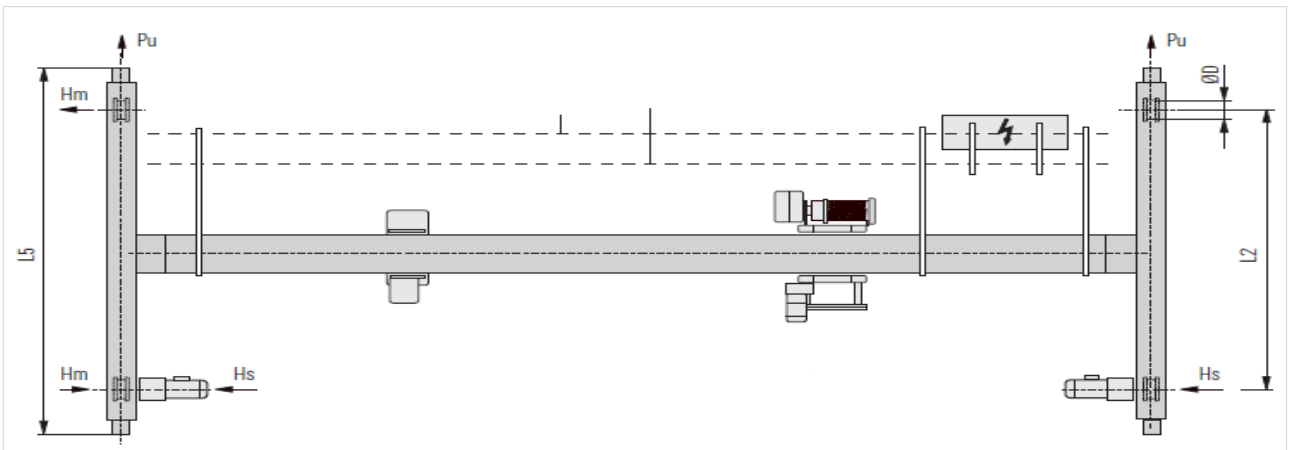


Figure IV-2: Schéma 2D du pont roulant

IV.3.1. Caractéristique géométrique de pont roulant :

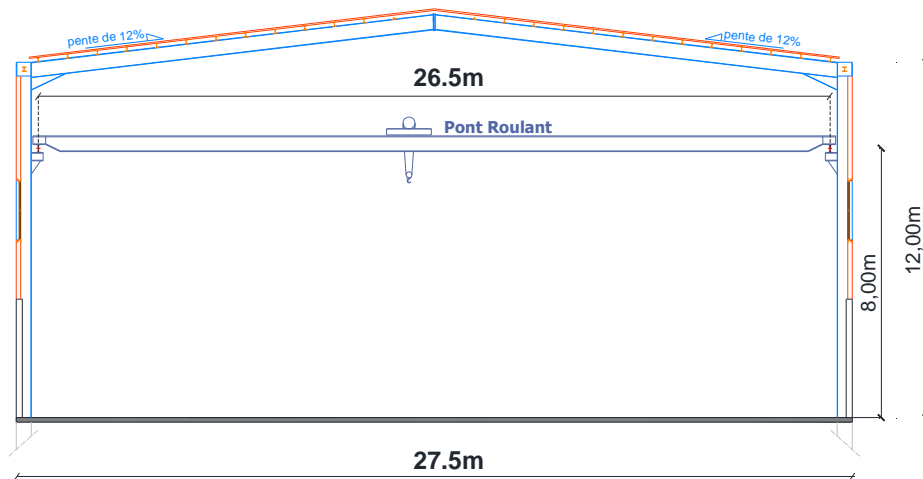
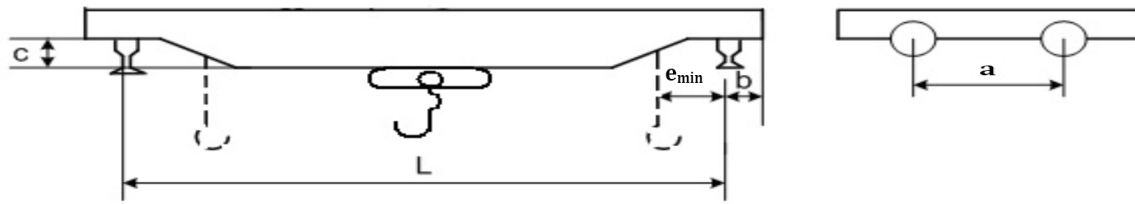


Figure IV-3: présentation de pont roulant sur le portique.

La poutre principale du pont roulant supporte un chariot et une charge maximale de 2 tonnes, les caractéristiques du pont roulant obtenue à partir d'une fiche technique (annexe 6).



Puissance N(t)	L(m)	$e_{min}(m)$	b(m)	c(m)	a(m)
2	26.5	0.76	0.25	0.435	4

Tableau IV-1: les mesures de pont roulant.

IV.3.2. Caractéristique mécanique de pont roulant : à partir d'une fiche technique (anexe6).

Puissance(t)	Portée(m)	Vitesses (m/min)			Poids(t)		
		Vitesse de levage	Direction	Translation	Pont	Chariot	Total
N	L				Q_{c1}	Q_{c2}	$Q_{c1} + Q_{c2}$
2	26.5	10	30	40	6.215	0.34	6.325

Tableau IV-2 : les charges et les vitesses caractérisé par le pont.

IV.4.Classification des actions :

Actions variable		Actions accidentelles
Verticale	Horizontale	
<ul style="list-style-type: none"> Poids propre (Q_c) Masse à lever (Q_h) 	<ul style="list-style-type: none"> Force d'entrainement Marche en crabe Accélérations et décélérations du chariot (H_{T3}) 	<ul style="list-style-type: none"> Forces de tamponnement ($H_{B,2}$)

Tableau IV.3 : les actions générer par le pont roulant.

IV.5. Effet dynamique de pont roulant :

La voie de roulement d'un pont roulant et soumise, en plus les actions des galets, à des effets dynamiques dont les causes sont les suivantes :

Translations de pont roulant, Accélération et freinage du pont roulant,

Choc lors du levage et du balancement de la charge levée.

Ces effets sont pris en compte en majorant les charges verticales et les forces horizontal par un coefficient dynamique φ donnée par le tableau suivant :(selon EC1 P3).

Coefficients dynamiques	Effets à prendre en compte	A appliquer à
φ_1	Poids propre de l'appareil de levage	$\varphi_1 = 1.1$
φ_2	Masse à lever	$\varphi_2 = \varphi_{2min} + (\beta_2 \times v_h)$
φ_4	Poids propre de l'appareil de levage	$\varphi_4 = 1$
φ_5	Force d'entraînement (k) dont la vitesse est réalisée par un convertisseur de fréquence.	$\varphi_5 = 1.5$

Tableau IV.4 : coefficients dynamiques φ_i pour les charges verticales

IV.6. Charge verticales :

Les charges qui sollicitent les poutres de roulement ont les valeurs qui varient selon la charge levée Q_h , selon le poids propre du pont roulant est selon la position de chariot sur le pont roulant.

Les valeurs caractéristiques les charges variables $Q_{r,max}$ et $Q_{r,min}$ sont correspondant aux deux cas de charges suivant :

- Poids propre et charge nominale levée au crochet, chariot dans la position la plus proche de la poutre de roulement considérée.
- Poids propre et crochet non chargé, chariot dans la position la plus éloignée de la poutre de roulement considérée.

On les calculer on utilisant comme cas de charges ceux donnée à la figure ci-dessous :

IV.6.1. Avec masse à lever (en charge) $Q_h = 20\text{KN}$

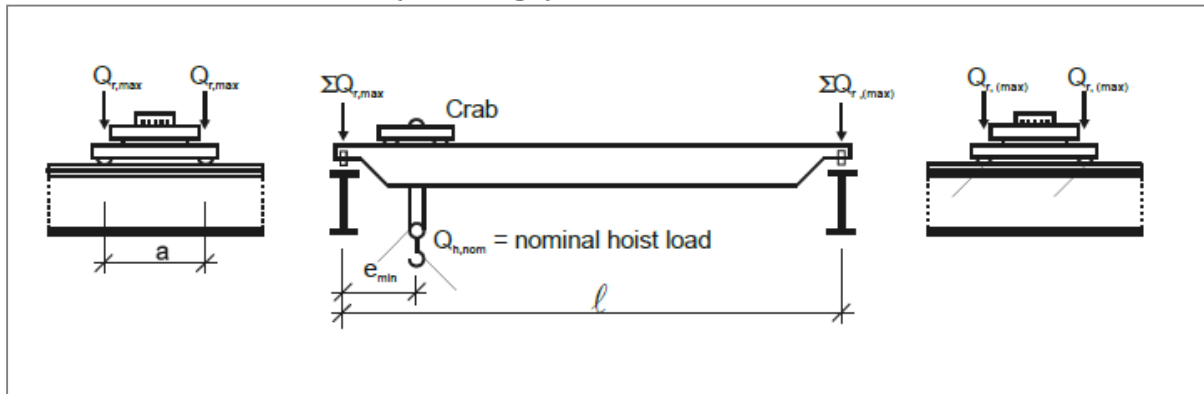


Figure IV.4 : la position du chariot à la charge maximale.

Tel que :

$Q_{r,max}$ est la charge maximale par galet de l'appareil de levage en charge ;

$Q_{r,(max)}$ est la charge d'accompagnement par galet de l'appareil de levage en charge ;

$\Sigma Q_r, max$ est la somme des charges maximales $Q_{r,max}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge ;

$\Sigma Q_r, (max)$ est la somme des charges d'accompagnement $Q_{r,(max)}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge ;

a) Groupe 1 :

Q_h : est la masse à lever (20KN)

Donc on a :

$L = 26.5\text{m}$

$a = 4\text{m}$

$e_{min} = 0.76\text{m}$

Masse à lever : $Q_h = 20\text{KN}$

Poids propre du pont : $Q_{c1} = 62.15\text{KN}$

Poids propre du chariot : $Q_{c2} = 3.4\text{KN}$

Classe de levage : HC3 (appareil de levage d'atelier classe S₃) (annexe B. ENV1991-5)

Valeur de β_2 et $\varphi_{2,min}$

Classe de levage de l'appareil	β_2	$\varphi_{2,min}$
HC3	0.51	1.15

$\varphi_1 = 1.1$

$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + (\beta_2 \times V_h) = 1.15 + (0.51 \times \frac{10}{60}) = 1.235$

$$\begin{aligned} \Sigma Q_r, max &= \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{L - e_{min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_h \left(\frac{L - e_{min}}{L} \right) \\ &= 1.1 \left[\frac{62.15}{2} + 3.4 \left(\frac{26.5 - 0.76}{26.5} \right) \right] + 1.235 \times 20 \left(\frac{26.5 - 0.76}{26.5} \right) \end{aligned}$$

$$\Sigma Q_r, \max = 61.80\text{KN}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Q_r, (\max) &= \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{e_{min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_h \left(\frac{e_{min}}{L} \right) \\ &= 1.1 \left[\frac{62.15}{2} + 3.4 \left(\frac{0.76}{26.5} \right) \right] + 1.235 \times 20 \left(\frac{0.76}{26.5} \right) \end{aligned}$$

$$\Sigma Q_r, (\max) = 35.07\text{KN}$$

$$Q_{r,\max} = \frac{\Sigma Q_{r,\max}}{2} = \frac{61.80}{2} = 30.9\text{KN}$$

$$Q_{r,(\max)} = \frac{\Sigma Q_{r,(\max)}}{2} = \frac{35.07}{2} = 17.537\text{KN}$$

b) Groupe 4, 5 et 6 :

On doit recalculée les actions verticales avec le coefficient $\varphi_4 = 1$

$$\begin{aligned} \Sigma Q_r, \max &= \varphi_4 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{L-e_{min}}{L} \right) \right] + \varphi_4 \times Q_h \left(\frac{L-e_{min}}{L} \right) \\ &= 1 \left[\frac{62.15}{2} + 3.4 \left(\frac{26.5-0.76}{26.5} \right) \right] + 1 \times 20 \left(\frac{26.5-0.76}{26.5} \right) \end{aligned}$$

$$\Sigma Q_r, \max = 53.80\text{KN}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Q_r, (\max) &= \varphi_4 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{e_{min}}{L} \right) \right] + \varphi_4 \times Q_h \left(\frac{e_{min}}{L} \right) \\ &= 1 \left[\frac{62.15}{2} + 3.4 \left(\frac{0.76}{26.5} \right) \right] + 1 \times 20 \left(\frac{0.76}{26.5} \right) \end{aligned}$$

$$\Sigma Q_r, (\max) = 31.73\text{KN}$$

$$Q_{r,\max} = \frac{\Sigma Q_{r,\max}}{2} = \frac{53.80}{2} = 26.9\text{KN}$$

$$Q_{r,(\max)} = \frac{\Sigma Q_{r,(\max)}}{2} = \frac{31.74}{2} = 15.87\text{KN}$$

IV.6.2.Sans masse à lever (à vide) :

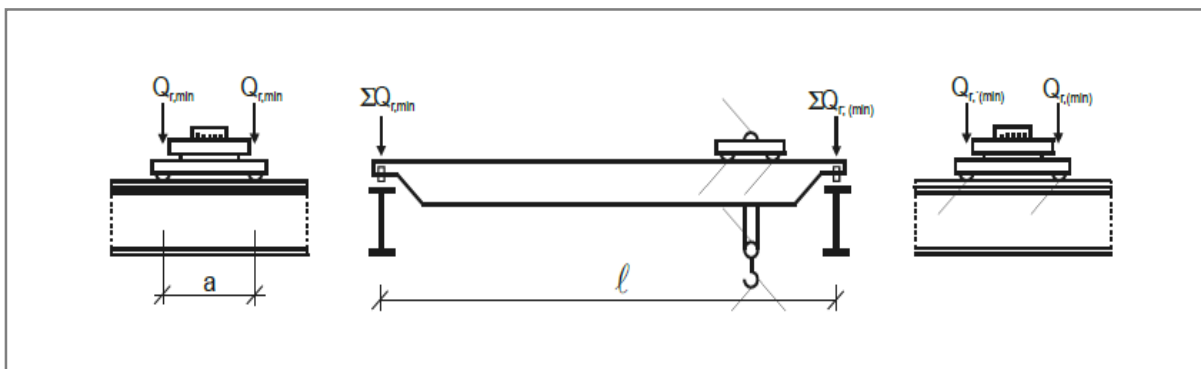


Figure IV.5 : la position du chariot à la charge minimale

Tel que :

$Q_{r,\min}$ est la charge minimales par galet de l'appareil de levage à vide;

$Q_{r,(\min)}$ est la charge d'accompagnement par galet de l'appareil de levage à vide;

$\Sigma Q_r, \min$ est la somme des charges minimales $Q_{r,\min}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide;

$\Sigma Q_r, (\min)$ est la somme des charges d'accompagnement $Q_{r,(\min)}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en vide;

Donc on a :

$$L = 26.5\text{m}$$

$$e_{\min} = 0.76\text{m}$$

$$\text{Poids propre du pont : } Q_{c1} = 62.15\text{KN}$$

$$\text{Poids propre du chariot : } Q_{c2} = 3.4\text{KN}$$

Groupe 1 :

$$\varphi_1 = 1.1$$

$$\Sigma Q_r, (\min) = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{L - e_{\min}}{L} \right) \right] = 1.1 \left[\frac{62.15}{2} + 3.4 \left(\frac{26.5 - 0.76}{26.5} \right) \right]$$

$$\Sigma Q_r, (\min) = 37.81\text{KN}$$

$$\Sigma Q_r, \min = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{e_{\min}}{L} \right) \right] = 1.1 \left[\frac{62.15}{2} + 3.4 \left(\frac{0.76}{26.5} \right) \right]$$

$$\Sigma Q_r, \min = 34.28\text{KN}$$

$$Q_{r,\min} = \frac{\Sigma Q_r, \min}{2} = \frac{34.28}{2} = 17.14\text{KN}$$

$$Q_{r,(\min)} = \frac{\Sigma Q_r, (\min)}{2} = \frac{37.81}{2} = 18.905\text{KN}$$

Groupe 4 , 5 et 6 : (avec $\varphi_4=1$) :

$$\Sigma Q_r, (\min) = \varphi_4 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{L - e_{\min}}{L} \right) \right] = 1 \left[\frac{62.15}{2} + 3.4 \left(\frac{26.5 - 0.76}{26.5} \right) \right]$$

$$\Sigma Q_r, (\min) = 34.37\text{KN}$$

$$\Sigma Q_r, \min = \varphi_4 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{e_{\min}}{L} \right) \right]$$

$$\Sigma Q_r, \min = 1 \left[\frac{62.15}{2} + 3.4 \left(\frac{0.76}{26.5} \right) \right]$$

$$\Sigma Q_r, \min = 31.17\text{KN}$$

$$Q_{r,\min} = \frac{\Sigma Q_r, \min}{2} = \frac{31.17}{2} = 15.58\text{KN}$$

$$Q_{r,(\min)} = \frac{\Sigma Q_r, (\min)}{2} = \frac{34.37}{2} = 17.18\text{KN}$$

Evaluation des charges verticales :

			Groupe de charges	
Groupe de charges			1	4, 5 et 6
Coefficients dynamiques considérées pour chaque groupe			$\varphi_1 = 1.1$ $\varphi_2 = 1.235$	$\varphi_4 = 1$
Charges verticales (KN)	En charge	$\sum Q_r, (\max)$	35.07	31.74
		$Q_{r,(\max)}$	17.53	15.87
		$\sum Q_r, \max$	61.80	53.80
		$Q_{r,\max}$	30.9	26.9
	A vide	$\sum Q_r, (\min)$	37.81	34.37
		$Q_{r,(\min)}$	18.905	17.18
		$\sum Q_r, \min$	34.28	31.17
		$Q_{r,\min}$	17.14	15.58

Tableau IV.5: résumée des charges verticales sur la poutre de roulement.

IV.7. Force horizontales :

Introduction :

IL convient de tenir compte des types suivants des forces horizontales induites par le pont roulant :

- a) Forces horizontales longitudinales produites par les accélérations ou d'accélérations de l'appareil de levage lors de ses déplacements.
- b) Forces horizontales transversales produites par les accélérations ou d'accélérations du chariot lors de ses déplacements sur la poutre de pont.
- c) Forces horizontales produites par la marche en crabe de l'appareil de levage.
- d) Forces tamponnements liées aux déplacements de l'appareil de levage.
- e) Force de tamponnements liés aux déplacements du chariot.

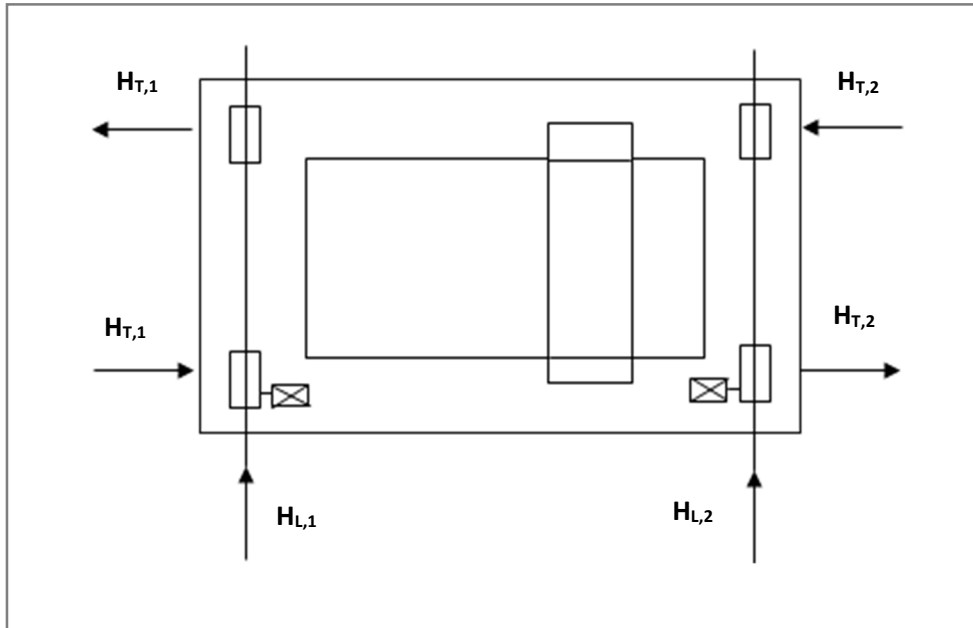


Figure IV.6 : Dispositions des charges induites par les forces horizontales longitudinales et transversales produit par l'accélération et décélérations

IV.7.1. Forces horizontales longitudinales ($H_{L,i}$) :

Les charges longitudinales $H_{L,i}$ produites par les accélérations et les décélérations des structures des appareils de levage résultent de la force d'entraînement au niveau de la surface de contact de rail avec le galet entraîné.

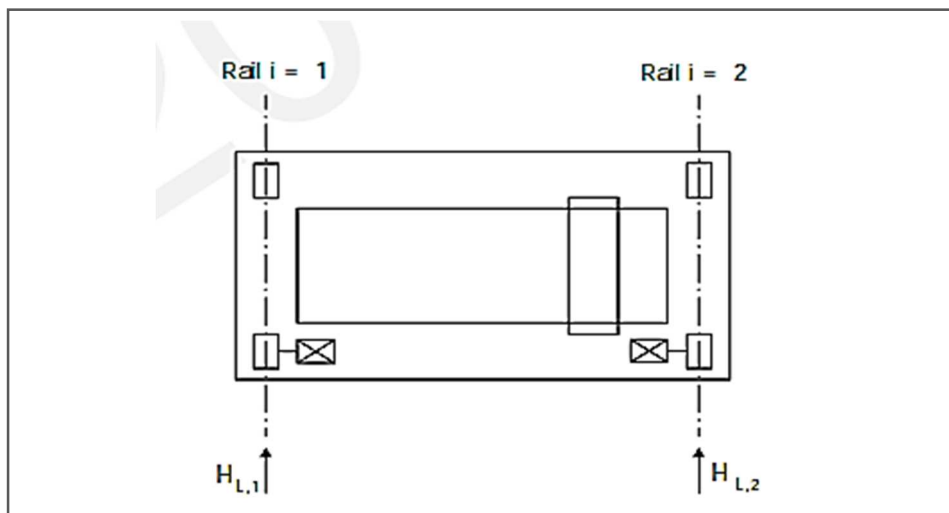


Figure IV.7 : Charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$

Les charges longitudinales $H_{L,i}$ appliquées sur une poutre de roulement peuvent être calculées

de la manière suivante : $H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi_5 \times \frac{K}{n_r}$

Tel que :

n_r : nombre de poutre de roulement $\rightarrow n_r = 2$

φ_5 : coefficient d'amplification dynamique $\rightarrow \varphi_5 = 1.5$ (dont la vitesse est réalisée par un convertisseur de fréquence)

K : force d'entraînement

$$K = K_1 + K_2 = \mu \cdot \sum Q_{r,min}^*$$

Tel que :

Coefficient de frottement : $\mu = 0.2$ (pour acier sur acier)

$\sum Q_{r,min}^* = m_w \cdot Q_{r,min}$ (pour un système avec galets entraînés individuellement, où m_w est le nombre de galet entraîné)

$m_w = 2$ (nombre de galets d'entraînement)

$$\sum Q_{r,min}^* = 2 \cdot 15.58 = 31.16 \text{ KN}$$

$$K = \mu \cdot \sum Q_{r,min}^* = 0.2 \times 31.16 = 6.232 \text{ KN}$$

D'où :

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi_5 \times \frac{K}{n_r} = 1.5 \times \frac{6.232}{2}$$

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 4.674 \text{ KN}$$

IV.7.2. Forces horizontales transversales (H_{Ti}) :

Ces forces qui sont transmises par les galets de pont roulant à la poutre de roulement, ont pour cause :

- Le freinage du chariot.
- Les irrégularités de la voie de roulement.
- Le levage oblique.

Le moment M résultant de la force d'entraînement qu'il convient d'appliquer au centre de la masse est : Contrebalancée (équilibre) par les charges horizontales transversales $H_{T,1}$ et $H_{T,2}$.

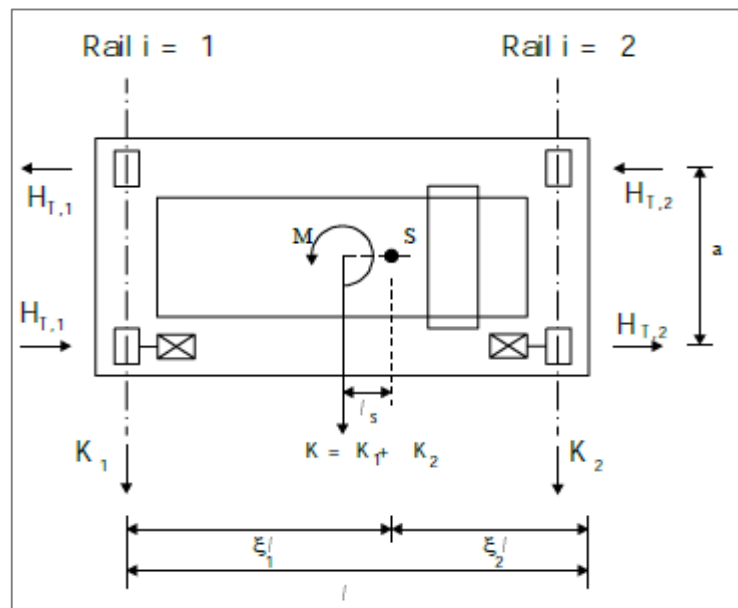


Figure IV.8 : Charges horizontales transversales $H_{T,3}$.

Les charges horizontales peuvent être obtenues de la façon suivante :

$$H_{T,1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{a} \quad H_{T,2} = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{a}$$

Tel que :

$$a = 4\text{m}$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 \quad \text{et} \quad \xi_1 = \frac{\sum Q_{r,\max}}{\sum Q_r}$$

$$\sum Q_r = \sum Q_{r,\max} + \sum Q_r, (\max)$$

$$\sum Q_r = 61.80 + 35.07$$

$$\sum Q_r = 96.87\text{KN}$$

$$\Rightarrow \xi_1 = \frac{\sum Q_{r,\max}}{\sum Q_r} = \frac{61.80}{96.87} = \mathbf{0.637}$$

$$\xi_2 = 1 - 0.637 = \mathbf{0.363}$$

$$M = K.L_s$$

$$M = K.(\xi_1 - 0.5).L$$

$$= 6.232 \times (0.637 - 0.5) \cdot 26.5 \quad \rightarrow M = 22.625\text{KN.m}$$

D'où :

$$H_{T,1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{a} \rightarrow H_{T,1} = 1.5 \times 0.363 \times \frac{22.625}{4} \rightarrow H_{T,1} = 3.07\text{KN}$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{a} \rightarrow H_{T,2} = 1.5 \times 0.637 \times \frac{22.625}{4} \rightarrow H_{T,2} = 5.40\text{KN}$$

IV.7.3. Force horizontale de tamponnement $H_{B,2}$ liées au déplacement du chariot :

La charge horizontale tamponnement H_{T3} liées au déplacement du chariot peut être prise égale à 10% de la somme de la masse à lever et du poids du chariot, à condition que la charge utile soit libre de se balancer.

$$H_{B,2} = 10\%(Q_{c2} + Q_h)$$

$$H_{B,2} = 10\%(3.4 + 20) \rightarrow H_{T3} = 2.34\text{KN}.$$

IV.7.4. Forces longitudinales ($H_{L,i}$) et forces transversales ($H_{T,i}$) dues à la marche en crabe de l'appareil de levage :

Définition de la marche en crabe :

Un déplacement oblique du pont roulant peut également induire des charges horizontales, et lorsqu'il se déplace obliquement jusqu'à ce que le dispositif de guidage vienne en contact avec le bord du rail.

La force latérale sur le côté du rail augmente jusqu'à atteindre une valeur de pointe et c'est sous l'action de cette dernière que le pont revient à une marche normale, du moins temporairement.

Les forces résultantes de la marche en crabe se décomposent en forces longitudinales et transversales. Ces charges s'appliquent au niveau de chaque galet ($H_{s,i,j,k}$) et une force de guidage (appelée aussi effort de pilotage) agit sur le système.

Forces de guidage :

$$S = f \times \lambda_{s,j} \times \sum Q_r$$

$$f = 0.3 \times (1 - \exp(-250 \times \alpha))$$

$$H_{S,1,j,L} = f \times \lambda_{s,1,j,1} \times \sum Q_r$$

$$H_{S,2,j,L} = f \times \lambda_{s,2,j,1} \times \sum Q_r$$

$$H_{S,1,j,T} = f \times \lambda_{s,1,j,T} \times \sum Q_r$$

$$H_{S,2,j,T} = f \times \lambda_{s,2,j,T} \times \sum Q_r$$

L'angle α est déterminé en fonction de :

- L'espace entre le dispositif de guidage et le rail (x).
- Une variation dimensionnelle (raisonnable) (α_0 ; a_{ext})
- L'usure des galets et des rails (y).

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 \leq 0.015 \text{ rad}$$

Tableau de définition de : $\alpha_F, \alpha_V, \alpha_0$

Angle α_i	Valeurs minimales α_i
$\alpha_F = \frac{0.75 \times x}{\alpha_{ext}}$	$0.75 \geq 10 \text{ mm}$ pour des flasques de galets porteurs

Tableau IV.6 : Système de guidage assuré par les flasques de galets.

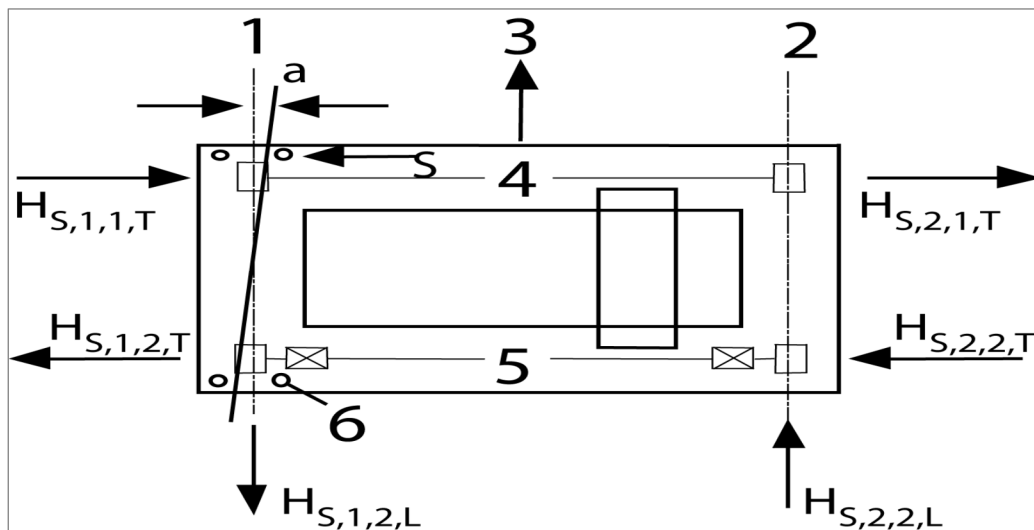


Figure IV.9 : Forces dues à la marche en crabe.

Ou :

α_{ext} : est la distance longitudinale entre les disposition de guidage extérieur ou les flasque de galet porteurs sur le rail de.

b : est le gabarit entre le rail et le dispositif de guidage (glissement latéral).

y : est l'usure du rail et le dispositif de guidage.

α_0 : est la tolérance angulaire entre la direction du rail et celle des galets.

Donc :

$$\alpha_F = \frac{1.75 \times x}{\alpha_{ext}} = \frac{10}{4000} = \mathbf{0.0025rad}$$

$$\alpha_V = \frac{y}{\alpha_{ext}} = \frac{0.10 \times 55}{4000} = \mathbf{0.0013rad}$$

$$\alpha_0 = \mathbf{0.001rad}$$

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 = 0.0025 + 0.0013 + 0.001$$

$$\alpha = 0.0048rad \leq 0.015rad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$f = 0.3 \times (1 - \exp(-250 \times \alpha))$$

$$f = 0.3 \times (1 - \exp(-1.2)) = 0.20 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Distance h :

	Combinaison des paires de galets		h
	couplés (c)	indépendants (i)	
Fixe/fixe FF			$\frac{m \xi_1 \xi_2 l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$

Ou :

h : est la distance entre le centre instantané de rotation et le dispositif de guidage concerné.

m : est le nombre de paires de galets couplés ($m=0$ pour des paires de galets indépendants).

ξ_{1l} : est la distance entre le centre instantané de rotation et le rail 1.

ξ_{2l} : est la distance entre le centre instantané de rotation et le rail 2.

L : est la portée de l'appareil.

e_j : est la distance entre la paire de galets j et le dispositif de guidage concerné.

$$h = \frac{m \times \xi_1 \times \xi_2 \times l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$$

$$e_1 = 0 \text{ (1 axe cofondes ?) } \dots\dots\dots ?$$

$$e_2 = 4.00m$$

$$m = 0 \text{ (pour des paires de galets indépendants).}$$

$$h = \frac{m \times \xi_1 \times \xi_2 \times l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j} = \frac{4^2}{4} = 4.00m$$

Coefficients de force λ

Système	$\lambda_{s,j}$	$\lambda_{s,1,L}$	$\lambda_{s,1,j,T}$	$\lambda_{s,2,j,L}$	$\lambda_{s,2,j,L}$
IFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	0	$\frac{\xi_2}{n} (1 - \frac{e_j}{h})$	0	$\frac{\xi_1}{n} = (1 - \frac{e_j}{h})$

Ou :

n : est nombre de paires de galets

h : est la distance entre le centre instantané de rotation et le dispositif de guidage concerné.

ξ_{1l} : est la distance entre le centre instantané de rotation et le rail 1.

ξ_{2l} : est la distance entre le centre instantané de rotation et le rail 2.

Paire de galet 1 :

$$\lambda_{s,1,1,T} = \frac{\xi_2}{n} \times \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0.363}{2} \times \left(1 - \frac{0}{4}\right) = 0.1815$$

$$\lambda_{s,2,1,T} = \frac{\xi_1}{n} \times \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0.637}{2} \times \left(1 - \frac{0}{4}\right) = 0.318$$

Paire de galet 2 :

$$\lambda_{s,1,2,T} = \frac{\xi_2}{n} \times \left(1 - \frac{e_2}{h}\right) = \frac{0.363}{2} \times \left(1 - \frac{4}{4}\right) = 0$$

$$\lambda_{s,2,2,T} = \frac{\xi_1}{n} \times \left(1 - \frac{e_2}{h}\right) = \frac{0.637}{2} \times \left(1 - \frac{4}{4}\right) = 0$$

$$\lambda_{s,1,L} = 0$$

$$\lambda_{s,2,j,L} = 0$$

$$\lambda_{s,j} = 1 - \frac{\sum e_j}{nh} = 0.5$$

Résultants de Calcul des forces horizontal (longitudinale H_L et transversale H_T) :

$$H_{S,1,j,L} = f \times \lambda_{s,1,j,L} \times \sum Q_r = 0.20 \times 0 \times 96.87 = 0 \text{KN}$$

$$H_{S,2,j,L} = f \times \lambda_{s,2,j,L} \times \sum Q_r = 0.20 \times 0 \times 96.87 = 0 \text{KN}$$

$$H_{S,1,1,T} = f \times \lambda_{s,1,1,T} \times \sum Q_r = 0.20 \times 0.1815 \times 96.87 = 3.51 \text{KN}$$

$$H_{S,1,2,T} = f \times \lambda_{s,1,2,T} \times \sum Q_r = 0.20 \times 0 \times 96.87 = 0 \text{KN}$$

$$H_{S,2,1,T} = f \times \lambda_{s,2,1,T} \times \sum Q_r = 0.20 \times 0.318 \times 96.87 = 6.16 \text{KN}$$

$$H_{S,2,2,T} = f \times \lambda_{s,2,2,T} \times \sum Q_r = 0.20 \times 0 \times 97.87 = 0 \text{KN}$$

$$S = f \times \lambda_{s,j} \times \sum Q_r = 3.51 + 6.16 = 9.67 \text{KN}$$

IV.8. Pré-dimensionnement de la poutre de roulement :

La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrie par rapport au milieu la poutre.

- Travée de l = 6m (sur deux appuis simple).
- Distance entre galets a = 4m

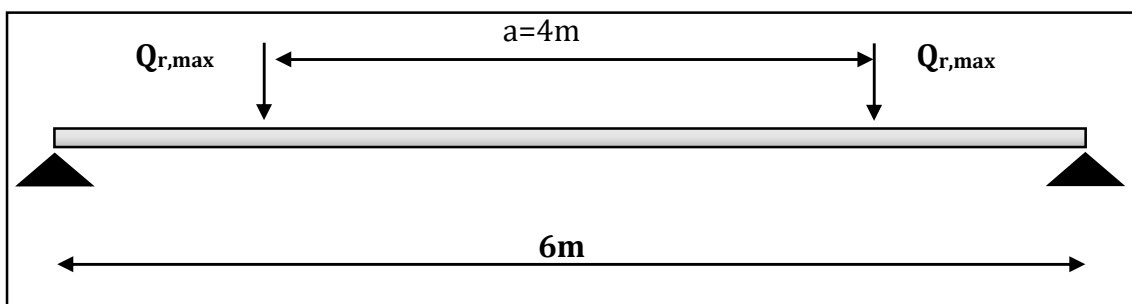


Figure IV.10 : Disposition des charges des galets sur la PDR.

La flèche admissible : $f_{adm} = \frac{l}{600} = 1\text{cm}$ la flèche maximale : f_v

Avec : $f_{adm} \geq f_v$

$$f_v = \frac{Q_{r,max} \times (l)^3}{24 \times E \times I_y} \times \left(\frac{3 \times a}{L} - \frac{4 \times a^3}{L^3} \right) \leq \frac{L}{600}$$

$$I_y \geq \frac{Q_{r,max} \times (L)^2}{24 \times E} \times \left(\frac{3 \times a}{L} - \frac{4 \times a^3}{L^3} \right)$$

$$I_y \geq \frac{30.9 \times 10^3 \times 6000^2 \times 600}{24 \times 2.1 \times 10^5} \times \left(\frac{3 \times 4000}{6000} - \frac{4 \times 4000^3}{6000^3} \right)$$

$$I_y \geq 10790.47\text{cm}^4$$

D'après le tableau des profilés on adopte un profilé **HEA280**

Les caractéristiques de profilé **HEA280** dans le tableau suivant :

HEA280	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{ely} cm ³	W_{elz} cm ³	t_f cm	A cm ²	P Kg/m	h cm	b cm	t_w cm
	13670	4763	1013	340.2	1.3	97.3	76.4	2.7	28	0.8
	W_{ply} Cm ³	W_{plz} Cm ³	i_z Cm	l_t Cm ⁴	I_w Cm ⁶	r Cm	d Cm	S_s Cm	i_y Cm	A_z mm ²
	1112	518.1	0.7	62.1	785400	2.4	19.6	6.212	1.186	31.74

Tableau IV.7: Les caractéristiques de profilé **HEA280**

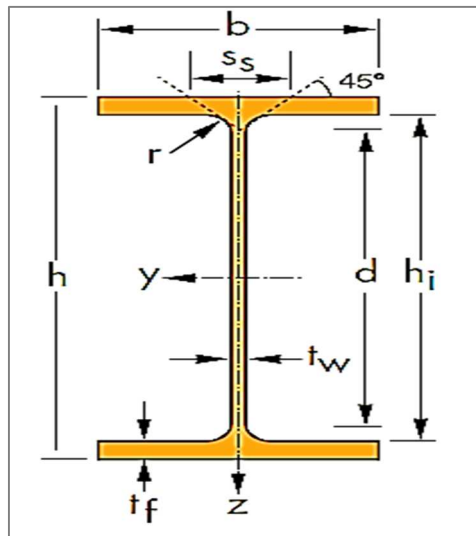


Figure IV.11. : Section transversal de HEA

IV.8.1. Choix du rail :

Pour les ponts roulants et engins de levage, on choisit des **RAIL A55** (annexe 7)

h_r (mm)	P (kg/m)	I_y (cm ⁴)	A (cm ²)	W_{ely} (cm ³)	I_z (cm ³)	W_{elz} (cm ³)
65	31.8	178	40.5	68.5	337	44.9

IV.8.2. Les charges totales supportant par la PHR :

Poids propre de la PDR : HEA280 $G_{prd} = 76.4\text{daN/m}$

Poids de rail A55 $G_r = 31.8\text{daN/m}$

Dévers $G_1 = 10\% G_{prd}$ du profil HEA280 $= \frac{10 \times 76.4}{100} = 7.64 \text{ daN/m}$

$G_{tot} = G_{prd} + G_r + G_1 = 76.4 + 31.8 + 7.64 = 115.84 \text{ daN/m}$

$G_{tot} = 115.84 \text{ daN/m}$

IV.9. Vérification aux états limites de service :

La vérification de la flèche est faite suivant les deux directions verticales et horizontales.

IV.9.1. Vérification de la flèche verticale pour HEA280 :

a) Charge répartie :

$$f_{lmax} = \frac{5 \times G_{tot} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.158 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 13670} \rightarrow f_{lmax} = 0.68 \text{ mm}$$

$f_{1max} = 0.68 \text{ mm}$

b) Charge roulante :

$$f_{2max} = \frac{Q_{r,max} \times L^3}{24 \times E \times I_y} \times \left(\frac{3 \times a}{L} - \frac{4 \times a^3}{L^3} \right)$$

$$f_{2max} = \frac{Q_{r,max} \times a}{24 \times I_y} \times (3 \times L^2 - 4 \times L^2)$$

$$= \frac{30.9 \times 10^3 \times 4000}{24 \times 21 \times 10^4 \times 13670 \times 10^4} \times (3 \times 6000^2 - 4 \times 4000^2) = 7.893 \text{ mm}$$

$f_{2max} = 7.893 \text{ mm}$

$f_{max} = f_{1max} + f_{2max} = 0.68 + 7.893 = 8.57 \text{ mm}$

$f_{max} = 8.57 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{L}{600} = \frac{6000}{600} = 10 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{OK}$

IV.9.2. Vérification de la flèche horizontale pour la PDR : ($H_{S,2,1,T} = 6.16 \text{ KN}$)

$$f_{max} = \frac{H_{S,2,1,T} \times (L)^3}{48 \times E \times I_{z,s}} \text{ avec } I_{z,s} = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{13 \times (280)^3}{12} = 2378.13 \text{ cm}^4 \text{ (inertie de la semelle supérieur)}$$

$$f_{max} = \frac{6.16 \times 10^3 \times (6000)^3}{48 \times 21 \times 10^4 \times 2378.13 \times 10^4} = 5.55 \text{ mm} < 10 \text{ mm c'est vérifiée.}$$

IV.10. Vérification aux états limites ultimes de la poutre de roulement :

IV.10.1. Vérification sous charge verticale :

a) Vérification à l'état limite ultime (flexion) :

IL faut vérifier que : $M_{sd} < M_{ely,rd}$

$M_{ely,rd} = W_{ely} \times f_y / Y_{m0} = 1013 \times 10^3 \times 235 / 1.1 = 238.055 \text{ KN.m}$

$M_{ely,rd} = 238.055 \text{ KN.m}$

Moment maximal du a ($Q_{r,max}$) :

Pour notre cas la poutre de roulement supporte un pont roulant posé sur deux galets espacés de 4m dont la charge maximale par galet $Q_{r,max} = 30.9 \text{ KN}$, le théorème de Barré n'est pas applicable car ($a = 4 \text{ m} > 0.586L = 3.516 \text{ m}$).

Donc le moment max ce trouve lorsque l'une des charge de galet ou milieu de la poutre de roulement voir figure V.11.

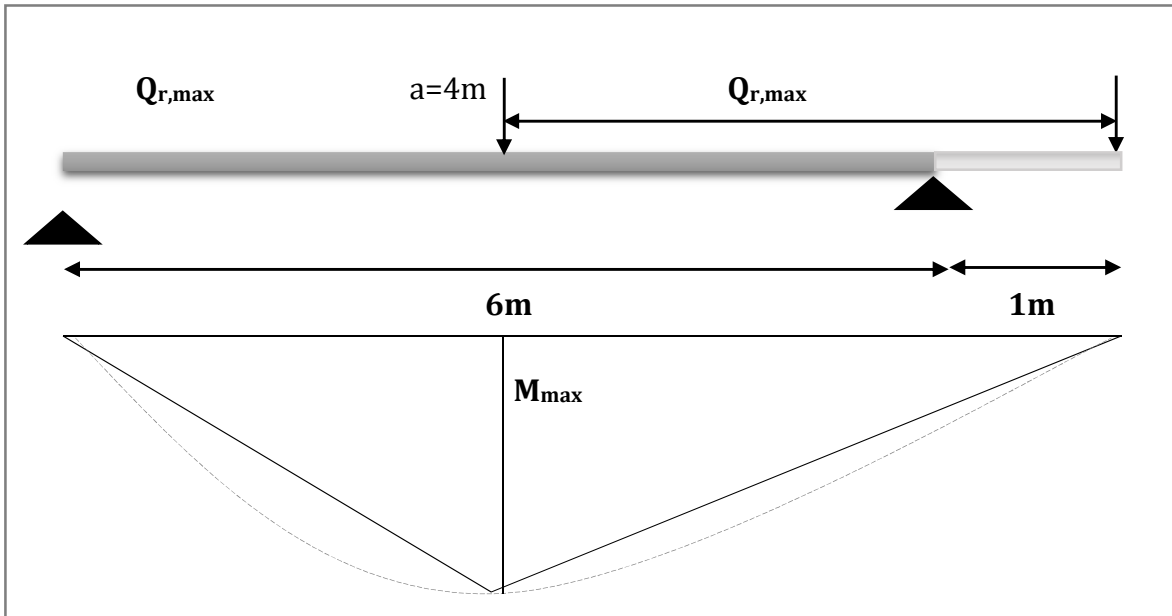


Figure IV.12 : la position de moment max cas de deux charges roulantes égale.

Le moment fléchissant maximal :

$$M_{\max} = \frac{PL}{4} \rightarrow M_{f1,\max} = \frac{30.9 \times 6}{4} = 46.35 \text{KN.m}$$

Moment maximal du au poids propre (PDR+RAIL) :

$$G_{\text{tot}} = 115.84 \text{daN/m}$$

$$M_{f2,\text{Max}} = \frac{G_{\text{tot}} \times l^2}{8} = \frac{115.84 \times 6^2}{8} = 521.28 \text{daN.m}$$

Le moment Max pondéré soit :

$$M_{fv,\text{Max}} = 1.35.M_{f2,\text{Max}} + 1.5M_{f1,\text{Max}}$$

$$M_{fv,\text{Max}} = 1.35(5.21) + 1.5(46.35) = 76.55 \text{daN.m}$$

$$M_{fv,\text{Max}} = 76.55 \text{KN.m} \leq M_{\text{ely,rd}} = 238.055 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

La résistance ultime au cisaillement est donnée par :

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{avec} \quad A_{v,s} = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) t_f = 2054.8 \text{mm}^2$$

$$\text{Donc : } V_{\text{pl,rd}} = 278.78 \text{KN}$$

On calcul $V_{\text{sd,max}}$:

$$\text{On a : } V_{\text{sd1,max}} = Q_{r,\max} + \frac{Q_{r,\max} \times 2}{L} ;$$

$$V_{\text{sd1,max}} = 30.9 + \frac{30.9 \times 2}{6} = 41.2 \text{KN}$$

Et :

$$V_{\text{sd2,max}} = \frac{G_{\text{tot}} \times 6}{2} = 3.47 \text{KN}$$

$$\text{D'où : } V_{\text{sd,max}} = 1.35 V_{\text{sd2,max}} + 1.5 V_{\text{sd1,max}}$$

$$= 1.35(3.47) + 1.5(41.2) = 66.484 \text{KN}$$

$$V_{\text{sd,max}} = 66.484 \text{KN} < V_{\text{pl,rd}} = 278.78 \text{KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

IV.10.2. Vérification sous charge horizontale :

a) Vérification à l'état limite ultime (flexion) :

Il faut vérifier que : $M_{z,sd} \leq M_{elz}$

$$M_{elz} = \frac{W_{elz} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{169.86 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 36.28 \text{KN.m}$$

(tel que : $W_{els} = \frac{I_{s,z}}{V_z} = \frac{2378.13 \times 10^4}{140} = 169.86 \text{cm}^3$)

$M_{elz} = 36.28 \text{KN.m}$

Moment maximal du à $H_{s,2,1,T}$:

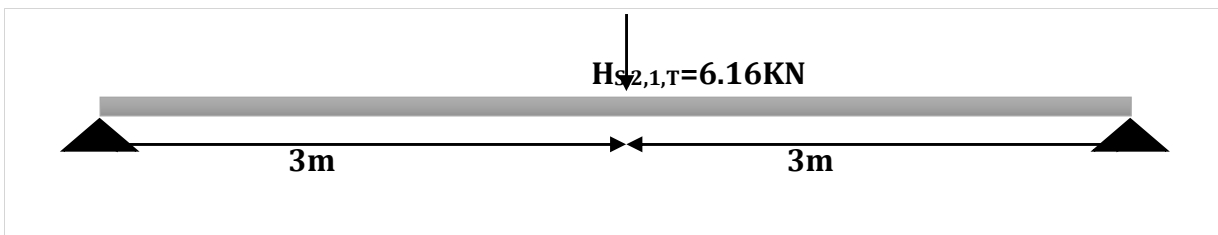


Figure IV.13: Disposition de la charge horizontale.

$$M_{z,max} = \frac{H_{s,2,1,T} \times L^2}{8} = \frac{6.16 \times 6^2}{8} = 27.72 \text{KN.m}$$

$M_{z,max} = 27.72 \text{KN.m} \leq M_{elz} = 36.28 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{OK}$

b) Vérification de l'effort tranchant :

La résistance ultime au cisaillement est donnée par :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{avec } A_{vz} = b \times t_f = 280 \times 13 = 3640 \text{cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{3640 \times 235}{1 \times \sqrt{3}} = 493.86 \text{KN}$$

Donc : $V_{pl,rd} = 493.86 \text{KN}$

On calcul $V_{sd,max}$:

$$\begin{aligned} \text{On a : } V_{sd1,max} &= H_{s,2,1,T} + \frac{H_{s,2,1,T} \times (L-a)}{L} \\ &= 6.16 + \frac{6.16 \times 2}{6} = 8.21 \text{KN} \end{aligned}$$

$$V_{sd2,max} = \frac{G_{tot} \times 6}{2} = 3.47 \text{KN}$$

D'ou : $V_{sd,max} = 1.35 V_{sd2,max} + 1.5 V_{sd1,max}$
 $= 1.35(3.47) + 1.5(8.21)$

$V_{sd,max} = 17 \text{KN} < V_{pl,rd} = 493.86 \text{KN} \dots \dots \dots \text{OK}$

IV.10.3. Vérification sous charge horizontale et verticale (flexion bi axiale) :

$$\frac{M_{sdy}}{M_{ely,Rd}} + \frac{M_{sdz}}{M_{elz,Rd}} \leq 1$$

$$\left(\frac{76.55}{238.055} \right)^2 + \left(\frac{27.72}{36.28} \right) = 0.86 \leq 1$$

D'où la flexion bi-axiale provoquée par les actions verticales et les actions horizontales latérales est vérifié.

IV.10.4. Résistance de l'âme aux charges des galets :

a) La résistance à l'écrasement : (EC03 .partie 1-1article 5.7.3)

On a : $R_{y,Rd} = \frac{S_y \times t_w \times f_{y,w}}{\gamma m_0}$

$S_y = 2(h_R + t_f) [1 - (\gamma m_0 \times \sigma_{f,ed} / f_{yf})^2]^{0.5}$

h_R : la hauteur de rail = 65mm

$t_f = 13$ mm

Avec $\sigma_{f,ed}$: la contrainte longitudinale dans la semelle.

$\sigma_{f,ed} = \frac{M_{ysd}}{W_{ely}} = \frac{76.55 \times 10^3}{10515.38} = 7.28 \text{N/mm}^2$

$S_y = 2(65 + 13)[1 - (1.1 \times 7.28 / 235)^2]^{0.5}$

$S_y = 155.91$ mm

$R_{y,Rd} = \frac{155.91 \times 8 \times 235}{1.1} = 266.46$ KN

$R_{y,Rd} = 266.46 \text{KN} > M_{sdy} = 73.80 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{OK}$

b) La résistance à l'enfoncement local (EC03 .partie 1-1article 5.7.4)

la résistance de calcul $R_{a,rd}$ l'enfoncement local d'un ame de section I H U est déterminée par la formule:

$R_{ard} = 0.5 \times t_w^2 [E \times f_{yw}]^{0.5} \times [(t_f / t_w)^{0.5} + 3(t_w / t_f) (S_s / d)] / \gamma m_1$

Avec : $S_s = 62.12$ mm

$R_{ard} = 0.5 \times 8^2 [21.10^4 \times 235]^{0.5} \times [(13/8)^{0.5} + 3(8/13) (62.12/196)] / 1.1$

$R_{ard} = 38008.79$ daN

On a : $M_{sd} = \frac{R \times L^2}{8} = \frac{30.9 \times 6^2}{8} = 13905$ daN.m

Et $M_{ply,Rd} = W_{ely} \times f_y / \gamma m_0 = 10515.38 \times 235 / 1.1 = 22464.67$ daN.m

Donc :

1) $F_{sd} = H_{Tmax} = 616$ daN < $R_{ard} = 38008.79$ daN.....OK

2) $M_{sd} = 13905$ daN.m < $M_{pl,Rd} = 22464.67$ daN.mOK

3) $\frac{F_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} = \frac{616}{30407.03} + \frac{13905}{22464.67} = 0.64 < 1.5 \dots\dots\dots \text{OK}$

IV.10.5. Résistance au voilement (EC3 page 187)

Il faut vérifier que si : $\frac{d}{t_w} > 69 \epsilon$ (risque de déversement)

Avec $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

D'où :

$\frac{d}{t_w} = \frac{196}{8} = 24.5 < 69$

⇒ Pas de risque de voilement de l'âme.

IV.10.6. Résistance au déversement :

Le moment résistant de déversement est donné par :

$M_{b,rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} ;$

X_{LT} : est le facteur de réduction pour le déversement obtenue par le tableau 5.5.2 EC3

Avec : $\lambda = \lambda_{LT}$ et $X = X_{LT}$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ Section de classe 1

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

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

$$M_{cr} = c_1 \pi^2 EI_z \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$C_1 = 1.046, C_2 = 0.43, (\text{cas de deux charge concentrée,}) \dots \dots \dots \text{tableau F.1.2 EC03}$

$K = 1, K_w = 1$ (pour une poutre appuyée aux des extrémités)tableau F.1.2 EC03

$Z_g = Z_a - Z_s = \frac{h}{2} - 0 = -13.5\text{cm}, L=6\text{m}$

$I_w = 785400\text{cm}^6, G = 0.4E = 0.4 \times 2.1 \times 10^5 = 84000\text{N/mm}^2.$

Avec Z_g est la distance de point d'application de la charge au centre de cisaillement

$M_{cr} = 732.63\text{KN.m} ;$

$M_{ply} = W_{ply} \times f_y / \gamma_{m0} = 1112 \times 23.5 / 1 = 261.32\text{KN.m}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{261.32}{732.63}} = 0.6$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.6 > 0.4$ donc il ya risquede diversement

Courbe(a) $\rightarrow \chi_{LT} = 0.89$

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

Profilé laminé $\beta_w = 1 ;$

$M_{b,rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.89 \times 1 \times \frac{1112 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow M_{b,rd} = 237.56\text{KN.m}$

$M_{sdy} = \frac{R \times L^2}{8} = \frac{3090 \times 6^2}{8} = 139.05\text{KN.m}$

$\Rightarrow M_{sdy} = 139.05\text{KN.m} < M_{b,rd} = 237.56\text{KN.m}$

\Rightarrow La stabilité au diversement de la poutre de roulement est vérifier.

IV.11. La fatigue :

IV.11.1. Exigence relative à l'évaluation de la fatigue

(1) Il convient d'effectuer une évaluation à la fatigue conforme à l'EN 1993-1-9 pour toutes les zones critiques.

(2) Il n'est pas nécessaire d'effectuer une évaluation à la fatigue pour les chemins de roulement si le nombre de cycles à plus de 50 % de la pleine charge utile n'excède pas C_0 .

NOTE La valeur numérique de C_0 peut être définie dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée est 10^4 .

(3) Une évaluation à la fatigue n'est généralement requise que pour les composants du chemin de roulement qui sont soumis à des variations de contrainte dues aux charges verticales de pont roulant.

NOTE Les variations de contrainte par rapport aux charges de pont roulant horizontales sont généralement négligeables.

Toutefois, dans certains cas, les dispositifs d'appui horizontaux peuvent être soumis à une fatigue provoquée par les charges de pont roulant latérales. De même, pour certains types de chemins de roulement et de fonctionnement du pont roulant, la fatigue peut être le résultat d'actions d'accélération et de freinage multiples.

IV.11.2. Vérification à la fatigue :

On doit vérifier la condition de [l'EC3 P9 : (8.3)] :

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1,0$$

Avec :

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \dots\dots\dots (EC3-P9 : 8(2))$$

$$\dots\dots\dots (EC3-P6 : 9.4.1(4))$$

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot \Phi_{fat} \cdot \Delta\sigma_P \dots\dots\dots (EC3-P6 : 9.3(1))$$

$$\gamma_{Ff} = 1,0 \dots\dots\dots (EC3-P9 : \text{Tableau 3.1})$$

$$\gamma_{Mf} = 1,15 \dots\dots\dots (EC3-P9 : \text{Tableau 3.1})$$

Les valeurs λ peuvent être prises dans le (Tableau 2.12 de l'EC1 P3) selon la classification de l'appareil de levage, notre cas le pont roulant est classifié dans la classe S₃.

λ = 0.397 pour les contraintes normales

λ = 0.575 pour les contraintes de cisaillement

Le coefficient d'impact dynamique équivalent de détérioration φ_{fat} dans des conditions normales peut être pris

Égal à : φ_{fat}=1.1 (EC1-P3 : 2.12.1(7))

(4) La charge de fatigue peut être spécifiée comme suit :

Q_{ei} = φ_{fat} × λ_i × Q_{max,i} ... (EC1-P3: (2.16))

où :

Q_{max,i} est la valeur maximale de la charge caractéristique verticale du galet i ;

- Pour contraintes normal
Q_{ei} = 1.1 × 0.397 × 30.9 = 13.49KN
- Pour contraintes de cisaillement
- Q_{ei} = 1.1 × 0.575 × 30.9 = 19.54KN

IV.11.3. Verification de section transversal

a) le moment sollicitant sous G_{tot} :

$$M_{y,G} = \frac{G_{tot} \times l^2}{8} = \frac{115.84 \times 6^2}{8} = 5.21KN.m$$

b) moment max et min sollicitant sous la charge roulant :

$$M_{y,\max} = \frac{PL}{4} \rightarrow M_{y,\max} = \frac{30.9 \times 6}{4} = 46.35 \text{KN.m}$$

$$M_{y,\min} = 0 \text{KN.m}$$

IV.11.3.1. Contrainte normal à la semelle supérieure :

Catégorie de détail 80mpA

$$\Delta\sigma_{E2} = \max\sigma_x - \min\sigma_x$$

$$\max\sigma_x = \frac{M_{y\max} + M_{y,G}}{W_{ely}} = \frac{46.35 + 5.21}{1013} = 5.089 \text{KN/cm}^2$$

$$\min\sigma_x = \frac{M_{y\min} + M_{y,G}}{W_{ely}} = \frac{0 + 5.21}{1013} = 0.514 \text{KN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{E2} = 5.089 - 0.514 = 4.57 \text{KN/cm}^2$$

On la condition suivant :

$$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \rightarrow \Delta\sigma_C \geq \gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2} * \gamma_{Mf}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_C \geq 1 * 4.57 * 1.15 = 5.255 \text{KN/cm}^2$$

$\Delta\sigma_C$ Valeur de référence de la résistance à la fatigue à $NC = 2$ millions de cycles

Les Tableaux 8.1 à 8.9 de l'EC3 Partie1-9 demandent pour certains détails que les étendues de contrainte soient basées sur les contraintes principales.

Catégorie de détail :

La désignation numérique attribuée à un détail constructif particulier pour une direction donnée de contraintes afin d'indiquer la courbe de résistance à la fatigue à appliquer pour évaluer sa résistance (ce nombre correspond à la résistance de référence à la fatigue $\Delta\sigma_C$ en N/mm^2)

Calcul de $\Delta\sigma_C$:

$$\text{Avec } \Delta\sigma_C = \frac{8}{1.15} = 6.95 \text{KN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_C = 6.95 \text{KN/cm}^2 > 5.255 \text{KN/cm}^2 \text{ c'est vérifiée.}$$

catégorie	détail constructif	Description	Exigences
160	<p>NOTE La courbe de résistance à la fatigue associée à la catégorie 160 est la plus haute. Aucun détail ne peut atteindre une meilleure résistance quelque soit le nombre de cycles.</p>	<p>Produits laminés et extrudés :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Plaques et larges plats. 2) Profils laminés. 3) Tubes sans soudure, soit rectangulaires soit circulaires. 	<p>Détails 1) à 3) :</p> <p>Arêtes vives, défauts de surface et de laminage améliorés par meulage jusqu'à élimination et réalisation d'une transition régulière.</p>
80		<ol style="list-style-type: none"> 12) Assemblages à simple recouvrement avec boulons calibrés. 12) Assemblages à simple recouvrement avec boulons non précontraints injectés. 	<ol style="list-style-type: none"> 12) ... section nette.. 12) ... section nette..
160		<ol style="list-style-type: none"> 1) Sections laminées en I ou H. 	<ol style="list-style-type: none"> 1) Etendue de contrainte verticale de compression $\Delta\sigma_{vert}$ dans l'âme due aux charges roulantes.
100		<ol style="list-style-type: none"> 6) et 7) : Produits laminés et extrudés, comme les détails 1), 2), 3). 	<p>Détails 6) et 7) :</p> <p>Δt calculé à partir de : $\tau = \frac{VS(t)}{It}$</p>
125		<p>Soudures longitudinales continues :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Soudure automatique pleine pénétration exécutée des deux côtés ; 2) Soudure d'angle automatique; extrémités des plats de renfort vérifiées selon le détail 6) ou 7) du Tableau 8.5. 	<p>Détails 1) et 2) :</p> <p>Aucun arrêt/reprise n'est admis sauf si la réparation est exécutée par un spécialiste et l'exécution correcte de la réparation contrôlée par inspection.</p>

Tableau IV-8 certaines catégories de détails avec leurs description

IV.11.3.2. Contrainte normal à la semelle inférieure :

Catégorie de détail 125mpA

$$\Delta\sigma_{E2} = \max\sigma_x - \min\sigma_x$$

$$\max\sigma_x = \frac{M_{y\max} + M_{y,G}}{W_{ely}} = \frac{46.35 + 5.21}{1013} = 5.089 \text{KN/cm}^2$$

$$\min\sigma_x = \frac{M_{y\min} + M_{y,G}}{W_{ely}} = \frac{0 + 5.21}{1013} = 0.514 \text{KN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{E2} = 5.089 - 0.514 = 4.57 \text{KN/cm}^2$$

On la condition suivant :

$$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \rightarrow \Delta\sigma_C \geq \gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2} * \gamma_{Mf}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_C \geq 1 * 4.57 * 1.15 = 5.255 \text{KN/cm}^2$$

Calcul de $\Delta\sigma_c$:

Avec $\Delta\sigma_c = \frac{12.5}{1.15} = 10.86 \text{KN/cm}^2$

$\Rightarrow \Delta\sigma_c = 10.86 \text{KN/cm}^2 > 5.255 \text{KN/cm}^2$ c'est vérifiée.

IV.11.3.3. Vérification de l'âme

a) Cisaillement de l'âme :

Sous le poids propre :

$V_{sdz} = \frac{G_{tot} \times 6}{2} = 3.47 \text{KN}$

$\tau_{xz} \approx 0 \text{KN/cm}^2$

Sous la charge roulante :

$\max V_z = Q_{r,max} + \frac{Q_{r,max} \times 2}{L}$

$= 30.9 + \frac{30.9 \times 2}{6} = 41.2 \text{KN}$

$\min V_z = -4 \times \frac{Q_{r,max}}{L} = -20.6 \text{KN}$

$\max \tau_{xz} = \frac{\max V_z}{A_w} = \frac{\max V_z}{d_w \times t_w} = \frac{41.2}{19.6 \times 0.8} = 2.62 \text{KN/cm}^2$

$\min \tau_{xz} = \frac{\min V_z}{A_w} = \frac{-20.6}{19.6 \times 0.8} = -1.31 \text{KN/cm}^2$

b) Contraintes de compression locales exercées dans l'âme :

$\sigma_{zEd} = \frac{F_{zd}}{l_{eff} \times t_w}$ (EC3.P6 :5.4.2)

$I_{rf} = I_r + I_{f,eff}$;

$I_{f,eff} = \frac{t_f^3 \times b_{eff}}{12}$;

$b_{eff} = b_{fr} + d_r$;

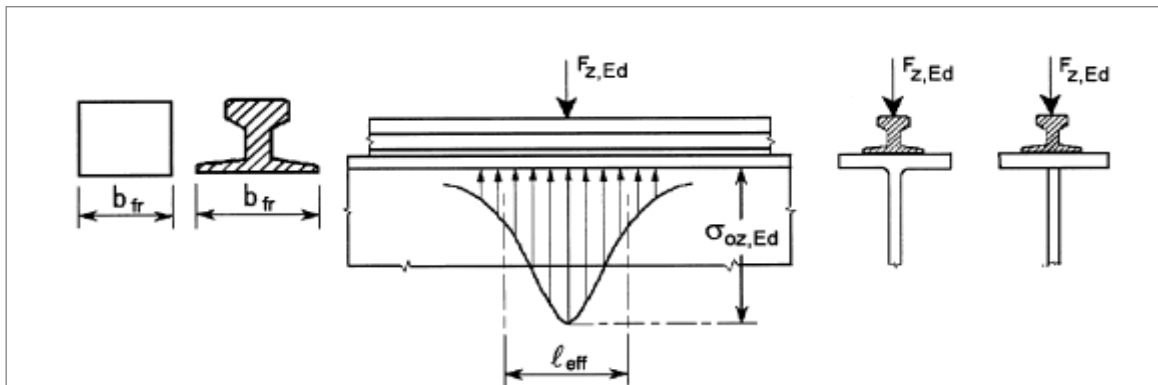


Figure IV14 : longueur chargée efficace

$d_r = h_{rail} + t_f + r = 65 + 13 + 24 = 102 \text{mm}$

$b_{eff} = b_{rail} + d_r = 150 + 102 = 252 \text{mm} < b = 280 \text{mm}$

$I_{f,eff} = \frac{t_f^3 \times b_{eff}}{12} = \frac{1.3^3 \times 25.2}{12} = 4.613 \text{cm}^4$

I_r : Moment d'inertie de flexion du rail de pont roulant selon son axe neutre horizontal, en prenant l'usure en compte, comme indiqué en article 5.3.3(3).EC3P6 $\Rightarrow I_r = I_r - 25\%$ (I_r) = 133.5cm⁴

$I_{rf} = I_r + I_{f,eff} = 133.5 + 4.613 = 138.113 \text{cm}^4$

$$I_{eff} = 3,25. [I_{rf} / t_w]^{1/3}$$

$$I_{eff} = 3,25. [138.113 / 1.3]^{1/3} = 15.39 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{F_{zd}}{I_{eff} \times t_w} = \frac{19.54}{15.39 \times 1.3} = 0.98 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{EC3- P6: 7.5.2 (1)})$$

$$\sigma_{//} = 0.2. \sigma_{\perp} = 0.2 \times 0.98 = 0.196 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\max \tau_{//} = 2.62 + 0.196 = 2.81 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\min \tau_{//} = -1.31 - 0.196 = -1.506 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta\tau_{E2} = 2.81 - (-1.506) = 4.316 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Calcul de $\Delta\tau_C$:

$\Delta\tau_C$ Valeur de référence de la résistance à la fatigue à $NC = 2$ millions de cycles

$$\text{Avec } \Delta\tau_C = \frac{10}{1.15} = 8.69 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_C = 8.69 \text{ N/cm}^2 > \Delta\tau_{E2} = 4.316 \text{ KN/cm}^2 \text{ c'est vérifiée.}$$

IV.11.3.4. Contraintes locales provoquées dans l'âme par l'excentrement des charges des galets appliquées par l'intermédiaire d'un rail

(1) Pour une évaluation de la fatigue, il convient de déterminer la contrainte de flexion provoquée dans une âme raidie par l'excentrement des charges des galets appliquées par l'intermédiaire d'un rail (voir Figure 5). Il peut être tenu compte de la torsion de la semelle supérieure entre raidisseurs d'âme transversaux (EC3P6 :5.6.3).

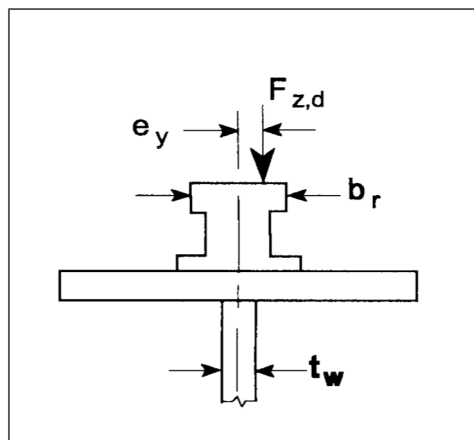


Figure.IV15 : torsion de la semelle supérieure

Les efforts locaux dans l'âme à la flexion :

$$T_{sd} = F_{sd} = F_{z,d} . e_y \quad (\text{EC3P6 :5.6.3. (2)}).$$

$$e_y = 0.25 \times b_r; \quad \text{Mais } e_y \geq 0.5 t_w = 0.5 \times 13 = 6.5 \text{ mm}$$

Où :

b_r largeur du boudin du rail ;

t_w épaisseur de l'âme de la poutre.

$$e_y = 0.25 \times b_r = 0.25 \times 55 = 13.75 \text{ mm} = 0.01375 \text{ m}$$

$$T_{sd} = F_{sd} = F_{z,d} . e_y = 0.01375 \times 19.54 = 0.268 \text{ KN.m}$$

Contrainte de flexion provoquée dans l'âme $\sigma_{T,Ed}$:

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6 T_{sd}}{a t_w^2} . \eta . \tanh (\eta) \quad (\text{EC - P 6 : 5.6.3 (4)})$$

$$\eta = \left[\frac{0,75 a t_w^3}{I_t} \cdot \frac{\sinh^2(\pi d_w / a)}{\sinh(2\pi d_w / a) - 2\pi d_w / a} \right]^{0,5}$$

$$a = 600\text{cm}$$

$$d_w = 28 \cdot 2 \cdot 1,8 = 24,4\text{cm}$$

$$t_w = 0,8\text{cm}$$

$$I_t = \frac{1}{3} \cdot 28 \cdot 1,8^3 = 20,50\text{cm}^4$$

$$\eta = \left[\frac{0,75 \times 600 \times 0,8^3}{20,50} \times \frac{\sinh^2(\pi \times \frac{24,4}{600})}{\sinh(2 \times \pi \times \frac{24,4}{600}) - 2 \times \pi \times 24,4 / 600} \right]^{0,5} = 7,74$$

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6T_{sd}}{at_w^2} \cdot \eta \cdot \tanh(\eta)$$

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6 \times 0,268 \times 100}{600 \times 0,8^2} \cdot 7,74 \cdot \tanh(7,74) = 3,241 \frac{KN}{cm^2}$$

$$\sigma_{T,Ed \max} = 3,241 + 3,241 = 6,482 \frac{KN}{cm^2}$$

$$\sigma_{T,Ed \min} = 3,241 - 3,241 = 0 \frac{KN}{cm^2}$$

$$\rightarrow \max \Delta\sigma_{TE} = 6,482 \frac{KN}{cm^2}$$

$$\Delta\sigma_c = \frac{16,0}{1,25} = 12,5 \frac{KN}{cm^2}$$

$$\Delta\sigma_E < \Delta\sigma_c$$

IV.11.3.5. Interaction entre effort tranchant et la contrainte dans l'ame :

$$\left[\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c} \right]^3 + \left[\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c} \right]^5 \leq 1,0$$

$$\left(\frac{1 \times 6,482}{16} \right)^3 + \left(\frac{1 \times 4,316}{10} \right)^5 = 0,131 < 1$$

IV.12. pré-dimensionnement du support du chemin de roulement

Le chemin de roulement est supporté par une console qui est sollicitée par les Efforts suivant :

- Le poids propre de la poutre de roulement et du rail
- Le poids propre de pont roulant
- Les actions verticales des galets du pont roulant

La console est pré dimensionnée en vérifiant la condition de résistance suivante :

$$M_{sdy} \leq M_{r dy} = W_{ely} \times f_y / \gamma_{m0} \Rightarrow W_{ely} \geq \frac{M_{sdy} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

Où :

M_{sd}y : moment qui sollicite la console.

$$M_{sd}y = 1.35(F \times 0.4)$$

F : l'effort tranchant sur la console obtenue lorsque l'un des galets est au voisinage de l'appui.

$$F = V_{sdmax} = 66.486 \text{KN}$$

$$\Rightarrow M_{sd}y = 1.35 \times 66.486 \times 0.4 = 35.90 \text{KN.m}$$

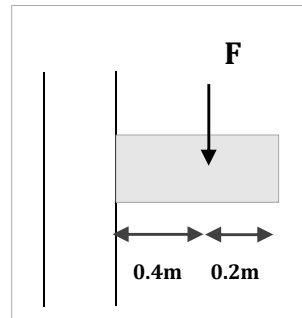


Figure IV.16 : le console

D'où :

$$W_{ely} \geq \frac{M_{sd}y \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{26.6 \times 1.1 \times 10^2}{23.5}$$

$$W_{ely} \geq 168.05 \text{cm}^3$$

On adapte **HEA160** comme une console (corbeau) Du chemin de roulement.

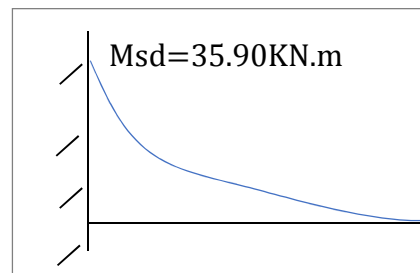


Figure IV.17 : le moment maximal.

IV.12.1. Vérification à l'effort tranchant :

La condition à vérifier **V_{sd} < V_{rd}** et **V_{sd} < V_{rd} × 0.5**

$$V_{sd} = 66.486 \text{KN} ;$$

$$V_{rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \text{ avec } A_{vz} = 13.21 \text{cm}^2$$

$$V_{rd} = \frac{13.21 \times 23.5}{1 \times \sqrt{3}} = 179.22 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 66.486 \text{KN} < V_{rd} = 179.22 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 66.486 \text{KN} < 0.5 \times V_{rd} = 89.61 \text{KN}$$

HEA160 est vérifiée vis-à-vis l'effort tranchant

Conclusion:

Les Chemins de roulement sont sollicités par des charges fortes, généralement mobiles. Le profile **HEA280** résiste aux différentes charges roulantes verticales, et les charges horizontales, donc on l'adopte HEA280 comme poutre de roulement, et **HEA160** comme un support du chemin de roulement.

CHAPITRE V :
Etude des
contreventements

V.1 Introduction :

Un système de contreventement est normalement destiné à transmettre les charges horizontales aux fondations et à empêcher, ou au moins à limiter, les déplacements latéraux dans les ossatures à un ou plusieurs étages. Il peut également avoir pour rôle de fournir des appuis nécessaires à la stabilisation d'éléments porteurs en réduisant les risques de flambement et de déversement, ainsi que il possède un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

Les treillis verticaux, les murs de cisaillement (en maçonnerie ou en béton) et les noyaux centraux en béton (abritant cages d'escaliers et d'ascenseurs), combinés avec des dalles ou des treillis horizontaux, constituent des systèmes de contreventement courants.

V.2 Calcul de la poutre au vent en pignon :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, aux potelets puis à la traverse du portique, cette dernière n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture.

La poutre contreventée sera calculée comme une poutre en treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; auxquels on adjoint les efforts d'entraînement.

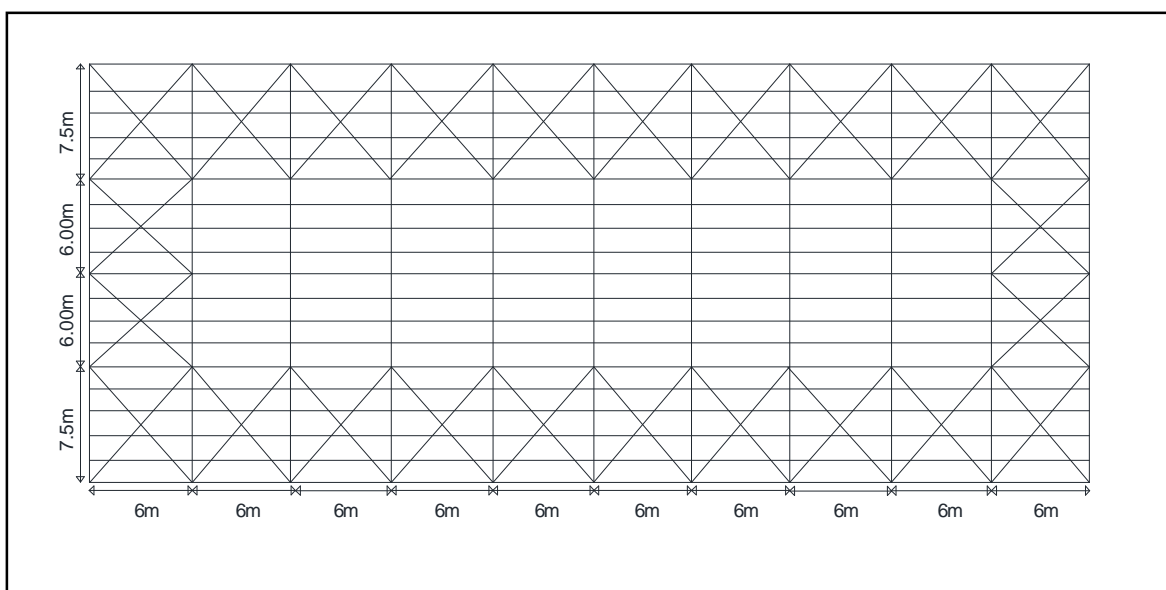


Figure V.1 : Vue en plan de la poutre au vent.

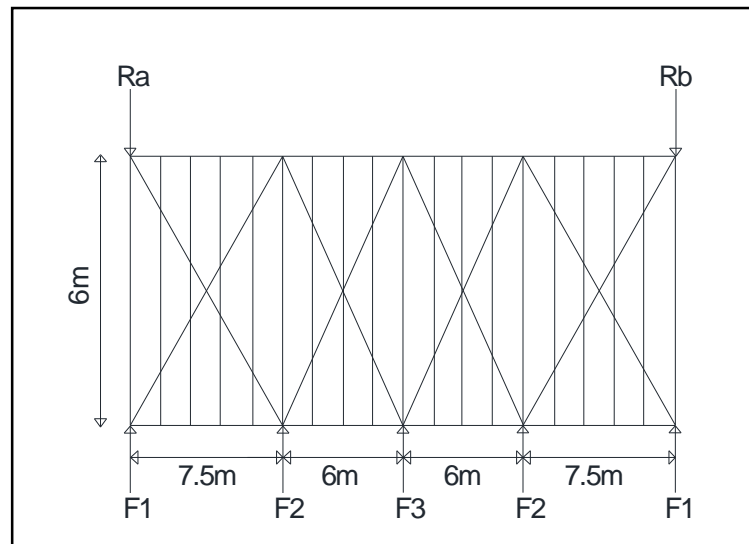


Figure V. 2 : Schéma statique de la poutre au vent

On a :

- ✓ **W_i** : Vent extrême suivant le pignon $w_i = -0.853\text{KN/m}^2$
- ✓ **F_{fr}** : Force de frottement sur la toiture.
- ✓ Comme on a indiqué dans l'étude climatique nous avons de force de frottement.

F_{fr} : 47.491KN

- ✓ **S_i** : La surface sous le vent.
- ✓ **n = 6** : Nombre de nœuds au niveau de toiture

$$F_i = 1.25 \times \left[1.5 \times [W_i \cdot S_i] + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

$$\frac{F_{fr}}{n} = \frac{47.491}{6} = 7.915\text{KN}$$

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci dessous :

Nœud	1	2	3
h_i (m)	12	12.89	13.65
L_i (m)	3.81	6.875	6.13
S_i (m²)	23.71	47.12	42.84
W.S_i (KN)	20.20	40.19	36.54
$\frac{F \times f_r}{n}$ (KN)	7.91	7.91	7.91
F_i (KN)	38.24	85.25	78.40

Tableau V. 1 : Les résultats de F_i

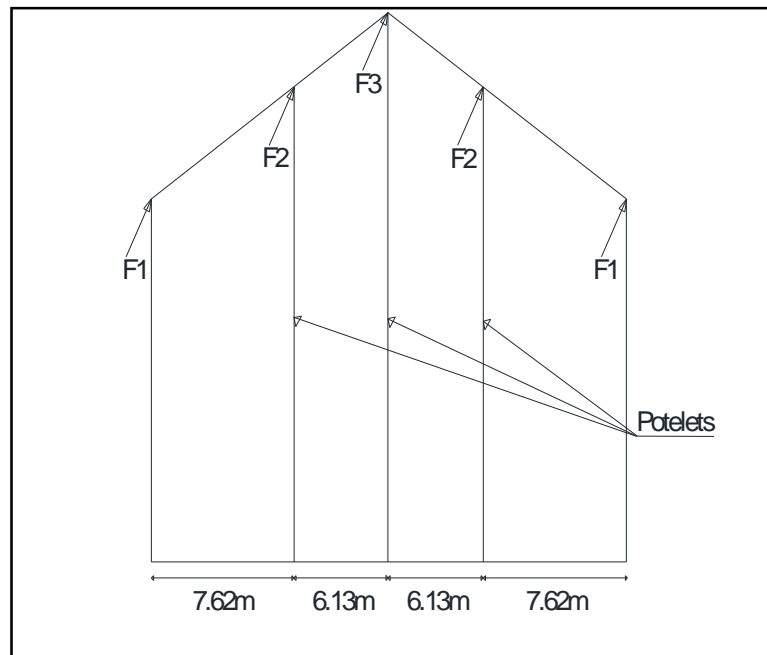


Figure V. 3 : Schéma des F_i sur pignon.

V. 2 .1. Calcul des réactions :

$$R_A = R_B = F_1 + F_2 + \frac{F_3}{2} = 38.24 + 85.25 + \frac{78.40}{2} = 162.69 \text{KN}$$

Les valeurs des réactions et de forces exercées sur la poutre au vent sont présentées sur la figure suivante.

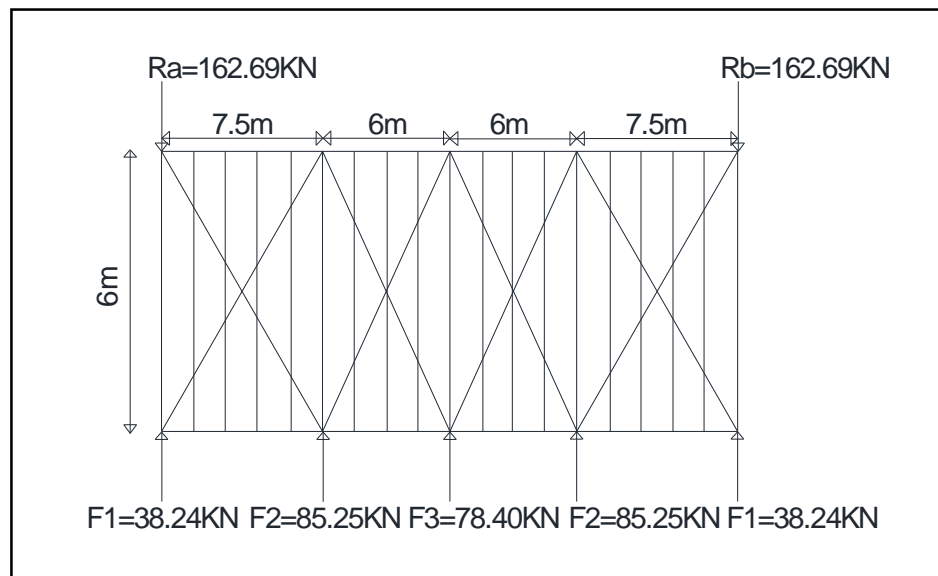


Figure V. 4 : valeurs des forces et réaction.

IV. 2.1.1 Calcul des efforts de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort.

La diagonale la plus sollicitée en traction est celle proche de l'appui A.

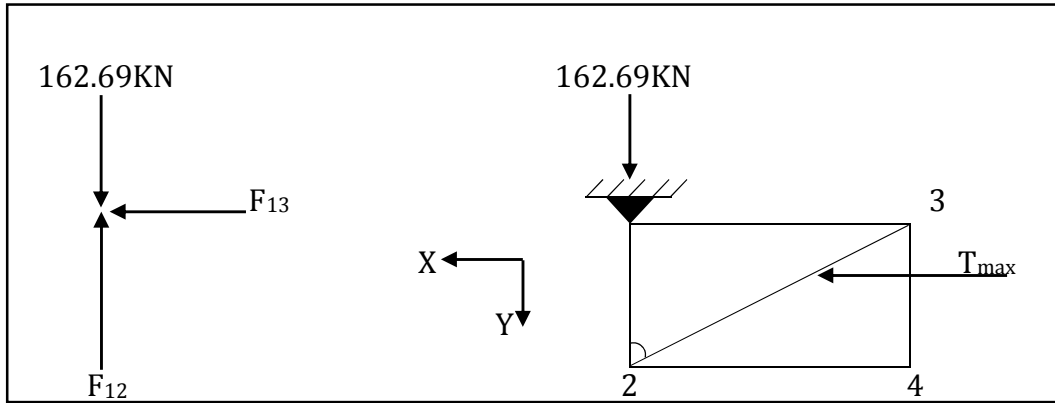


Figure V. 5 : Isolation du nœud 1

- ✓ Nœud (1)
 - $\tan \alpha = \frac{7.5}{6} = 1.25 \Rightarrow \alpha = 51.34^\circ$
 - $\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{13} = 0 \text{ KN}$
 - $\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{12} + R_A = 0 \Rightarrow -F_{12} + 162.69 = 0$
 - $\Rightarrow F_{12} = 162.69 \text{ KN}$

- ✓ Nœud (2)
 - $\sum F_x = 0 \Rightarrow -F_{24} + F_{23} \sin 51.34^\circ = 0$
 - $F_{24} = F_{23} \sin 51.34^\circ$
 - $\sum F_y = 0 \Rightarrow -F_1 - F_{12} - F_{23} \cos 51.34^\circ = 0$
 - $-F_{23} \cos 45^\circ = F_1 + F_{12}$
 - $\Rightarrow -F_{23} = \frac{F_1 + F_{12}}{\cos 51.34^\circ}$
 - $-F_{23} = \frac{38.24 + 162.69}{\cos 51.34^\circ}$
 - $F_{23} = -321.64 \text{ KN}$
 - $F_{24} = -251.15 \text{ KN}$

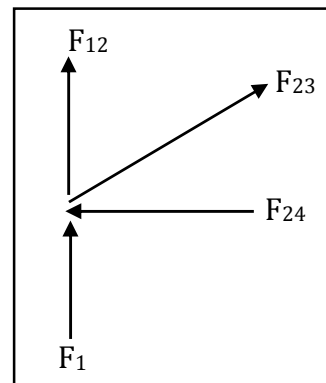


Figure V. 6 : Présentation des efforts sur nœud 2.

On voit bien que la diagonale située à côté de la rive haute est la plus sollicitée avec

$N_{t.sd} = 321.64 \text{ KN}$ pour le dimensionnement on adopte $N_{t.sd} = 321.64 \text{ KN}$

- L'effort de traction max : $N_{t.sd} = 321.64 \text{ KN}$

V.2.1.2. Calcul de la section brute A de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{321.64 \times 1}{23.5} = 13.68 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 13.68 \text{ cm}^2$$

On adopte une double cornière : $2 \times L (75 \times 75 \times 7) \Rightarrow A = 20.20 \text{ cm}^2$

V.2.1.3 Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0.9 \times 15.13 \times 36}{1.25} = 392.25 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 321.64 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 392.25 \text{ KN}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée donc les doubles cornières $2 \times L (75 \times 75 \times 7)$ convient pour les diagonales de la poutre au vent.

V.2.2. Vérification des montants de la poutre au vent :**V.2.2.1 Vérification de la panne montante :****Vérification de la résistance :**

Les montants de la poutre au vent sont des pannes IPE160 qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticale, et à la compression sous F on doit donc vérifier la panne à la flexion composée.

La formule de vérification est comme suit :

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \right) + \left(\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right) \leq 1$$

Donc :

Le poids propre réel G de vient :

$$G = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times d] + P_{\text{panne}}$$

$$G = [(12.5 + 1.5) \times 1.5] + 15.8 = 36.8 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0.368 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.368 \times \cos 6.84^\circ = 0.365 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.368 \times \sin 6.84^\circ = 0.043 \text{ KN/ml}$$

La combinaison la plus défavorable à L'ELU et L'ELS devient :

L'ELU

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

$$P_{sz} = 1.25 \cdot (0.365 + 1.5 \cdot (-2.037)) = -3.363 \text{ KN/ml}$$

$$P_{sy} = 1.25 \cdot (1.35 \cdot 0.043) + (1.5 \cdot 0.052) = 0.170 \text{ KN/ml}$$

L'ELS :

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à L'ELU revenant à la panne sollicitée en tenant compte de la continuité est : $V = W = -2.037 \text{ KN/ml}$ « vent de soulèvement »

$$P_{sz} = 1.25 \cdot (0.365 + (-2.037)) = -2.09 \text{ KN/ml}$$

$$P_{sy} = 1.25 \cdot (0.043) + (0.052) = 0.118 \text{ KN/ml}$$

Donc

Axe zz :

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{3.363 \times 6^2}{8} = 15.133 \text{ KN.m}$$

Axe yy :

$$M_{z,sd} = \frac{q_y \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.170 \times 3^2}{8} = 0.191 \text{ KN.m} \quad (\text{Présence des liernes}).$$

$$N_{sd} = F_2 = 85.25 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{20.1 \times 23.5}{1} = 472.35 \text{ KN}$$

$$M_{pl,y,rd} = W_{ply} \cdot f_y / Y_{m0} = 124 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 29.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = W_{plz} \cdot f_y / Y_{m0} = 26.1 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 6.133 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{85.25}{472.35} + \frac{15.133}{29.14} + \frac{0.191}{6.133} = 0.73 < 1 \Rightarrow \text{c'est vérifier.}$$

Vérification de la panne montante au déversement :**a) Semelle supérieure :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes de déverser. Vu qu'elle est fixée à la couverture il n'y a pas donc le risque de déversement.

b) 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.

Combinaison à L'ELU :

$$G - 1.5w$$

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5 w$$

$$Q_{y.sd} = 1.35G \sin\alpha$$

$$N_{sd} = F_2 = 85.25 \text{ KN}$$

Avec :

$$G = 36.8 \text{ daN/ml} \quad \text{« charge permanente »}$$

$$V = W = -2.037 \text{ KN/ml} \quad \text{« vent de soulèvement »}$$

$$N_{sd} = F_2 = 85.25 \text{ KN} \quad \text{« charge de compression revenant à la panne intermédiaire »}$$

Charge de flexion :

$$Q_{z.sd} = G \cos\alpha - 1.5 w = 36.8 \cdot \cos 6.84^\circ - 1.5 \cdot (203.7) = -269.011 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = 1.35G \sin\alpha = 36.8 \cdot \sin 6.84^\circ = 4.38 \text{ daN/ml}$$

$$M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{269.011 \times 6^2}{8} = 1210.549 \text{ daN.ml}$$

$$M_z = \frac{q_y \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{4.38 \times 3^2}{8} = 4.927 \text{ daN.ml}$$

Charge de compression :

$$N_{sd} = F_2 = 85.25 \text{ KN}$$

La formule de déversement aux instabilités est la suivante :

Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\frac{N}{X_{\min} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{X_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

On a :

$$N_{pl,rd} = \frac{20.1 \times 23.5}{1} = 472.35 \text{ KN}$$

$$M_{pl,y,rd} = W_{ply} \cdot f_y / Y_{m0} = 124 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 29.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = W_{plz} \cdot f_y / Y_{m0} = 26.1 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 6.133 \text{ KN.m}$$

Calcul de coefficient de réduction χ_{\min} :

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

Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \left[\phi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2 \right]^{0.5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Ou } \phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

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

α : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de L'Eurocode 3.

Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

ou $\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$

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

Avec : $\beta_A = 1$ pour la classe 1

$\lambda_1 = 93.9\epsilon$ avec $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$ avec $f_y = 235\text{Mpa}$

D'où $\lambda_1 = 93.9$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{600}{6.58} = 91.185 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{300}{1.84} = 163.043 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{91.185}{93,9} \sqrt{1} = 0.971 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{163.043}{93,9} \sqrt{1} = 1.736 \end{array} \right.$$

$\bar{\lambda}_{\max} = 1.736 > 0.2$ Donc il y a eu lieu de tenir compte du risque de flambement.

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.951 > 1.2$$

Axe de flambement y-y \longrightarrow courbe de flambement « a » $\longrightarrow \alpha_y = 0.21$

Axe de flambement z-z \longrightarrow courbe de flambement « b » $\longrightarrow \alpha_z = 0.34$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{Avec : } \chi_y \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(0.971 - 0.2) + 0.971^2] = 1.052. \longrightarrow \chi_y = 0.682$$

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

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34(1.736 - 0.2) + 1.736^2] = 2.267 \longrightarrow \chi_z = 0.29$$

$$\chi_{\min} = \min(0.682 ; 0.29)$$

$$\text{Donc : } \chi_{\min} = 0.29$$

Calcul de coefficient de réduction pour le déversement :

✧ Calcul de moment critique pour L=300cm :

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{ EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 68.3}{(1 \times 300)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{3960}{68.3} + \frac{(1 \times 300)^2 \times 0.4 \times 3.6_t}{\pi^2 \times 68.3} + (0.459 \times 8.)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - 0.459 \times (-8) \right\}$$

$$M_{cr} = 31.296 \text{ KN.m.}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{2914}{31296}} = 0.964$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.964 > 0.4$ donc il y a risque de déversement.

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.964 \longrightarrow \chi_{LT} = 0.699$$

Calcul des coefficients K et K_{LT} :

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,9$$

Avec :

β_{MLT} : est facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$\beta_{MLT} = 1.3$: pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie

Donc : $\mu_{LT} = 0.188 < 0.9$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{X_z \times A \times F_y} = 1 - \frac{0.188 \times 85.25}{0.29 \times 20.1 \times 23.50} = 0.88$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.971(2 \times 1.3 - 4) + \frac{124 - 109}{109} = -1.221 \leq 0,9$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2 \times \beta_{MZ} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1.736(2 \times 1.3 - 4) + \frac{26.1 - 16.7}{16.7} = -1.86 \leq 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{X_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.867 \times 8525}{0.268 \times 20.1 \times 2350} = 2.25 \Rightarrow 2.25 > 1.5$$

On prend $K_z = 1.5$.

Vérification de condition :

$$\frac{N}{X_{\min} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{X_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$\frac{8525}{0.29 \times 47235} + \frac{0.88 \times 1513.3}{0.699 \times 2914} + \frac{1.5 \times 19.1}{613.3} = 1.32 > 1$$

La stabilité au flambement avec risque de déversement de la panne montante n'est pas vérifiée avec IPE160.

On doit augmenter la section des pannes montantes.

Pour que toutes les pannes aient une même hauteur on fait choisi **HEB160**.

Avec :

$$N_{pl,rd} = \frac{54.3 \times 23.5}{1.1} = 1160.04 \text{ KN}$$

$$M_{pl,y,rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1} = 354 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1.1 = 75.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{m1} = 170 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1.1 = 36.31 \text{ KN.m}$$

Calcul de coefficient de réduction χ_{\min} :

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

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{600}{6.78} = 88.49$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{300}{4.05} = 74.07$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{88.49}{93.9} \sqrt{1} = 0.94 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{74.07}{93.9} \sqrt{1} = 0.78 \end{cases}$$

$\bar{\lambda}_{\max} = 0.94 > 0.2$ Donc il y a eu lieu de tenir compte du risque de flambement.

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1 < 1.2$$

$$t_w = 8\text{mm} < 100\text{mm}$$

Axe de flambement y-y \longrightarrow courbe de flambement « b » $\longrightarrow \alpha_y = 0.34$

Axe de flambement z-z \longrightarrow courbe de flambement « c » $\longrightarrow \alpha_z = 0.49$

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

$$\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.34(0.94 - 0.2) + 0.94^2] = 1.06. \quad \longrightarrow \chi_y = 0.64$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.49(0.78 - 0.2) + 0.78^2] = 0.94 \quad \longrightarrow \chi_z = 0.68$$

Donc : $\chi_{\min} = 0.64$

Calcul de coefficient de réduction pour le déversement :

✧ Calcul de moment critique pour L=300cm de HEB160 :

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 889.2}{(1 \times 300)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{47940}{889.2} + \frac{(1 \times 300)^2 \times 0.4 \times 31.24_t}{\pi^2 \times 889.2} + (0.459 \times 8.)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - 0.459 \times (-8) \right\}$$

$$M_{cr} = 587.16 \text{ KN.m.}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{7562}{58716}} = 0.35$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.964 > 0.4$ donc il y a risque de déversement.

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$;

Courbe(a) $\rightarrow \chi_{LT}$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,35 \longrightarrow \chi_{LT} = 0,96$$

Calcul des coefficients K et K_{LT} :

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\text{Donc : } \mu_{LT} = 0,15 \times 0,68 \times 1,3 - 0,15 = -0,0174 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{X_z \times A \times F_y} = 1 - \frac{-0,0174 \times 85,25}{0,68 \times 54,3 \times 23,50} = 1,00$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,78 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{354 - 311,5}{311,5} = -1,18 \leq 0,9$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{MZ} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,78 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{354 - 311,5}{311,5} = -0,95 \leq 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{X_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0,95 \times 8525}{0,68 \times 54,3 \times 2350} = 1,09 \Rightarrow 1,09 < 1,5$$

Vérification de condition :

$$\frac{N}{X_{\min} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{X_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$\frac{85,25}{0,64 \times 1160} + \frac{1 \times 1513,3}{0,96 \times 7562} + \frac{1,09 \times 19,1}{3631} = 0,32 < 1 \text{ (c'est vérifié)}$$

\Rightarrow Donc **HEB160** convient comme une poutre montante.

IV. 3 Calcul de la poutre sablière :

Les poutres sablières assurent la liaison entre différents portiques transversaux, leurs évitant un important déplacement longitudinal notamment en cas de séisme.

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement verticale, donc elle est soumise à un effort horizontal et son poids propre, d'où la vérification va se faire en flexion composée.

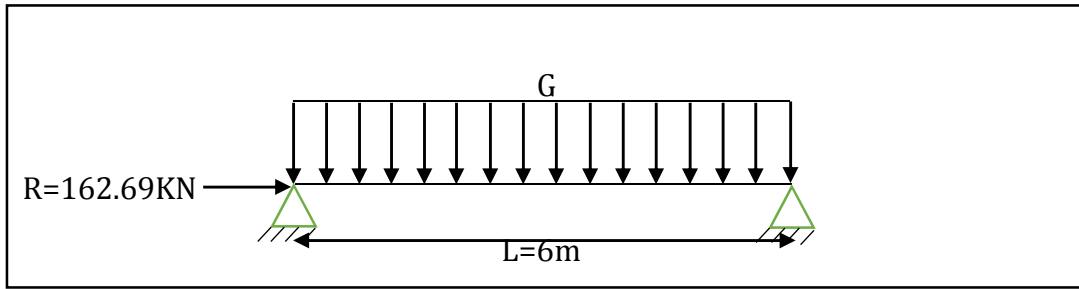


Figure V.7 : schéma statique de la poutre sablière

La poutre sablière du portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions de la poutre au vent de pignon calculé précédemment.

$R_A=162.69KN$

V. 3.1 Pré dimensionnement :

$$A \geq \frac{N_{st} \times \gamma m_0}{F_y}$$

$$A \geq \frac{162.69 \times 1}{23.5} = 6.92 \text{ cm}^2$$

On adopte : HEB160 avec $A = 54.3\text{cm}^2$, $P = 43\text{kg/ml}$.

V. 3.2. Vérification de la résistance de la poutre sablière :

V. 3.2.1. Vérification aux instabilités :

a) vérification au flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{600}{6.78} = 88.49 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{600}{4.05} = 148.41 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{88.49}{93.9} \sqrt{1} = 0.94 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{148.41}{93.9} \sqrt{1} = 1.58 \end{array} \right.$$

$\bar{\lambda}_{\max} = 1.58 > 0.2$ Donc il y a eu lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\left. \begin{array}{l} h/b=1 < 1.2 \\ t_f=13\text{mm} < 100\text{mm} \\ \text{Axe ZZ} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{courbe de flambement (c)} \\ \alpha = 0.49 \end{array} \right.$$

$\Rightarrow \chi_{\min} = 0.28$

$$N_{RD} = 0.28 \times 54.3 \times 23.5 / 1.1 = 324.81 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 162.69 \text{ KN} \Rightarrow N_{Sd} < N_{RD} \text{ (c'est vérifiée).}$$

V. 3.2.2. Vérification à l'effort normal :

On doit vérifier si :

$$N_{Sd} \leq \min[0.25 N_{Pl}; 0.5 \times t_w \cdot h_w \cdot f_y]$$

Tel que

$$N_{Pl} = A \cdot f_y = 54.3 \times 23.5 = 1276.05 \text{ KN}$$

$$0.25 \times 1276.05 = 319 \text{ KN}$$

$$0.5 \times t_w \cdot h_w \cdot f_y = 0.5 \times 0.8 \times 10.4 \times 23.5 = 97.76 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 162.69 \text{ KN} > 0.5 \times t_w \cdot h_w \cdot f_y = 97.76 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

Alors il faut tenir en compte l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant plastique de l'axe yy. (d'après l'EC3P1 : 6.2.9.1(4))

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0.5a)$$

$$n = N_{Sd} / N_{Pl,Rd} = 162.69 / 1276.05 = 0.127$$

$$a = (A - 2b \cdot t_f) / A = (54.3 - 2 \times 16 \times 1.3) / 54.3 = 0.23$$

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{m1} = 354 \times 23.5 / 1.1 = 75.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{N,y,Rd} = 75.62 (1 - 0.127) / (1 - 0.5(0.23)) = 74.59 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et tant que } a > n \rightarrow M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd}$$

$$\Rightarrow M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1-n)/(1-0.5a)$$

$$M_{pl,yz,Rd} = W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{m1} = 170 \times 23.5 / 1.1 = 36.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{N,z,Rd} = 36.31 \times (1 - 0.127) / (1 - 0.5(0.23)) = 35.81 \text{ KN.m}$$

- Calcul de moment sollicitant M_{Sdy} sous le poids propre G de HEB160 :

$$M_{Sdy} = 1.35 \times \frac{G \times l^2}{8} = 1.35 \times \frac{0.43 \times 6^2}{8} = 1.935 \text{ KN.m}$$

- Calcul de moment sollicitant M_{Sdz} sous la surpression interne du vent $w = -922 \text{ N/m}^2$

$$W = e \cdot w = 1.2 \times 922 = 1106.4 \text{ N/ml}$$

$$M_{Sdz} = 1.5 \times \frac{W \times l^2}{12} = M_{Sdz} = 1.5 \times \frac{1.106 \times 6^2}{12} = 7.47 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{Sdz}=7.47\text{KN.m} < M_{N,z,Rd}=35.81\text{KN.m} \\ M_{Sdz}=1.935\text{KN.m} < M_{N,y,Rd}=74.59\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Donc la stabilité à la flexion composée est vérifiée avec la poutre sablière **HEB160**.

V. 4 Contreventement vertical du long-pan :

Les palées de stabilités vertical sont destinées à assurer la stabilité des parois ou files d'ossature, vis-à-vis des efforts horizontaux longitudinaux dus à la réaction de la poutre au vent du pignon et les réactions dus au freinage du pont roulant produites par les accélérations et les décélérations des structures des appareils de levage et transmettre aux fondations:

V. 4.1. Dimensionnement de palée de stabilité :

Le dimensionnement s'effectue avec les diagonales tendues, et vérifier les diagonales comprimées en admettant qu'elles sont flambent,

$R_A=162.69\text{KN}$: réaction de la poutre au vent

V_A et V_B : réaction des appuis

$H_L=4.67\text{KN}$: réaction induite par le pont roulant

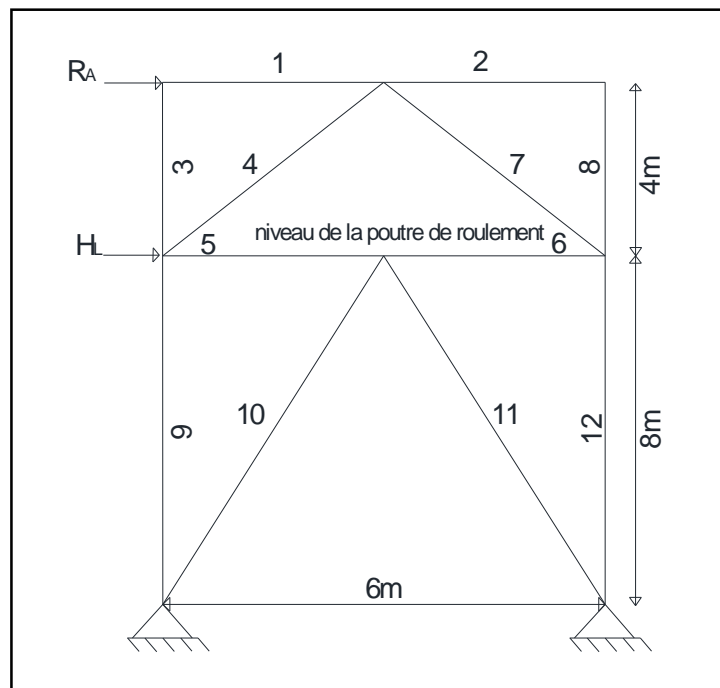


Figure V.8 : schéma statique de la palée de stabilité sur long pan.

Les efforts dans les barres tendues et comprimées obtenus à partir de la méthode des nœuds :

Barres Numéro :	Effort (-) traction (+) compression [KN]
1	+166.07
2	-3.59
3	0
4	-140.18
5	+79.62
6	-79.46
7	+143.40
8	0
9	-108.17
10	-221.86
11	+223.87
12	+126.65

Tableau V.2 : schéma statique de la palée de stabilité sur long pan.

On doit dimensionnée les diagonales avec un effort de traction le plus défavorable dans la barre N° 10.

$$N_{t,sd} = -221.86\text{KN}$$

V.4.1.1 Calcul de la section brute A :

$$N_{t,sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma m_0}$$

$$A \geq \frac{N_{t,sd} \cdot \gamma m_0}{F_y} = \frac{221.86 \times 1}{23.5} = 9.44\text{cm}^2$$

$$A \geq 9.44\text{cm}^2$$

On adopte une double cornière: $2 \times L (60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13.82\text{cm}^2$

V.4.1.2 Calcul de la section nette :

$$A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$$

$$A_1 = (6 \times 0.6) - (1.6 \times 0.6) = 5.28\text{cm}^2$$

$$A_2 = (6 - 0.6) \times 0.6 = 6.48\text{cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0.709$$

$$A_{net} = 5.28 + (0.709 \times 6.48) = 9.87\text{cm}^2$$

V.4.1.3 Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 9.87 \times 36}{1.25} = 255.94 \text{KN} > N_{tsd} = 221.86 \text{KN} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Les doubles cornières **2×L (60× 60 × 6)** convient pour les diagonales de la palée de stabilité.

V.4.2. Vérification de flambement :

L'élément le plus sollicité par l'effort de compression et le plus long est la diagonale N°11 caractérisé par :

$$L=8.54\text{m} ; F_{cSd}=223.87\text{KN}$$

On doit vérifier $F_{cSd} < F_{RD} = \chi \times A \cdot F_y / \gamma_{m0}$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{854}{1.82} = 469.23 = \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{854}{1.82} = 469.23$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{469.23}{93.9} = 5.02$$

$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = 5.02 > 0.2$ Donc il y a eu lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_y = \chi_z = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 + \bar{\lambda}_{y,z}^2]^{0.5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Ou } \phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\phi_y = \phi_z = 0.5 [1 + 0.34(5.02 - 0.2) + 5.02^2] = 13.91$$

$$\chi = \frac{1}{13.91 + [13.91^2 + 5.02^2]^{0.5}} = 0.034$$

$$N_{RD} = 0.034 \times 13.82 \times 23.5 / 1.1 = 11.31 \text{KN}$$

$F_{cSd} = 223.87 \text{KN} \Rightarrow F_{cSd} > N_{RD}$ (non vérifiée).

On voit bien que la résistance au flambement de la diagonale comprimée n'est pas vérifiée.

Donc on augmente la section des cornières jusqu'à 2L (130x130x13) $A = 64.6 \text{cm}^2$.

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{854}{3.96} = 215.65 = \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{854}{3.96} = 215.65$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{215.65}{93.9} = 2.29$$

$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = 5.02 > 0.2$ Donc il y a eu lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_y = \chi_z = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Ou } \phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\phi_y = \phi_z = 0.5 [1 + 0.34(2.29 - 0.2) + 2.29^2] = 3.47$$

$$\chi = \frac{1}{3.47 + [3.47^2 - 2.29^2]^{0.5}} = 0.164$$

$$N_{RD} = 0.164 \times 64.6 \times 23.5 / 1.1 = 227.09 \text{ KN}$$

$$F_{cSd} = 223.87 \text{ KN} < N_{RD} = 227.09 \quad (\text{c'est vérifiée}).$$

V.4.3. vérification à la compression des barres :

La barre la plus sollicitée en compression est la barre N°11, avec un effort $N = 223.87 \text{ KN}$.

Condition de résistance :

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd} \Rightarrow \frac{N}{S} \leq \frac{fy}{\gamma m_0}$$

$$\frac{223.87}{64.6} = 3.46 \text{ KN/cm}^2 \leq \frac{23.5}{1.1} = 21.36 \text{ KN/m}^2$$

$$= 3,46 \text{ KN/cm}^2 < = 21,36 \text{ KN/cm}^2 \quad (\text{Vérifiée}).$$

D'où on adopte des cornières de **2L (130x130x13)** pour les palées de stabilité.

V.5. Pré-dimensionnement de la poutre de contreventement verticale :

La poutre de contreventement verticale assurent la transmissions des efforts entre les diagonales de contreventement,

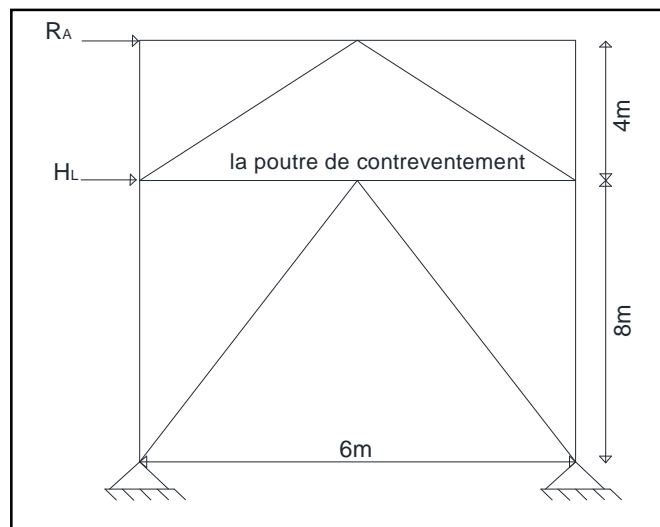


Figure V.9 : schéma indiquant la poutre de contreventement verticale.

La poutre reçoit un effort de compression $F_{cSd} = 79.62\text{KN}$

V. 5.1 Pré dimensionnement :

$$A \geq \frac{N_{st} \times \gamma_{m0}}{F_y}$$

$$A \geq \frac{79.62 \times 1}{23.5} = 3.38 \text{ cm}^2$$

On adopte : HEB120 avec $A = 34\text{cm}^2$, $P = 26.7\text{kg/ml}$.

V. 5.2. Vérification de la résistance :

V. 5.2.1. Vérification aux instabilités :

a) vérification au flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{600}{5.04} = 119.04 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{600}{3.06} = 196.07 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{119.04}{93.9} \sqrt{1} = 1.26 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{196.07}{93.9} \sqrt{1} = 2.08 \end{array} \right.$$

$\bar{\lambda}_{\max} = 2.08 > 0.2$ Donc il y a eu lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\left. \begin{array}{l} h/b = 1 < 1.2 \\ t_f = 11\text{mm} < 100\text{mm} \\ \text{Axe ZZ} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{courbe de flambement (c)} \\ \alpha = 0.49 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \chi_{\min} = 0.18$$

$$N_{RD} = 0.18 \times 34 \times 23.5 / 1.1 = 130.74\text{KN}$$

$$N_{Sd} = 79.62\text{KN} \Rightarrow N_{Sd} < N_{RD} \text{ (c'est vérifiée).}$$

On adapte **HEB120** comme une poutre de contreventement verticale.

CHAPITRE VI :
Etude de portique

ETUDE DE PORTIQUE

VI.1. Introduction :

Les portiques, qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont composée de traverses (ou fermes), qui supportent les pannes, et de poteaux, qui supportent les traverses.

Leur conception varie en fonction :

- de leur portée : on utilise les profils laminés à sections constantes pour des petites portées (jusqu' à 40 m), des PRS à sections variables pour des longues portées (entre 40 et 80m), et des portiques à treillis pour les très longues portées (par exemple : hangars aéronautiques entre 80 et 140 m)
- du schéma statique de la structure en général et du portique en particulier. Ce schéma statique dépend aussi de la nature du sol, de l'existence ou non de ponts roulants, de la nature des équipements utilisés (machines vibrantes ou non, etc...)
- du procédés technologique utilisé par le constructeur.

VI.2. Portique de projet :

Le portique de notre projet présente les dimensions suivantes :

- La hauteur des poteaux égale à 12m
- La hauteur de faitage égale à 13.65m
- La portée entre les poteaux 27.5m
- La longueur des traverses 13.85m
- La position des supports de la poutre de roulement à niveau $h=+8m$

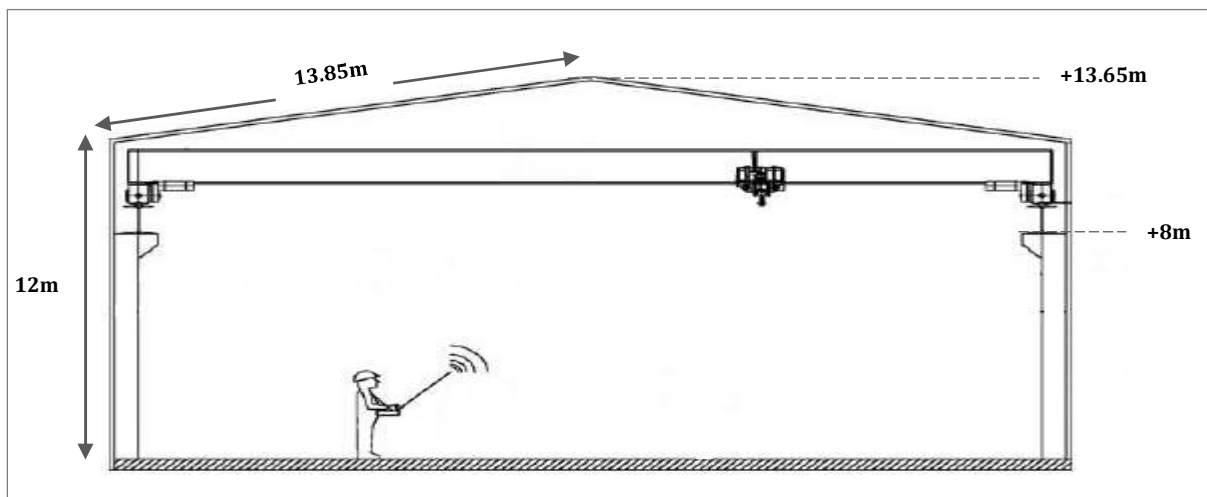


Figure VI.1 : vue de portique en 2D.

VI.2.1. Le portique le plus sollicité :

Le portique le plus sollicité par les différentes charges soit permanentes ou variables c'est le portique intermédiaire le plus chargé par le vent et autres charges par rapport le portique de rive.

VI.3. Cas de chargement :

Le portique peut être soumise à des actions soit permanentes, soit variables, Lorsque ces actions agissent simultanément, on dit que cette structure est soumise à des combinaisons d'actions Lors de cet événement d'action simultanées, une action peut agir en intensité plus qu'une autre. Ceci est pris en charge par les coefficients partiels de sécurité définis par les règlements dans lesquels des formules relatives aux combinaisons d'actions ont été établies.

VI.3.1. Définir les cas de chargement :

Pour dimensionner un portique, dans le cadre des actions définies initialement (tels que le poids propre, le vent, la neige, le pont roulant,), il faut définir tous les cas de chargements possibles inclus dans une action.

VI.3.1.1. Les charges permanentes (G):

Le portique intermédiaire support plusieurs charges permanente tan que :

Les traverses supportent une charge/ml de Poids propre des pannes et la couverture :

$$= (G_{IPE160}/e) \times 6 + (\text{poids}_{\text{couverture}} \times 6) = (15.8/1.5) \times 6 + (14 \times 6) = 147.2 \text{ daN/ml} = 1.472 \text{ KN/ml.}$$

Les poteaux supports des charges concentrés de poids propre des lisses avec le bardage :

$$= (G_{UPE120} \times 6) + (\text{poids}_{\text{bardage}} \times 6 \times e) = (12.1 \times 6) + (15.5 \times 6 \times 1.2) = 1.842 \text{ KN/ml.}$$

VI.3.1.2. La Neige (N):

D'après l'étude climatique on a déterminé que $N = 0.288 \text{ KN/m}^2$

La charge/ml de la neige sur la traverse égale à $0.288 \times 6 = 1.728 \text{ KN/ml.}$

VI.3.1.3. Le pont roulant (P):

La poutre de roulement avec le pont roulant en charge générer des charges verticales et horizontales transversale concentrées sur les deux corbeaux.

Charges verticales :

$$Q_{r,\max} = 61.80 \text{ KN}$$

$$Q_{r,(\max)} = 35.7 \text{ KN}$$

Charges horizontales :

$$H_{T,2} = -5.40 \text{ KN et } H_{T,1} = 3.07 \text{ KN}$$

VI.3.1.4. Le vent (W):

Le vent représente une action regroupant sur la structure ou bien le portique suivant deux directions différent tel que :

1^{er} cas de chargement(W_{1s}) : le vent sur long pan avec une surpression interne.

2^{ème} cas de chargement(W_{1a}) : le vent sur long pan avec une dépression interne.

3^{ème} cas de chargement(W_{2s}) : le vent sur pignon avec une surpression interne.

4^{ème} cas de chargement(W_{2a}) : le vent sur pignon avec une dépression interne.

1^{er} cas de chargement($W_{1\text{Surpression}}$) :

Dans ce cas répartition des charges du vent sur le portique intermédiaire le plus sollicité comme suit :

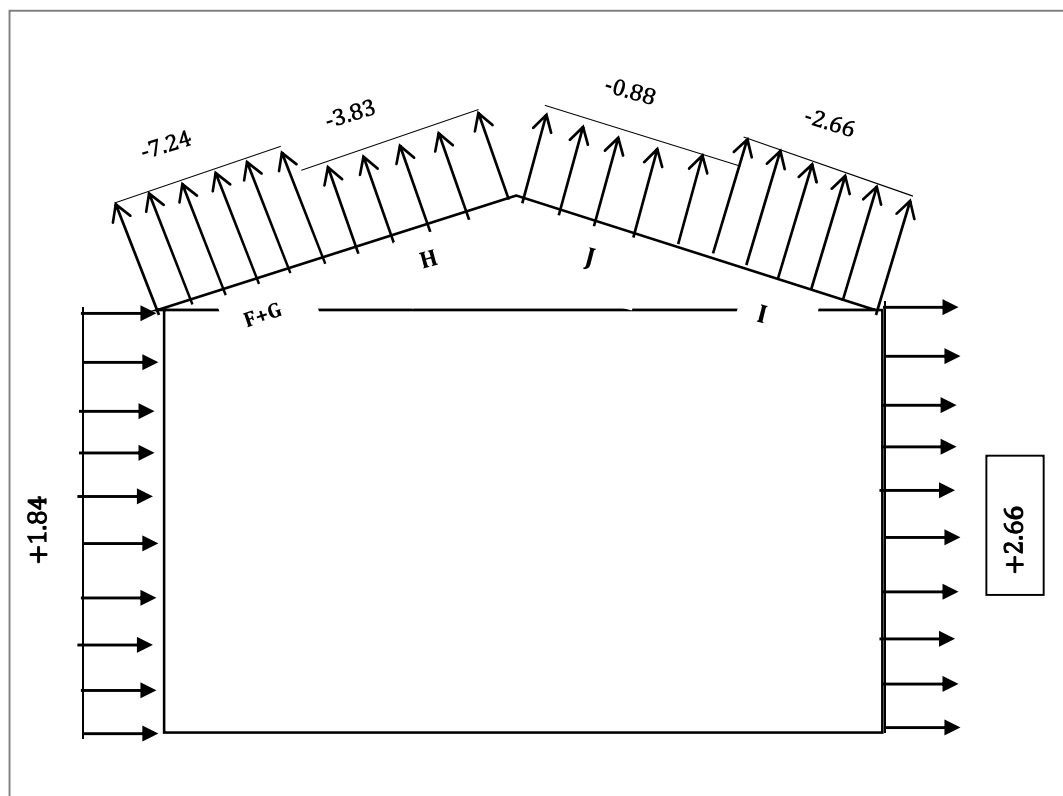


Figure VI.2 : la répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en KN/ml le cas de $W_{1\text{surpression}}$.

2ème cas de chargement ($W_{1\text{dépression}}$) :

Dans ce cas répartition des charges du vent sur le portique intermédiaire le plus sollicité comme suit :

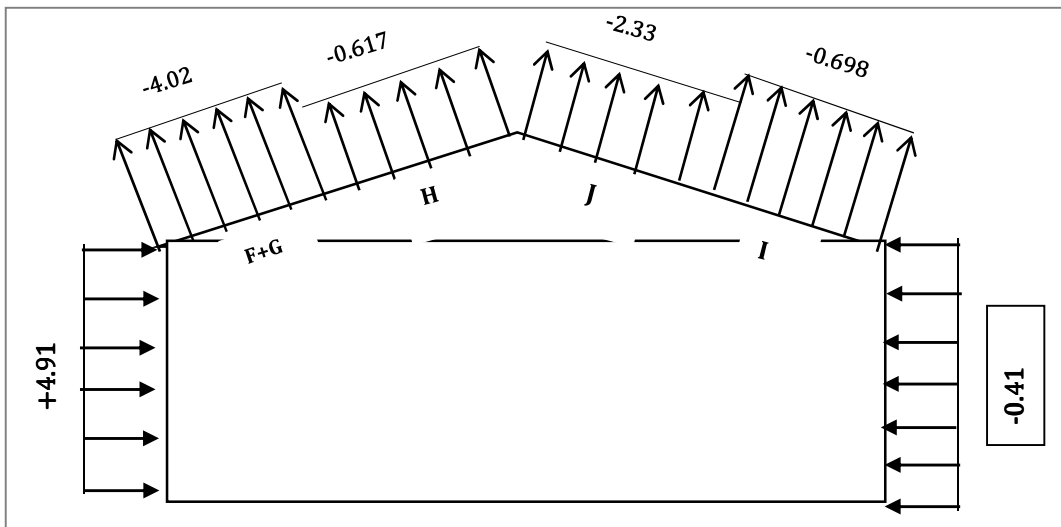


Figure VI.3 : la répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en KN/ml le cas de $W_{1\text{dépression}}$.

3ème cas de chargement ($W_{2\text{surpression}}$) :

Dans ce cas répartition des charges du vent sur le portique intermédiaire le plus sollicité comme suit :

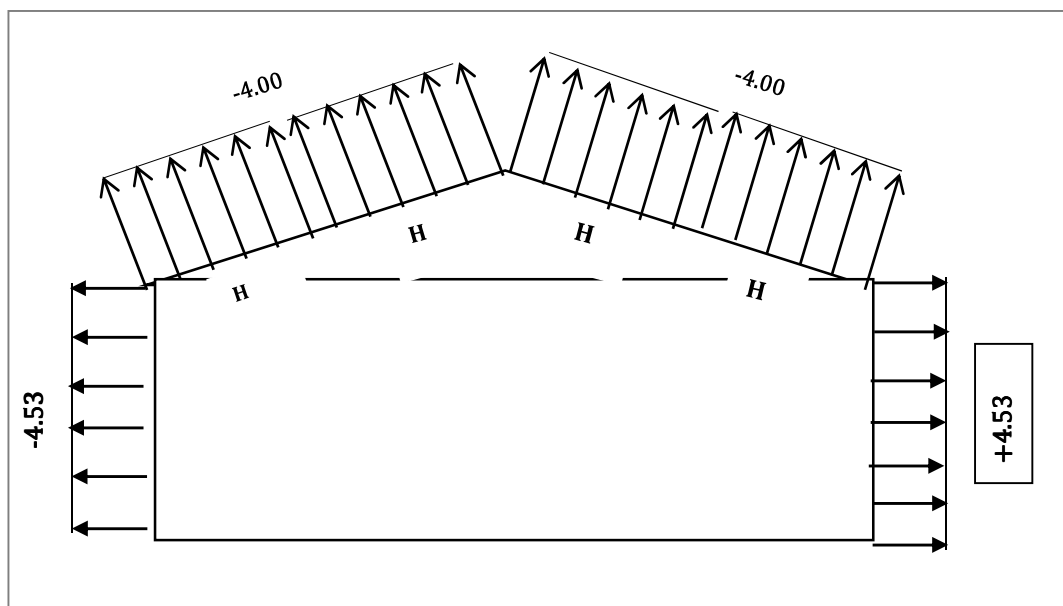


Figure VI.4 : la répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en KN/ml le cas de $W_{2\text{surpression}}$.

4ème cas de chargement (W₂ dépression) :

Dans ce cas répartition des charges du vent sur le portique intermédiaire le plus sollicité comme suit :

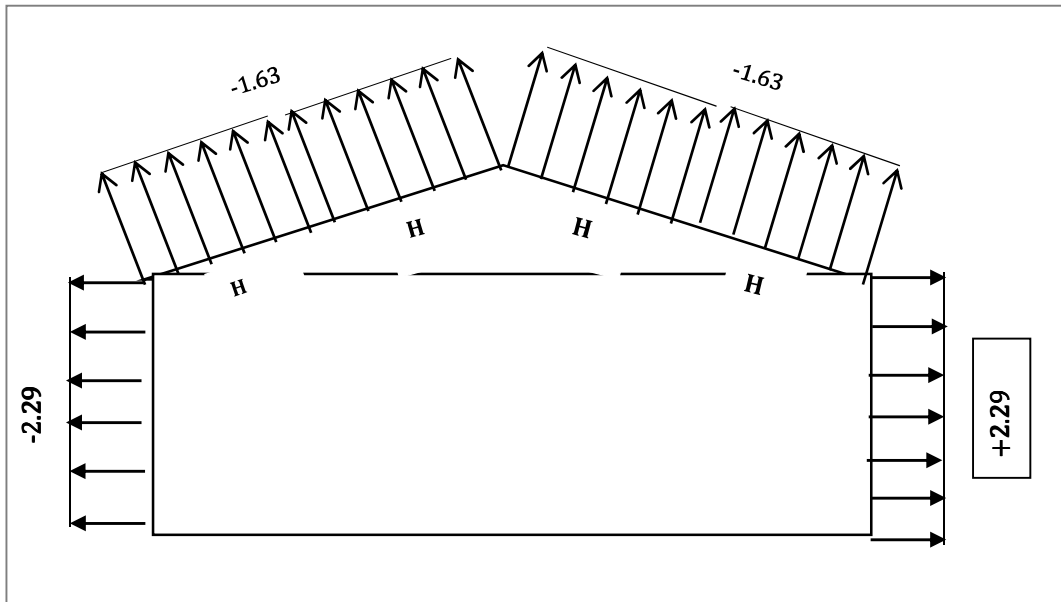


Figure VI.5 : la répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en KN/ml le cas de W₂ dépression

VI.3. 2. Les combinaisons :

On utilise la combinaison à l'ELU de l'EC 0 suivant :

$$\sum \gamma_G G + \gamma_Q \cdot Q + \sum \gamma_Q \psi_i Q_i ;$$

D'où : $\gamma_G=1.35 ; \gamma_G=1.5 ;$

les charges	ψ_0	ψ_1	ψ_2
W	0.67	0.2	0
N	0.67	0.15 pour h≤500m	0
P	0.87	1	0

Tableau VI.1 : les coefficients de ψ_i en fonction des charges.

Ceci est pris en charge par ses coefficients partiels de sécurité définis par les règlements dans lesquels des formules relatives aux combinaisons d'actions ont été établies (l'EC0).

Les combinaisons possibles sont dans le tableau suivant :

Cas de chargement	Numéro	Combinaison	Résultant
G et N	ELU1	1.35G+1.5N	1.35G+1.5N
G et P	ELU2	1.35G+1.5P	1.35G+1.5P
G et W	ELU3	1.35G+1.5W	1.35G+1.5W
	ELU4	G+1.5W	G+1.5W
G ; N et P	ELU5	1.35G+1.5N+1.5 ψ_0 P	1.35G+1.5N+1.305P
	ELU6	1.35G+1.5P+1.5 ψ_0 N	1.35G+1.5P+1.005N
G ; N et W	ELU7	1.35G+1.5N+1.5 ψ_0 W	1.35G+1.5N+1.005W
	ELU8	1.35G+1.5W+1.5 ψ_0 N	1.35G+1.5W+1.005N
G ; W et P	ELU9	1.35G+1.5W+1.5 ψ_0 P	1.35G+1.5W+1.305P
	ELU10	1.35G+1.5P+1.5 ψ_0 W	1.35G+1.5P+1.005W
G ; W ; N et P	ELU11	1.35G+1.5N+1.5 ψ_0 W+1.5 ψ_1 P	1.35G+1.5N+1.005W+1.5P
	ELU12	1.35G+1.5W+1.5 ψ_0 N+1.5 ψ_1 P	1.35G+1.5W+1.005N+1.5P
	ELU13	1.35G+1.5P+1.5 ψ_0 N+1.5 ψ_1 W	1.35G+1.5P+1.005N+0.3W

Ces combinaisons sont nombreuses, il en ressort un temps de calcul élevé. Ce qui justifie le recours aux logiciels de calculs numériques sur ordinateur.

D'après les résultats obtenus à l'aide de logiciels ROBOT Structural on a déterminé les sollicitations maximal correspondant à chaque élément de portique (poteau et traverse) :

✓ 1^{er} cas le vent perpendiculaire au long pan avec une surpression interne (W_{1s}) :

élément	traverse	Poteau
Combinaison	ELU1	ELU1
$M_{sd \max}$ (KN.m)	291.75	291.75
Combinaison	ELU5	ELU6
$N_{sd \max}$ (KN)	48.6	46.37
Combinaison	ELU1	ELU4
$V_{sd \max}$ (KN)	77.5	207.12

✓ 2^{ème} cas le vent perpendiculaire au long pan avec une dépression interne (W_{1d}) :

élément	traverse	Poteau
Combinaison	ELU1	ELU1
$M_{sd \max}$ (KN.m)	291.75	291.75
Combinaison	ELU11	ELU13
$N_{sd \max}$ (KN)	55.99	63.92
Combinaison	ELU1	ELU4
$V_{sd \max}$ (KN)	77.59	212.47

✓ 3^{ème} cas le vent perpendiculaire au pignon avec une surpression interne (W_{2s}) :

élément	traverse	Poteau
Combinaison	ELU1	ELU1
$M_{sd \max}$ (KN.m)	291.75	291.75
Combinaison	ELU5	ELU6
$N_{sd \max}$ (KN)	48.6	50.20
Combinaison	ELU1	ELU4
$V_{sd \max}$ (KN)	77.55	207.12

✓ 4^{ème} cas le vent perpendiculaire au pignon avec une surpression interne (W_{2d}) :

élément	traverse	Poteau
Combinaison	ELU1	ELU1
$M_{sd \max}$ (KN.m)	291.75	291.75
Combinaison	ELU5	ELU13
$N_{sd \max}$ (KN)	48.6	52.90
Combinaison	ELU1	ELU13
$V_{sd \max}$ (KN)	77.5	212.31

Le cas la plus défavorable lorsque le vent perpendiculaire au long-pan avec une dépression intérieure (W_{1d}) comme :

Elément	Traverse	Poteau
$M_{sd \max}$ (KN.m)	291.75	291.75
$N_{sd \max}$ (KN)	55.99	63.92
$V_{sd \max}$ (KN)	77.59	212.47

VI.4. Pré dimensionnement (Poteau, traverse)**VI.4.1. Poteau :****VI.4.1.1. Pré dimensionnement :**

$$M_{sdy} \leq M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m1}}{f_y} = \frac{291.75 \times 100 \times 1.1}{23.5} = 1365.64 \text{cm}^3$$

$W_{ply} \geq 1365.64 \text{cm}^3$; on opte pour un HEA340 avec $W_{ply} = 1850 \text{cm}^3$

VI.4.1.2. Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} = 63.92 \text{KN}$$

$$N_{plRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{133.5 \times 23.5}{1.1} = 2852.04 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 63.92 \text{KN} < N_{plRd} = 2852.04 \text{KN}$$

$$\text{Et } N_{sd} = 63.92 \text{KN} < 0.25 N_{plRd} = 713.01 \text{KN}$$

→ L'incidence sur le moment résistant peut être négligée.

VI.4.1.3. Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{sd \max} = 212.47 \text{KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 44.95 \times \frac{23.5}{1.1 \sqrt{3}} = 609.89 \text{KN} \Rightarrow \frac{1}{2} \times V_{plrd} = 304.93 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V_{sdz} = 212.47 \text{KN} < \frac{1}{2} \times V_{plrd} = 304.93 \text{KN} \text{ (vérifiée)}$$

VI.4.1.4. Vérification la condition de moment fléchissant et l'effort axial :

$$\frac{M_{sd}}{M_{plRd}} + \left(\frac{N_{sd}}{N_{plRd}} \right)^2 < 1$$

$$\frac{291.95}{395.22} + \left(\frac{63.92}{2852.04} \right)^2 = 0.74 < 1 \text{ la condition est vérifiée.}$$

VI.4.2. traverse:**VI.4.2.1. Pré dimensionnement :**

$$M_{sd} \leq M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = 291.75 \text{ KN.m} \Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{291.75 \times 10^2 \times 1.1}{23.5} = 1365.63 \text{cm}^3$$

D'après le tableau des profils on adopte un IPE450 avec $W_{ply} = 1702 \text{cm}^3$ et $G = 77.6 \text{Kg/m}$

VI.4.2.2. Vérification de la traverse :**VI.4.2.3. Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{sd, \max} = 77.59 \text{KN}$$

On doit vérifier la formule suivante : $V_{sd, \max} \leq V_{PL} = A_v \frac{F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m1}}$

$$\text{Avec } A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \Rightarrow A_v = 98.82 - (2 \times 19 \times 1.46) + (0.94 + 2 \times 2.1) \times 1.46$$

$$\Rightarrow A_v = 50.84 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } V_{PL} = 50.84 \cdot \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 627.07 \text{KN}$$

$$V_{sd, \max} = 77.59 \leq V_{PL} = 627.07 \text{KN} \text{ (vérifiée)}$$

VI.4.2.4. Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd, \max} = 55.99 \text{KN}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{98.82 \times 23.5}{1.1} = 2111.15 \text{KN}$$

$$N_{sd, \max} = 55.99 \text{KN} < 0.25 N_{pl, Rd} = 527.68 \text{KN}$$

VI.4.2.5. Vérification la condition de moment fléchissant et l'effort axial :

$$\frac{M_{sd}}{M_{plRd}} + \left(\frac{N_{sd}}{N_{plRd}} \right)^2 < 1$$

$$\frac{291.95}{399.97} + \left(\frac{55.99}{2111.15}\right)^2 = 0.73 < 1 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

VI.5. Calcul du jarret :

Les jarrets de portique seront dimensionnés avec les sollicitations due moments My les plus défavorables,

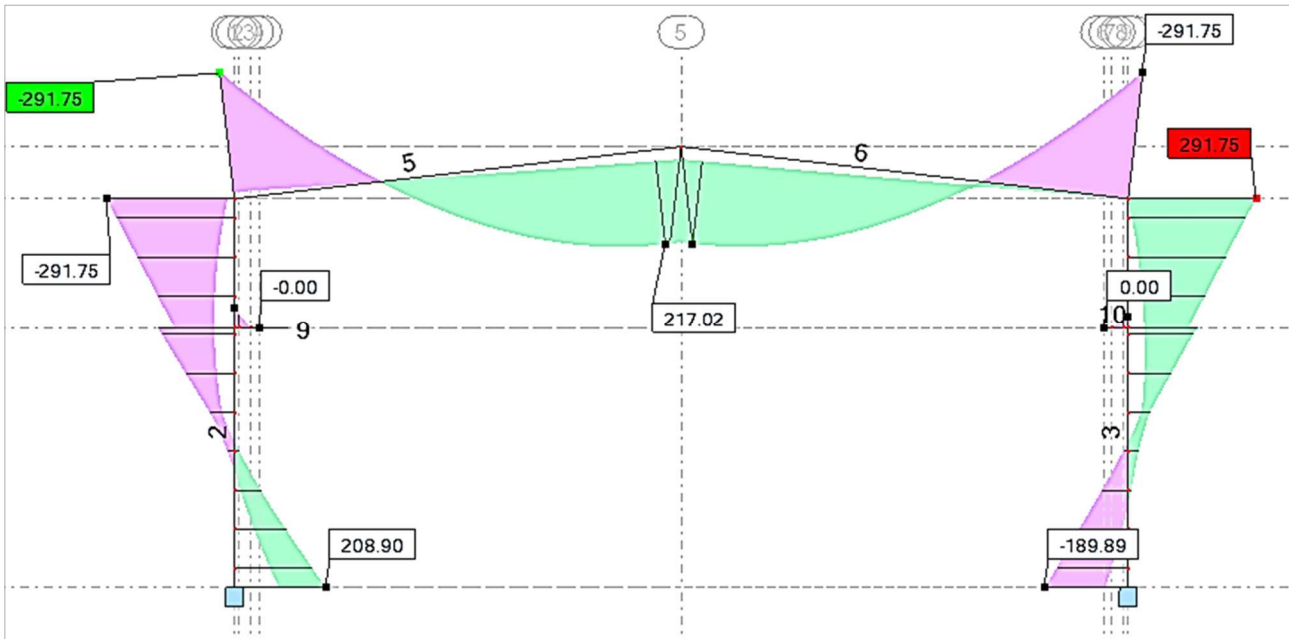


Figure VI.6 : la répartition de moment $M_{y_{max}}$ sur le portique.

VI.5.1. côté de traverse :

La forme de la courbe moment My sur la traverse est parabolique, de la forme $Y=Ax^2$

Avec M_b : moment à la zone nodal ;

M_c : moment au faitage ;

$M_b=291.75\text{KN.m}$; $M_c=217.02\text{KN.m}$

à $x=0 \Rightarrow y=0$

et à $x=s = 13.85\text{m} \Rightarrow y=M_c+M_b=a.s^2$

$$\Rightarrow a = \frac{M_c+M_b}{s^2} \Rightarrow a = 3.65$$

a l'amorce du jarret, $x=x_j$ telle que

$$c+M_{el_{IPE450}} = a x_j^2 + M_c$$

$$\Rightarrow x_j^2 = \frac{M_c+M_{el_{IPE450}}}{a}$$

$$\Rightarrow x_j = \left(\frac{M_c+M_{el_{IPE450}}}{a}\right)^{1/2}$$

$$\Rightarrow x_j = \left(\frac{217.02+352.5}{3.65}\right)^{1/2} = 12.49\text{m}$$

$$\Rightarrow L_j \text{ traverse} = 13.85 - 12.49 = 1.35\text{m}$$

On adopte $L_j \text{ traverse} = 1.80\text{m}$

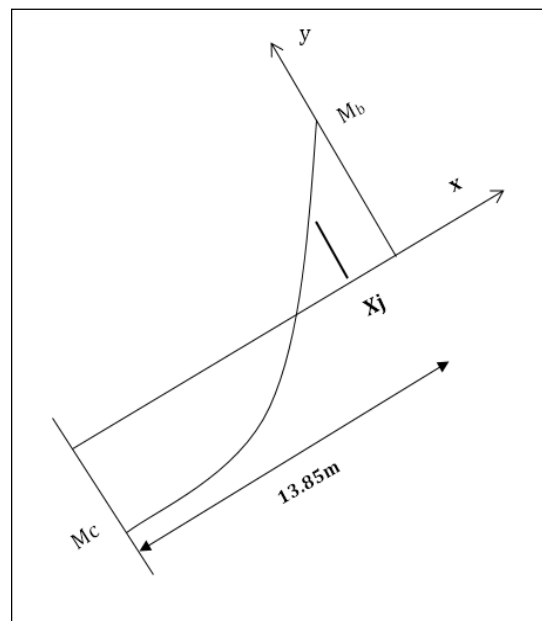


Figure VI.7 : schéma statique du jarret de la traverse

VI.5.2. côté de poteau :

La hauteur de poteau $h=12\text{m}$, la courbe des moments est droit passant par l'origine du repère
Sont équation $M=a.z$; tel que pour $(z=0 \Rightarrow M=0)$

et $(z=h \Rightarrow M=12.a=Ma+Mb= 208.9+291.75)$

$$\Rightarrow a = \frac{Ma+Mb}{12} = 47.72 ; \Rightarrow M = 47.72.z$$

A l'amorce du jarret $z=z_j$ et $M=M_j=Ma+M_{el_{IPE450}}=208.9+352.5=561.4\text{KN.m}$

$$\Rightarrow z_j = \frac{561.4}{a} = \frac{561.4}{47.72} = 11.76\text{m}$$

$$\Rightarrow H_j \text{ poteau} = h - z_j = 0.23\text{m}$$

On adopte $H_j \text{ poteau} = 33\text{cm}$

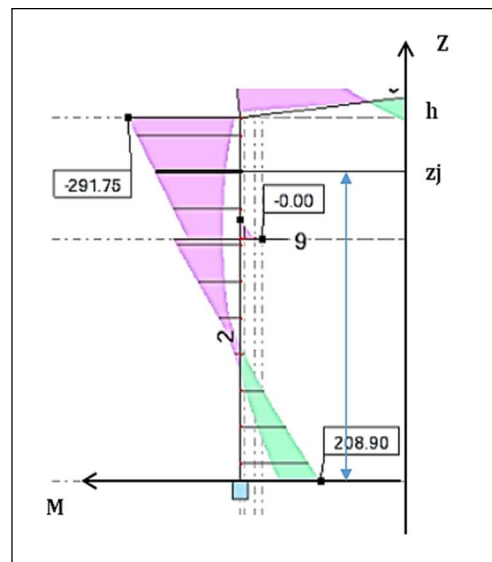


Figure VI.8 : schéma statique du jarret de la traverse coté de poteau.

VI.6.Conclusion :

Le pré-dimensionnement de portique nous a permis de déterminer toutes les sollicitations agissantes sur notre structure portique, dont on a utilisé dans le calcul des éléments porteuses.

Après le pré-dimensionnement on a obtenu des sections suivantes :

- ✓ Le profilé IPE450 et admis pour la traverse.
- ✓ Le profilé HEA340 admis pour le poteau.
- ✓ Jarret : $L=180\text{cm}$ et $H=33\text{cm}$.

CHAPITRE VII :
Etude Sismique

ETUDE SISMIQUE

VII.1 Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter notre structure et la vérification de la structure aux recommandations d'RPA (règlement parasismique Algérien version 99/2003).

VII.2 Analyse de la structure :

VII.2.1 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.

VII.2.2 Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'applications différentes et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VII.3. La méthode statique équivalente :

Les codes parasismiques modernes autorisent à conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées ne prenant en compte fondamental de vibration dans deux **directions perpendiculaires successives**.

La forme de ces modes fondamentaux peut être soit spécifiée forfaitairement dans les codes, soit calculée de manière approchée. La méthode statique équivalente permet d'avoir des résultats **conservatifs** (pour les efforts, les contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le **mode fondamental**.

On appelle **mode fondamental** de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse.

VII.3.1 Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

VII.3.2. Calcul de la force sismique totale :

D'après l'article 4.2.3 de RPA99 version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans la zone IIa et un groupe d'usage (H = 13.65m < 17m)

Nous trouverons : **A = 0.15**

D : facteur d'amplification dynamique, il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamental de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2,5.\eta & \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5.\eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5.\eta \cdot \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \rightarrow T \leq 3s \end{cases} \dots\dots\dots \text{Tableau .4.2 page 38 RPA99}$$

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie de site donnée par (le tableau 4.7 page 49 RPA99)

⇒ **(T₂ = 0.5)**

Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{formule 4.3 page 38 RPA99V2003}$$

ξ : le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction de du matériau constructif, de type de structure et de l'importance de remplissage. Ses valeurs sont données par le tableau 4.2 page 38

Dans notre cas : portique en acier de remplissage léger, **ξ=4% → η=1,08**

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots\dots\dots \text{Tableau 4.6 page 44 RPA99}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage,

Donné par le Tableau 4.6 ($C_T = 0.085$), portique auto stable ductile en acier sans remplissage en maçonnerie.

$$T = 0.085 \cdot (13.65)^{3/4} = 0.60$$

D'après le tableau 4.7 du RPA99 : $T_2 = 0.5s$, donc : $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow \mathbf{D=2.39}$

R : coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4.3 page 42 RPA99 :

Dans le sens longitudinal et transversal :

L'ossature est contreventée par palées triangulées en V : ($R=3$) .

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite. D'après le RPA

Q : facteur de qualité, il est fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments constituants

La régularité en plan et en élévation

La qualité du contrôle de la construction, elle est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \dots\dots\dots \text{Tableau 4.4 page 43 RPA99 Avec :}$$

P_q : pénalité à retenir selon le critère q (satisfaite ou non)

q : critère de qualité.

Les critères de qualité à vérifier sont :

Les critères	P_q
Condition minimale sur les files de contreventement	$P_q = 0.05$
La redondance en plan, observée	$P_q = 0.05$
La régularité en plan	$P_q = 0$
Régularité en élévation	$P_q = 0$
Contrôle de qualité des matériaux	$P_q = 0.$
Contrôle qualité de l'exécution	$P_q = 0.1$
$Q = 1 + \sum p_q$	$1 + (0.2) = 1.20$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum W_i, \text{ avec : } \mathbf{W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}} \dots\dots\dots \text{Tableau 4.5 page 45 RPA99}$$

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids du aux charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 page 45 RPA : ($\beta=0.5$)

Les poids estimés des différents éléments de la structure sont présentés comme suit :

$$W_G=2000.48KN \text{ et } W_Q=20KN$$

$$\text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \rightarrow W_T= 2020.48KN$$

VII.3.3. La force sismique totale :

L'effort tranchant à la basse est :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R_{x,y}} \times W_T = \frac{0.15 \times 2.39 \times 1.2}{3} \times 2020.48 = 289.73KN$$

VII.4. Méthode dynamique modale spectrale :

VII.4.1. Principe de la méthode spectrale :

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

VII.4.2. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA 99 V2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η , R, T1, T2, Q : sont déjà déterminés.

$$Q_x 1.2 ; A = 0,15 ; \eta = 1,08 ; T_1 = 0,15s ; T_2 = 0,5s ;$$

VII.4.3. Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- 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.

- 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 :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2 \text{ sec} \quad \text{RPA99/2003 (4.14.Art 4.3.3)}$$

Ou : N est le nombre de niveau au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

VII.4.4. Résultat de l'analyse :

VII.4.4.1 Analyse N°1 :

A la présence la masse mobile (pont roulant) dans notre structure, on divise l'analyse en deux parties :

a) 1^{er} cas : position du pont roulant au milieu de la structure :

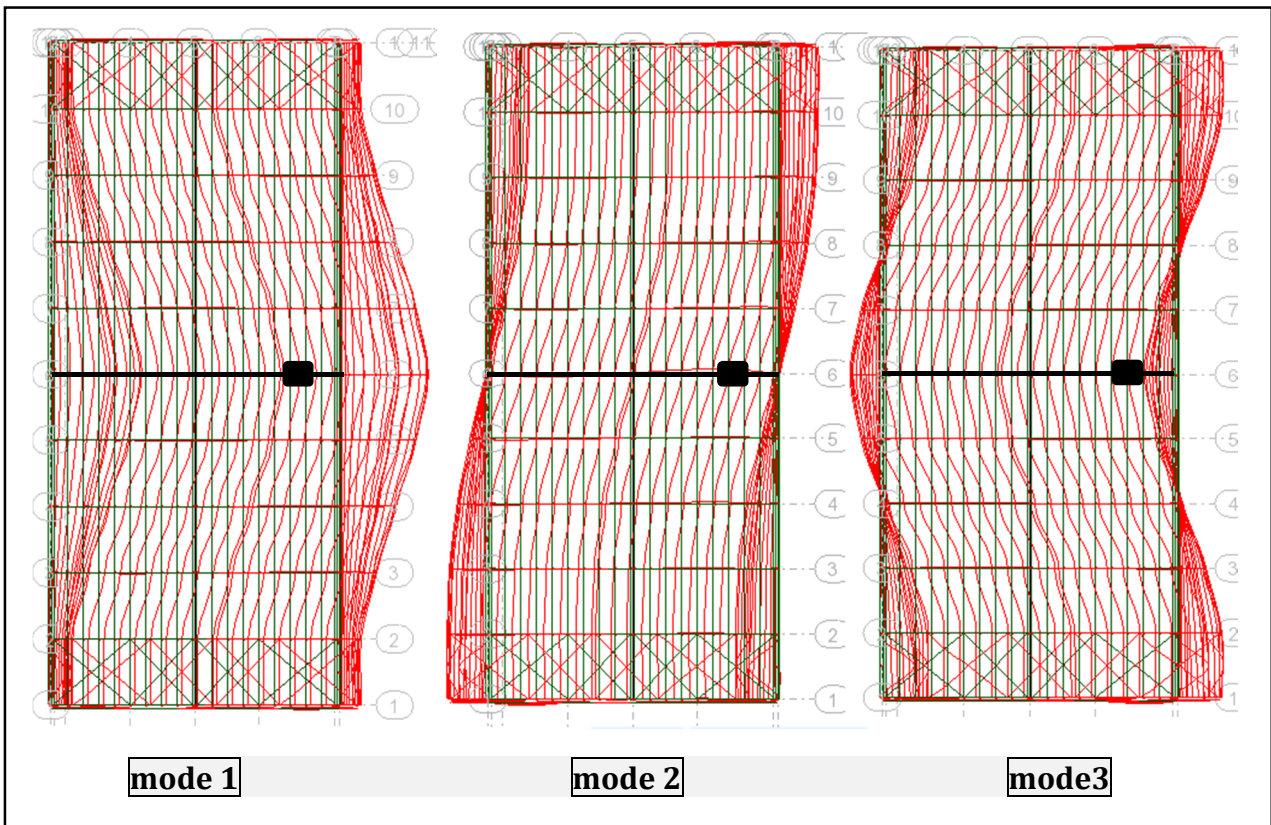


Figure VII.1 : les déformations dans les trois premières modes, cas de pont roulant au milieu.

Type de déformation :

Mode 1 : translation suivant l'axe xx, Avec $T=0.88s$

Mode 2 : une torsion, Avec $T=0.83s$

Mode 3 : rotation autour l'axe zz, Avec $T=0.79s$

b) 2^{eme} cas : position du pont roulant à l'extrémité de la structure :

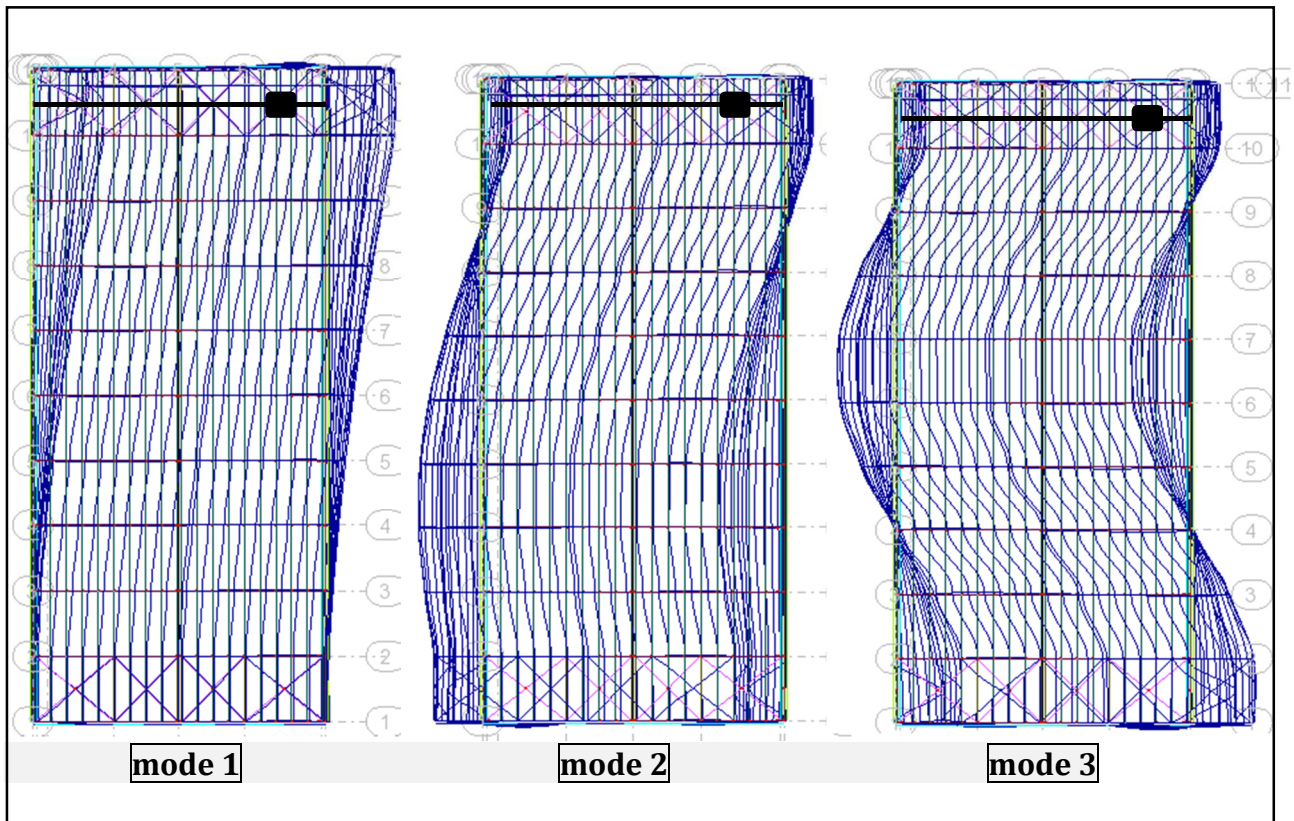


Figure VII.2 : les déformations dans les trois premières modes, cas de pont roulant à l'extrémité de la structure.

Type de déformation :

Mode 1 : translation suivant l'axe xx, Avec $T=0.88s$

Mode 2 : une torsion, Avec $T=0.84s$

Mode 3 : rotation autour l'axe zz, Avec $T=0.79s$

La structure comporta mal vis-à-vis l'action sismique, pour éviter la torsion de la deuxième mode générer par le pont roulant on doit contreventer le sens transversal (pignon).

VII.4.4.2. Analyse N°2 :

Dans ce cas, la structure contreventée dans le sens transversal les résultants de l'analyse comme suite :

VII.4.4.3. Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

Données:

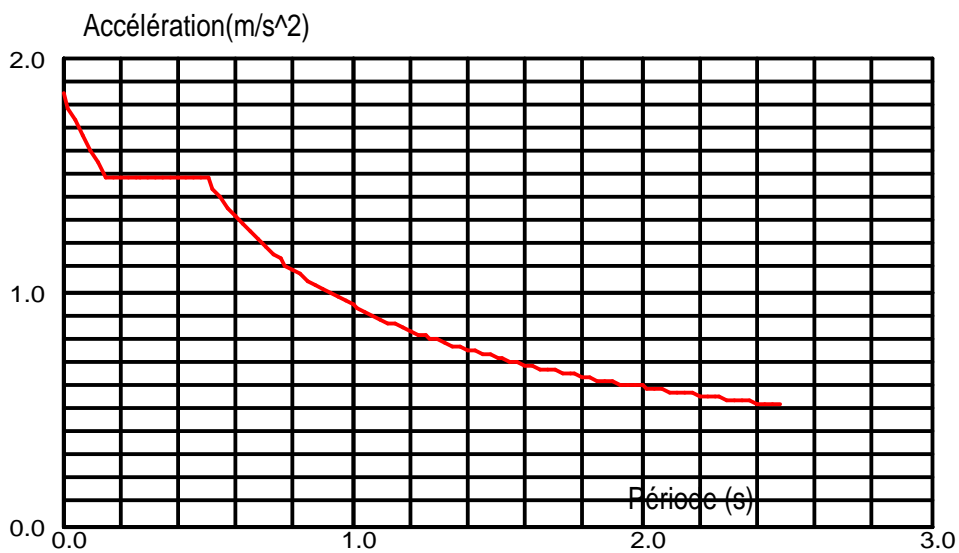
- Zone : IIa
- Usage : 2
- Site meuble : S3
- Coefficient de qualité : 1.200
- Coefficient de comportement : R=4 pour Ex; R=3 pour Ey
- Amortissement : $\xi=4\%$

Paramètres du spectre:

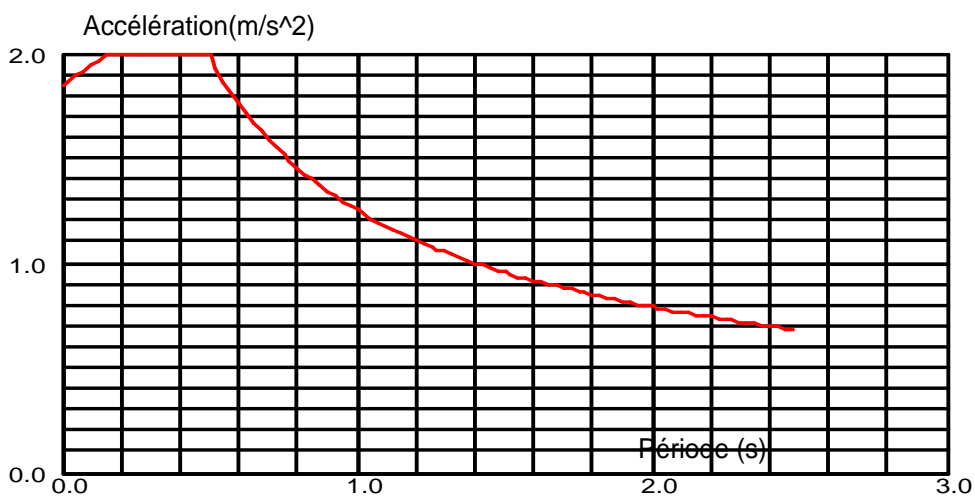
Correction de l'amortissement : $\eta=1,08$

A = 0.150

T₁ = 0.150 ; T₂ = 0.500



FigureVII.3 : Schéma du spectre de réponse suivant X.



FigureVII.4 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.

VII.4.4.4. 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 [%]
6/ 1	2,08	0,48	58,45	0,00	-1, #J	58,45	0,00
6/ 2	3,02	0,33	58,45	63,49	-1, #J	0,00	63,49
6/ 3	3,23	0,31	58,77	63,49	-1, #J	0,31	0,00
6/ 4	3,63	0,28	59,33	63,60	-1, #J	0,57	0,11
6/ 5	3,64	0,27	60,40	64,01	-1, #J	1,07	0,41
6/ 6	3,74	0,27	60,44	64,88	-1, #J	0,04	0,88
6/ 7	3,92	0,26	61,70	65,07	-1, #J	1,26	0,19
6/ 8	4,18	0,24	61,77	65,08	-1, #J	0,07	0,00
6/ 9	4,25	0,24	62,04	65,09	-1, #J	0,27	0,01
6/ 10	4,37	0,23	82,03	65,28	-1, #J	19,99	0,19
6/ 11	4,81	0,21	82,15	68,85	-1, #J	0,12	3,57
6/ 12	5,23	0,19	82,16	69,05	-1, #J	0,00	0,21
6/ 13	5,26	0,19	82,16	69,13	-1, #J	0,00	0,07
6/ 14	5,28	0,19	82,16	70,42	-1, #J	0,00	1,30
6/ 15	5,38	0,19	82,71	70,42	-1, #J	0,56	0,00
6/ 16	5,64	0,18	82,71	70,70	-1, #J	0,00	0,28
6/ 17	5,71	0,18	82,71	70,87	-1, #J	0,00	0,18
6/ 18	6,00	0,17	82,80	71,31	-1, #J	0,09	0,43
6/ 19	6,17	0,16	82,80	71,31	-1, #J	0,00	0,00
6/ 20	6,38	0,16	82,80	76,95	-1, #J	0,00	5,64
6/ 21	6,74	0,15	82,80	76,97	-1, #J	0,00	0,02
6/ 22	7,01	0,14	82,86	77,45	-1, #J	0,05	0,48
6/ 23	7,06	0,14	82,86	77,45	-1, #J	0,01	0,00
6/ 24	7,22	0,14	82,86	82,71	-1, #J	0,00	5,26
6/ 25	7,53	0,13	82,86	83,55	-1, #J	0,00	0,84
6/ 26	7,61	0,13	82,93	83,55	-1, #J	0,07	0,00
6/ 27	7,62	0,13	83,05	83,55	-1, #J	0,11	0,00
6/ 28	7,73	0,13	83,11	83,55	-1, #J	0,06	0,00
6/ 29	8,16	0,12	83,11	83,57	-1, #J	0,00	0,02
6/ 30	8,18	0,12	83,12	83,65	-1, #J	0,01	0,08
6/ 31	8,32	0,12	83,16	85,83	-1, #J	0,03	2,18
6/ 32	8,35	0,12	83,93	87,76	-1, #J	0,78	1,93
6/ 33	8,35	0,12	86,74	87,99	-1, #J	2,81	0,23
6/ 34	8,56	0,12	86,82	87,99	-1, #J	0,08	0,00
6/ 35	8,74	0,11	86,82	87,99	-1, #J	0,00	0,00
6/ 36	8,84	0,11	86,83	90,93	-1, #J	0,01	2,94
6/ 37	8,94	0,11	86,84	91,07	-1, #J	0,01	0,13
6/ 38	9,10	0,11	86,84	91,53	-1, #J	0,00	0,46
6/ 39	9,15	0,11	86,87	91,57	-1, #J	0,04	0,04
6/ 40	9,41	0,11	86,88	91,87	-1, #J	0,01	0,30
6/ 41	9,43	0,11	86,88	91,90	-1, #J	0,00	0,03
6/ 42	9,50	0,11	86,88	91,91	-1, #J	0,00	0,01
6/ 43	9,61	0,10	86,88	91,91	-1, #J	0,00	0,00
6/ 44	9,64	0,10	86,89	91,97	-1, #J	0,01	0,06
6/ 45	9,74	0,10	86,89	91,99	-1, #J	0,00	0,02
6/ 46	9,87	0,10	86,89	92,04	-1, #J	0,00	0,04
6/ 47	10,89	0,09	89,15	92,19	-1, #J	2,26	0,16
6/ 48	10,95	0,09	89,67	93,36	-1, #J	0,52	1,17
6/ 49	11,38	0,09	89,70	93,36	-1, #J	0,04	0,00
6/ 50	11,99	0,08	89,72	93,36	-1, #J	0,02	0,00
6/ 51	12,07	0,08	89,75	94,05	-1, #J	0,03	0,69
6/ 52	12,36	0,08	90,83	94,05	-1, #J	1,09	0,00

TableauVII.1 : Pourcentage de participation de masse.

Le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90% suivant la direction yy à partir de mode 36,et dans le mode 52 pour la direction xx mieux représenter le comportement de la structure, dans les trois premiers modes on a :

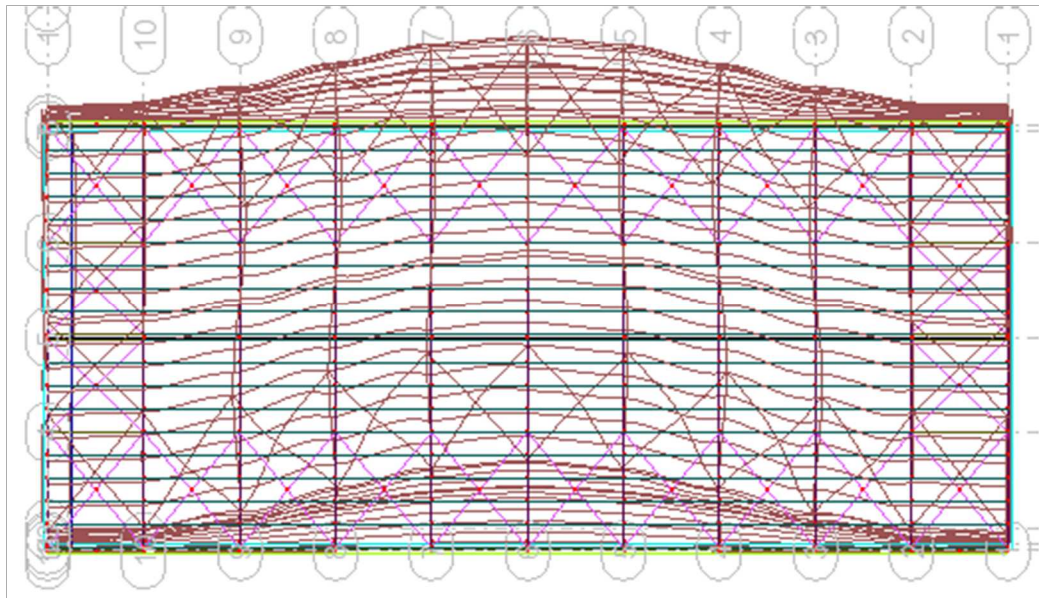
- Translation suivant (X) pour le premier mode.
- Translation suivant (Y) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

VII.4.4.5. Les réponses modales de la structure :

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

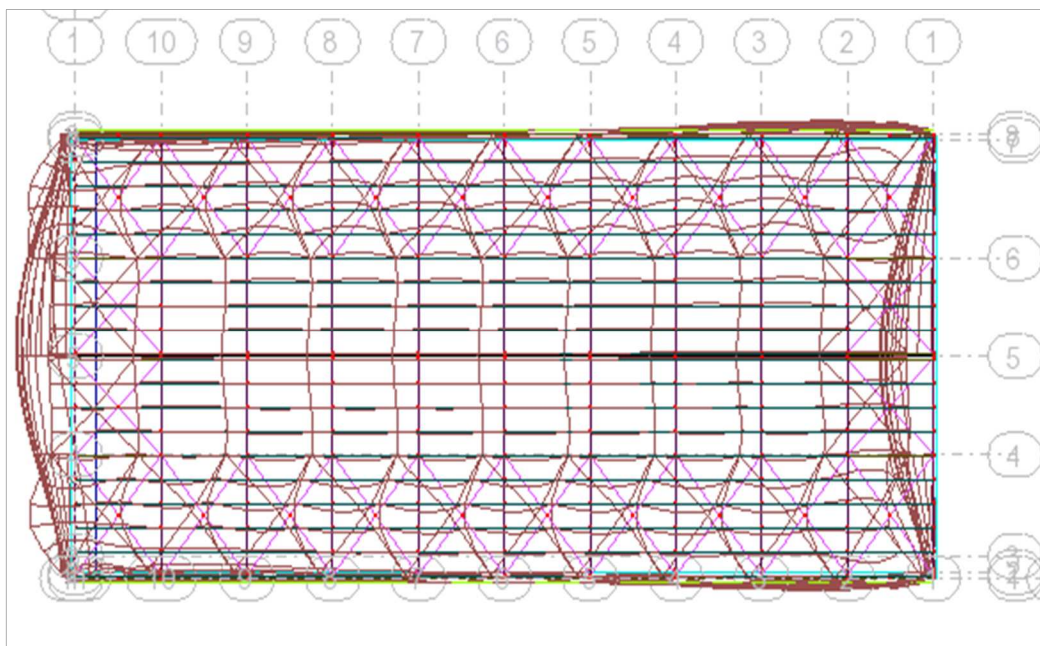
❖ Déformation modale

- **Mode 1** : Translation suivant X-X, période $T = 0,48s$, taux de participation de la masse 58.45%



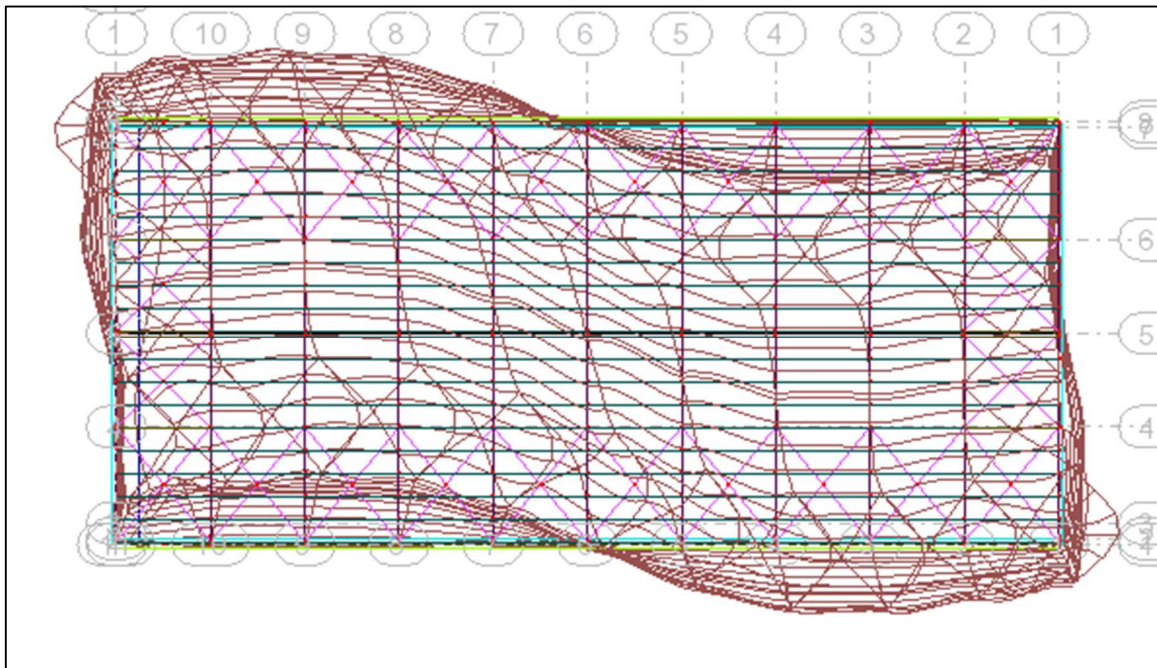
FigureVII.5 : Mode de déformation (1).

- **Mode2** : translation suivant Y-Y, période $T = 0.33s$, , taux de participation de la masse 63.49%



FigureVII.6. : Mode de déformation (2).

- **Mode 3** : Rotation autour l'axe Z-Z, période T =0,31s,



FigureVII.7. : Mode de déformation (3).

VII.4.4.6. Vérification de péroide fondamentale de la structure :

La valeur de T, calculée par le logiciel Robot cette période ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%. (RPA99V2003 4.2.4.4)

La période fondamentale obtenu par logiciel : T = 0.48s.

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots\dots\dots \text{Tableau 4.6 page 44 RPA99V2003.}$$

$$T = 0.085 \cdot (13.65)^{3/4} = 0.60s$$

T+30%T=0.78s >0.48s La condition est vérifiée.

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 l'axe vertical.

VII.5.1. Les combinaisons de calcul :

✓ **Notation :**

G : Poids propre.

N : Action de la neige.

P : action du pont roulant.

W: Action du vent.

- W1 : Vent sur le long pan.
- W2 : Vent sur le pignon.

E : Action sismique.

Ceci est pris en charge par ses coefficients partiels de sécurité définis par les règlements dans lesquels des formules relatives aux combinaisons d'actions ont été établies (l'EC0).

$$\sum \gamma_G G + \gamma_Q \cdot Q + \sum \gamma_Q \psi_i Q_i; \quad \text{D'où: } \gamma_G=1.35; \gamma_G=1.5;$$

les charges	ψ_0	ψ_1	ψ_2
W	0.67	0.2	0
N	0.67	0.15 pour $h \leq 500m$	0
P	0.87	1	0

Tableau VII.2 : les coefficients de ψ_i en fonction des charges.

La neige n'est pas combinée avec le vent car elle joue un rôle favorable.

Les combinaisons possibles sont dans le tableau suivant :

Combinaison (ELU) Etat limite ultime	Combinaison (ELS) Etat limite de service	Combinaison (ACC) Accidentelle
1.35G+1.5N	G+N	0.8G+Ex
1.35G+1.5P	G+P	0.8G-Ex
G+1.5W1	G+W1	0.8G+E _Y
G+1.5W2	G+W2	0.8G-E _Y
1.35G+1.5N+1.305P	G+N	G+P+1.2Ex
1.35G+1.5P+1.005N	G+P+0.67N	G+P+E _Y
1.35G+1.5P+1.005W1	G+P+0.67W1	
1.35G+1.5P+1.005W2	G+P+0.67W2	
1.35G+1.5W1+1.305P	G+W1+0.87P	
1.35G+1.5W2+1.305P	G+W2+0.87P	
1.35G+1.5W1+1.005N+1.5P	G+W1+0.67N+P	
1.35G+1.5W2+1.005N+1.5P	G+W2+0.67N+P	
1.35G+1.5N+1.005W1+1.5P	G+N+0.67W1+P	
1.35G+1.5N+1.005W2+1.5P	G+N+0.67W2+P	

Tableau VII.3 : Combinaisons de calcul.

VII.5.2. Résultantes des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, 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.

$$\text{Sens XX : } V_x = \frac{A \times D \times Q}{R_x} \times W_T = \frac{0.15 \times 2.39 \times 1.2}{4} \times 2020.48 = 217.30 \text{ KN}$$

$$\text{Sens YY : } V_y = \frac{A \times D \times Q}{R_{x,y}} \times W_T = \frac{0.15 \times 2.39 \times 1.2}{3} \times 2020.48 = 289.73 \text{ KN}$$

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	217.30	173.84	190.183	Vérifiée
Sens yy	289.73	231.784	265.304	Vérifiée

TableauVII.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

VII.5.3. Vérification des déplacements :

1^{er} Cas : situation durable

Le CCM97 préconise de limiter les déplacements d'un bâtiment industriel à :

Déplacement horizontal :

$$\frac{H}{150} \text{ Sans charge du vent}$$

$$\frac{H}{125} \text{ Avec charge du vent}$$

Où H : hauteur du poteau

Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} ; L : \text{longueur de la traverse}$$

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	G+1.5W1	1.35G+1.5N	3.6	3.8
Suivant Y	G+1.5W1	1,35G+1.5N	6.8	1.5
Suivant Z	G+1.5W1	1,35G+1.5N	6.8	0.1

TableauVII.5 : Déplacement max en situation durable dans la partie droite.

$$\frac{H}{150} = \frac{1200}{150} = 8 \text{ cm} ; \quad \frac{H}{150} = \frac{1200}{125} = 9.6 \text{ cm} ; \quad \frac{L}{200} = \frac{1385}{200} = 6.925 \text{ cm.}$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles, donc Les déplacements sont vérifiés.

2ème Cas : situation accidentelle :

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=3

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Direction	Combinaisons	Déplacement (cm)
Suivant XX	AAC5 : G+P+1.2EX	6.4
Suivant YY	ACC6 : G+P+EY	3.5

TableauVII.6 : Déplacement relatif des niveaux dans la partie droite.

$$H/100 = 1365/100 = 13.65\text{cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 13.65 cm, donc ils sont vérifiés.

VII.5.4. Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec : $P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- Δ k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : 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 : $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

✧ Sens X-X :

Niveau (cm)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	θ_k
1385	10.9	2020.48	173.84	1385	$7.87 \cdot 10^{-3}$	0,091

TableauVII.7 : Effet P- Δ suivant X-X dans la partie droite.

$\theta_k < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

✧ Sens Y-Y :

Niveau (cm)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$	θ_k
1385	2	2020.48	289.73	1385	$1.44 \cdot 10^{-3}$	0,010

TableauVII.8 : Effet P- Δ suivant Y-Y dans la partie droite.

$\theta_k < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

CHAPITRE VIII :
Vérification des
éléments

VIII.1 Introduction :

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre III et l'étude de portique de chapitre VI avec la modélisation de la structure en 3D par Robot au chapitre précédent, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement...etc.) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel Robot.

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°168 et de longueur **L =13.85 m** ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

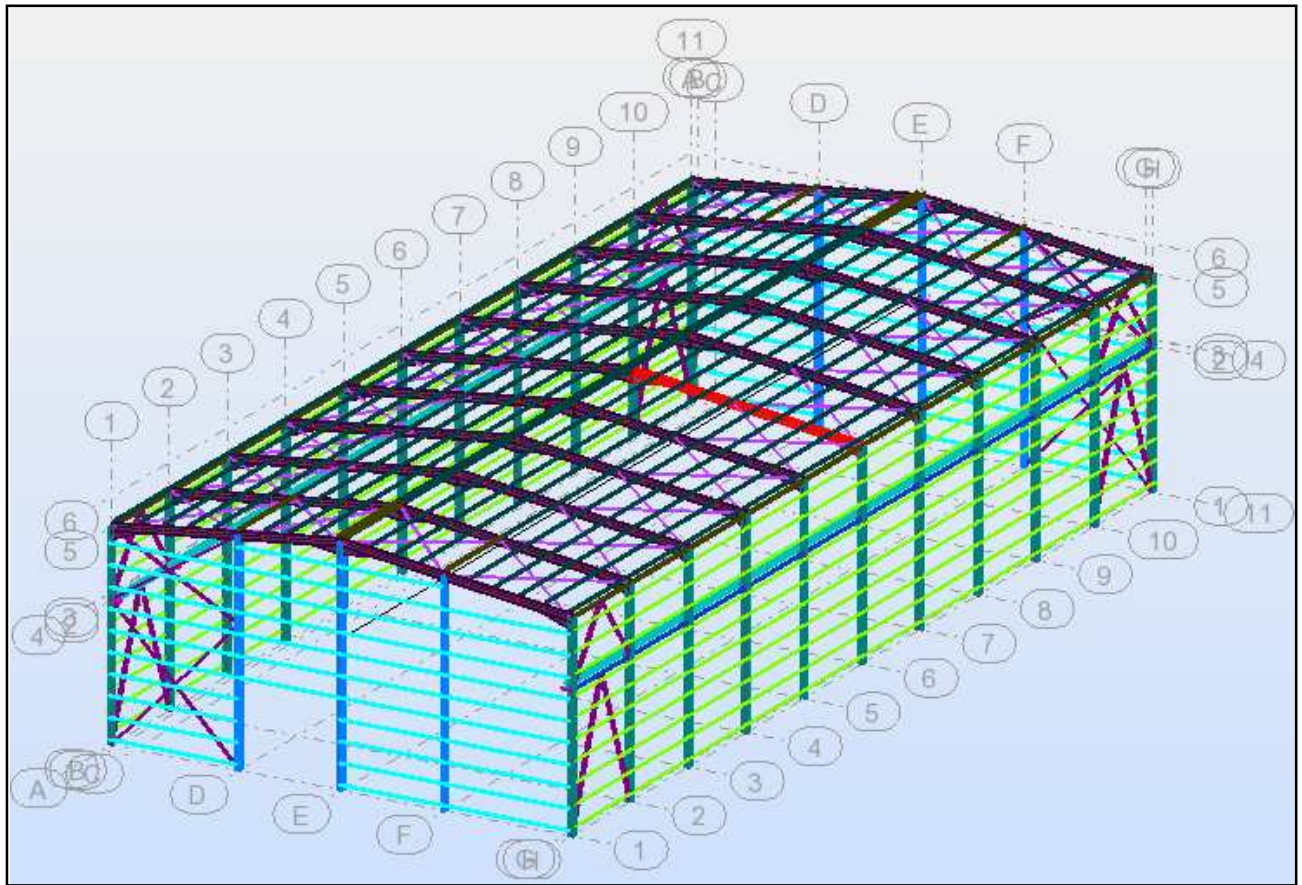


Figure VIII.1 Illustration de la traverse la plus sollicitée.

VIII.2.1. 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°168) sous la combinaison **ELU1 (1.35G+1.5N)**

$$M_{ysd} = 297.368 \text{KN.m}$$

$$N_{sd} = 55.941 \text{KN}$$

$$V_{zsd} = -82.098 \text{KN}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{19}{1.46} = 6.50 < 11\epsilon \quad \text{Tableau 5.3.1 (feuille) page 141 l'ECO3}$$

⇒ Semelle de classe 2

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

• **Classe de l'âme : (Flexion composée)**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{Tableau 5.3.1 (feuille1) page 139 l'EC03}$$

$$d_c = \left(\frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{55.941}{0.94 \times 23.5} = 2.53$$

$$\alpha = \frac{1}{37.88} \left(\frac{37.88 + 2.53}{2} \right) = 0.53 \leq 1$$

Pour les sections de classe 1 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{37.88}{0.94} = 40.29$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.53 - 1)} = 67.23$$

$$\text{Donc : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \Rightarrow \text{classe 01}$$

La section de **IPE450** est de **classe 01**

Donc : on adopte un IPE500 pour les traverse

b) Incidence de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = -84.439 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{50.9 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 690.59 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{plrd}} = \frac{82.098}{690.59} = 0.11 < 0.5 \rightarrow \text{Pas de réduction du moment plastique.}$$

Alors ; l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

c) 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.

$$N_{sd} = 55.941 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{98.8 \times 23.5}{1} = 2321.8 \text{ KN}$$

$$0.25 \times N_{pl,rd} = 580.45 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 98.8 - 2 \times 19 \times 1.46 = 43.32 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 925.47 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < \text{min} \left(0.25 N_{pl,rd}, 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$\Rightarrow N_{sd} < \text{Min}(580.45 \text{ KN}; 925.47 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 55.941 \text{ KN} < 580.45 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

VIII.2.2. Vérification de l'élément aux instabilités :➤ **Flexion plane 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 plane 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 :

$$l_y = 1385 \text{ cm (Longueur total de la traverse)}$$

L'élançement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1385}{18.5} = 74.86$$

L'élançement 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

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 3.14 \times \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{74.86}{93.9}\right) = 0.79$$

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.36 > 1.2$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a → $\alpha_y = 0,21$

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

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,21(0,79 - 0,2) + 0,79^2] = 0,874$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0,5}} = \frac{1}{0,874 + (0,874^2 - 0,79^2)^{0,5}} = 0,80$$

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

Longueur de flambement :

Autour de l'axe faible Z-Z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), la traverse est empêchée de flamber sur toute sa longueur par les pannes.

Donc la longueur de flambement $l_z = 150 \text{ cm}$

L'élançement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{4.12} = 36.40$$

L'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{36.40}{93.9}\right) = 0.38 \quad \text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.36 > 1.2$$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement b → $\alpha_z = 0,34$

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

$$\phi_z = 0,5[1 + 0.34(0.38 - 0,2) + 0.38^2] = 0.60$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0,5}} = \frac{1}{0.60 + (0.60^2 - 0.38^2)^{0,5}} = 0.78$$

Donc : $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.80, 0.78) = 0.78$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

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

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

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.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} : \text{L'élanement réduit pour le déversement.}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$$

λ_{LT} : Élanement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou en H :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

IPE450: $i_z=4.12\text{cm}$, $h=45\text{cm}$, $t_f= 1.46\text{cm}$

$L=150\text{ cm}$: Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent.

$M_{min}=238.983\text{KN.m}$ et $M_{max} = -297.368\text{KN.m}$

(Résultats obtenus à partir du logiciel ROBOT sous la combinaison ELU1(1.35G+1.5N)).

$$\Psi = \frac{238.983}{-297.368} = -0.80$$

$$\Rightarrow c_1 = 1.88 - 1.4(\Psi) + 0.52(\Psi)^2$$

$$\Rightarrow c_1 = 1.88 - 1.4(-0.80) + 0.52(-0.80)^2 = 2.58$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{150}{4.12}}{(2.58)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{150/4.12}{\frac{45}{1.46}} \right) \right]^{0.25}} = 22.46$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} = 0.23$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + 0.21(0.23 - 0.2) + 0.23^2 \right] = 0.52$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}}$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0.52 + \left[0.52^2 + 0.23^2 \right]^{0.5}} = 0.92$$

$$\chi_{LT} = 0.92 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

a) Calcul des coefficients k :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{LT} \times A \times f_y} \quad \text{et} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{et} \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Application numérique :

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7(-0.80) = 2.36$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.38 \times 2.36 - 0.15 = -0.015 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0.015 \times 55.941}{0.92 \times 98.8 \times 23.5} = 1.00$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y.

D'après la figure 5.5.3 de l'Eurocode3:

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

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

$$\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\Psi = \frac{238.983}{-297.368} = -0.80 \Rightarrow \beta_{M\Psi} = 1.8 - 0.7(-0.80) = 2.36$$

$$MQ = |\max M| = 297.368 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = |\max M| + |\min M| = |-297.368| + |238.983| = 536.351 \text{ KN.m}$$

$$\beta_{MQ} = 1,3 \text{ Cas d'une charge uniformément répartie.}$$

$$\beta_{My} = 2.36 + \frac{297.368}{536.351} \times (1.3 - 2.36) = 1.77$$

$$\text{Donc : } \mu_y = 0.38 \times (2 \times 1.77 - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} = -0.040 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0.040) \times 55.941}{0.80 \times 98.8 \times 23.5} = 1 \leq 1.5$$

➤ **Vérification au flambement flexion :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Application numérique :

$$\frac{55.941}{0.78 \times 2321.8} + \frac{1 \times 297.368}{363.63} = 0.84 < 1 \text{ avec } M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{1702 \times 23.5}{1.1} = 363.63 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification au déversement :**

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{LT} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Application numérique :

$$\frac{55.941}{0.92 \times 2321.8} + \frac{1 \times 297.368}{0.92 \times 363.63} = 0.91 < 1$$

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE450** 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°167 de hauteur **H=12m** ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

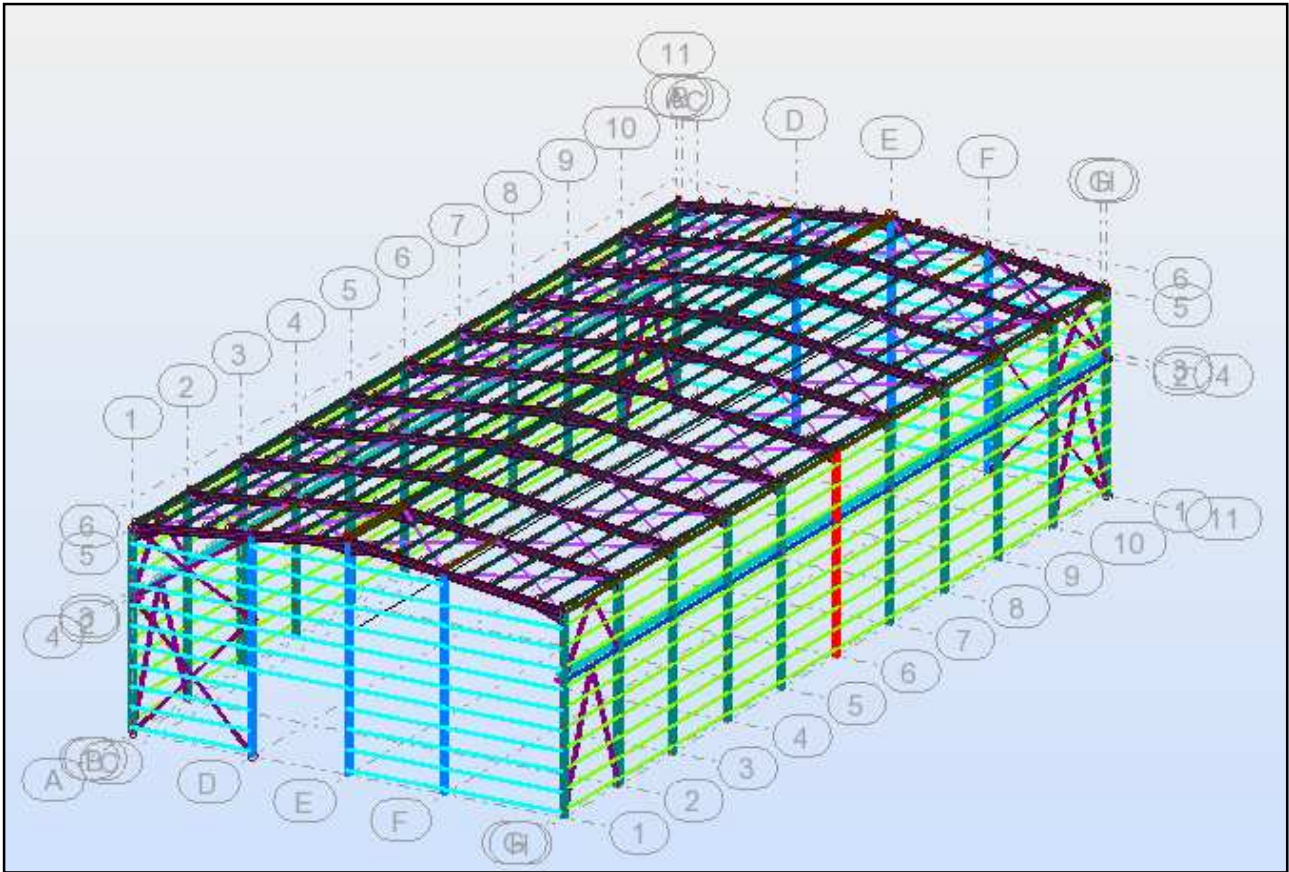


Figure VIII.2 Illustration de poteau le plus sollicité.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

Combinaison	h(m)	N _{sd} (KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)	V _z (KN)
ELU5+ 1.35G+1.5N+1.305P	12	111.295	-173.955(min) 296.828 (max)	-26.445(min) 27.91 (max)	155.231

VIII.3.1. Vérification à la résistance :

a) Classe de la section :

- **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$C / t_f = b_f / 2.t_f \leq 10 \epsilon \Rightarrow 300 / 2.16.5 = 9.09 < 10 \epsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- **Âme (flexion composée)**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \left(\frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{111.295}{0.95 \times 23.5} = 4.98$$

$$\alpha = \frac{1}{243} \left(\frac{243+4.98}{2} \right) = 0.51 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\epsilon}{(13\alpha-1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{243}{9.5} = 25.57$$

$$\frac{396\epsilon}{(13\alpha-1)} = \frac{396}{(13 \times 0.51 - 1)} = 70.33$$

$$\text{Donc : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396\epsilon}{(13\alpha-1)} \Rightarrow \text{classe 01}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd}$

$V_{sd} = 201.455\text{KN}$ (Note de calcul sur la pièce **167** du Robot sous la combinaison **ELU5+ (1.35G+1.5N+1.305P)**)

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{23.5 \times 44.95}{\sqrt{3} \times 1.0} = 609.869\text{KN} > V_{sd} = 155.231\text{KN}$$

$V_{sd} < 0.5 V_{plRd} = 304.93\text{KN}$ → Pas de réduction du moment plastique.

c) Vérification à l'effort normal :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{plRd}$

$N_{sd} = 113.409\text{KN}$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{133.5 \times 23.5}{1.1} = 2852.04\text{KN}$$

$N_{sd} < N_{plRd} \rightarrow \text{ok}$

d) Vérification au moment fléchissant :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$M_{sd} = 260.287\text{KN.m}$ (Note de calcul sur la pièce **167** du Robot sous la combinaison **ELU5+ (1.35G+1.5N+1.305P)**)

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10^{-2} \times 23.5 \times 1850}{1.0} = 434.75\text{KN.m}$$

$M_{sd} = 296.828\text{KN.m} < M_{plRd} = 434.75\text{KN.m} \rightarrow \text{ok}$

VIII.3.2. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

➤ **Flexion composée avec risque de flambement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

Les mêmes sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

Combinaison	h(m)	N _{sd} (KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)	V _z (KN)
ELU5+ 1.35G+1.5N+1.305P	12	111.295	-173.955(min)	-26.445(min)	155.231
			296.828 (max)	27.91 (max)	

➤ **Flexion composée avec risque de déversement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{plRd}} + \frac{K_z \cdot K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

a) 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.

- **Suivant l'axe y-y :**

$$\lambda_y = \frac{0.5l_{ky}}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{0.5 \times 1200}{14.40} = 41.66$$

$$\lambda_y = \frac{41.66}{93.9} \times 1 = 0.44 > 0.2 \quad \text{(Il y a le risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1.1 > 1.2$$

$$t_f = 16.5\text{mm} < 40\text{mm}$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a ; $\alpha = 0.21$ (tableau3)

$$X_y = 0.83$$

Suivant l'axe faible z-z : (hors du plan du portique)

$$\lambda_z = I_{Kz} / i_z = 0.5 \cdot 120 / 7.46 = 16.08$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.17 < 0.2 \quad \text{(Il y a pas le risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 330/300 = 1.1 < 1.2$$

$$t_f = 16.5\text{mm} < 40\text{mm}$$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement b ; $\alpha = 0.34$ (tableau 3).

$$X_z = 1$$

Donc : $\chi_{min} = 0.83$

b) Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$ axe z-z :

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{120}{7.46}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{120/1.65}{\frac{120}{7.46}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 12.70$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [B_A]^{0.5} = 0.13$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.13 < 0.4$ Il n'y a pas de risque de déversement

c) Calcul de coefficient $K_y K_z$:

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

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

❖ **Calcul des coefficients réducteurs :**

Suivant l'axe (Y-Y) :

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{173.955}{296.828} = -0.58$$

$$\beta = 1.8 - 0.7 (-0.58) = 2.206$$

$$\mu_y = 0.44 (2(2.206) - 4) + \frac{1850 - 1678}{1678} = 0.28 \quad \text{avec } \mu_z = 0.28 < 0.9$$

$$\chi_y = 0.83$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot Af_y} = 1 - \frac{0.28 \times 111.295}{0.83 \times 235 \times 133.5 \times 10^2} = 1 \quad \text{avec } K_y = 1 < 1.5$$

Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{26.445}{27.91} = -0.94$$

$$\beta = 1.8 - 0.7 (-0.94) = 2.45$$

$$\mu_z = 0.17 (2(2.45) - 4) + \frac{1850 - 1678}{1678} = 0.25 \quad \text{avec } \mu_z = 0.25 < 0.9$$

$$\chi_z = 1$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \times Af_y} = 1 - \frac{0.26 \times 111.295}{1 \times 235 \times 133.5 \times 10^2} = 1 \quad \text{avec } K_z = 1 < 1.5$$


➤ Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$\frac{111.295}{0.83 \times 2852.04} + \frac{1 \times 296.828}{434.75} + \frac{1 \times 27.91}{177.651} = 0.87 < 1$$

Toutes les conditions sont vérifiées

Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
167 POTEAU	 HEA 340	S 235	58.32	16.08	0.87	30 1.35G+1.5N+1.3P

Conclusion :

Dans le calcul et dans le modèle robot on a opté pour un **HEA340** qui vérifie les calculs, le logiciel Robot à son tour nous propose un **HEA340** avec la combinaison la plus défavorable.

ELU5 (la neige et les actions générer par le pont roulant)

Le profilé choisi **HEA340** est adéquat comme poteau.

VIII.4 Vérification des diagonales des contreventements :

VIII.4.1 Vérification de la poutre au vent PIGNON :

La vérification à faire est de vérifier la diagonale la plus sollicité (barre N°62)

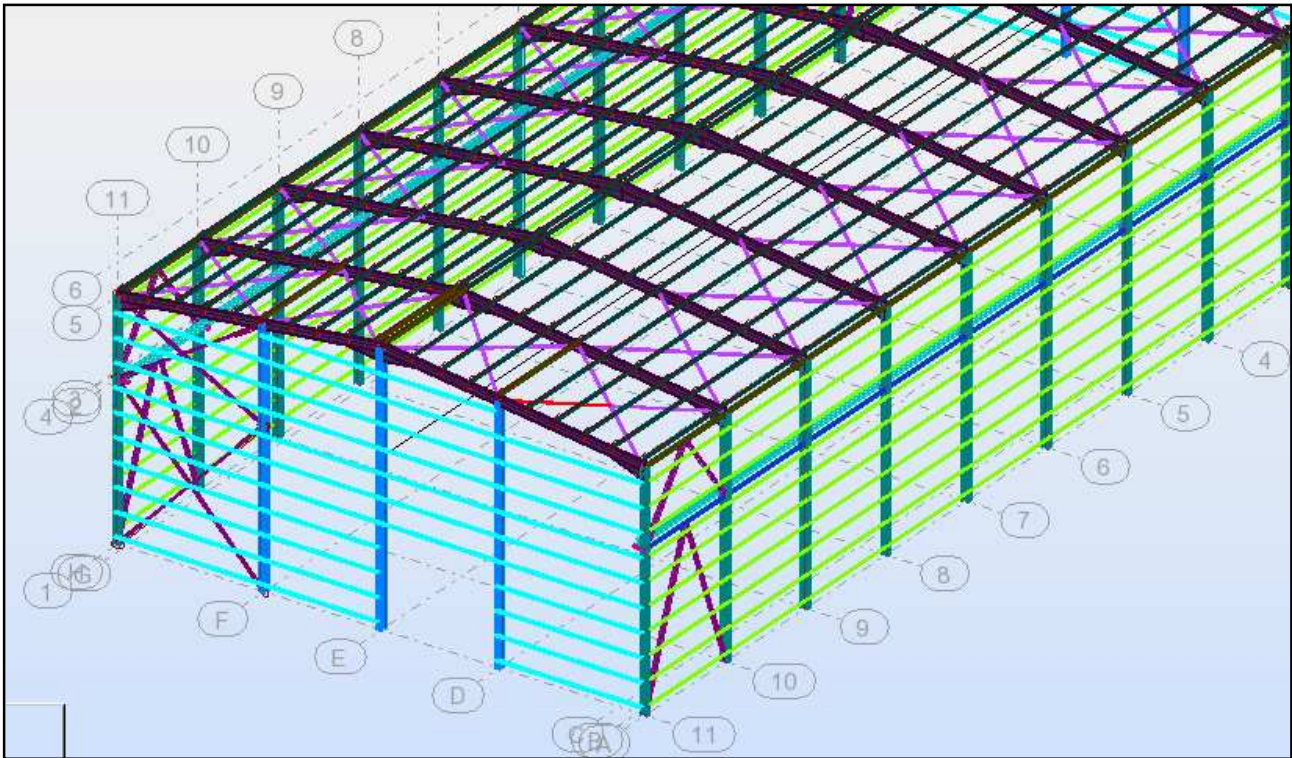


Figure VIII.3 : Illustration de la diagonale la plus sollicité.

L'effort dans la barre poutre au vent pignon est :

Sollicitation	Combinaison	Nsd [KN]
Compression	ELU3 : G+1.5W1	51.090
Traction	ELU4 : G+1.5W2	-28.863

$N_{sd}^{MAX} = 51.090$ (compression)

a). Vérification à la traction :

L'effort de traction $N_{sd} = -28.863KN$

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a: $A = 10.1cm^2(2CAE75 \times 75 \times 7)$

$$N_{rd} = \frac{10.1 \times 23.5}{1} = 237.35KN$$

$N_{sd} = 28.863KN < N_{rd} = 237.35KN \Rightarrow$ **Vérifiée**

b). Vérification au flambement :

$\lambda_y = \lambda_z = 480 / 2.28 = 210.52$ (ona une symétrie des diagonales)

$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \lambda / \lambda_l = 210.52 / 93.9 = 2.24$

$\bar{\lambda} = 2.24 \rightarrow$ Courbe **c** $\rightarrow \chi = 0.1425$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.1425 \times 10.1 \times 1 \times 23.5 / 1.0 = 33.82 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 51.09 \text{KN} > N_{b,Rd} = 33.82 \text{KN} \Rightarrow \text{Non Vérifiée avec 2CEA75.75.7}$$

Vérification avec le logiciel ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
62	! 2 CAE 75x7	S 235	210.41	32.24	0.79	11 G+1.5W1

Cornière instable, Y'a un risque de flambement.

On va augmenter la section de la diagonale jusqu'à CEA 90x9 avec A=15.5cm²

Vérification au flambement :

$$\lambda_y = \lambda_z = 480 / 2.73 = 175.82 \quad (\text{on a une symétrie des diagonales})$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \lambda / \lambda_l = 175.82 / 93.9 = 1.87$$

$$\bar{\lambda} = 1.87 \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \chi = 0.23$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.23 \times 15.5 \times 1 \times 23.5 / 1.0 = 83.77 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 51.09 \text{KN} < N_{b,Rd} = 83.77 \text{KN} \Rightarrow \text{c'est Vérifiée avec CEA90x9}$$

Vérification avec le logiciel ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 1						
62	⬇ CAE 90x7	S 235	174.64	36.37	1.29	11 G+1.5W1
	⬆ CAE 90x9		175.81	36.61	0.77	
	⬇ CAE 100x7		156.78	32.65	0.97	

Conclusion :

Le cornière **CAE9 x 9** est adéquate comme diagonale de la poutre au vent.

VIII.5. Vérification des palées de stabilités de long pan (2xCEA13x12) :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°814) avec l_k= l₀= 8.54m= 854cm sous les combinaisons suivant :

Combinaisons	EFFORT	VALEUR [KN
ACC4 : 0.8G - E _y	COMPRESSION	89.05
ELU4 : G+1.5W2	TRACTION	-76.128

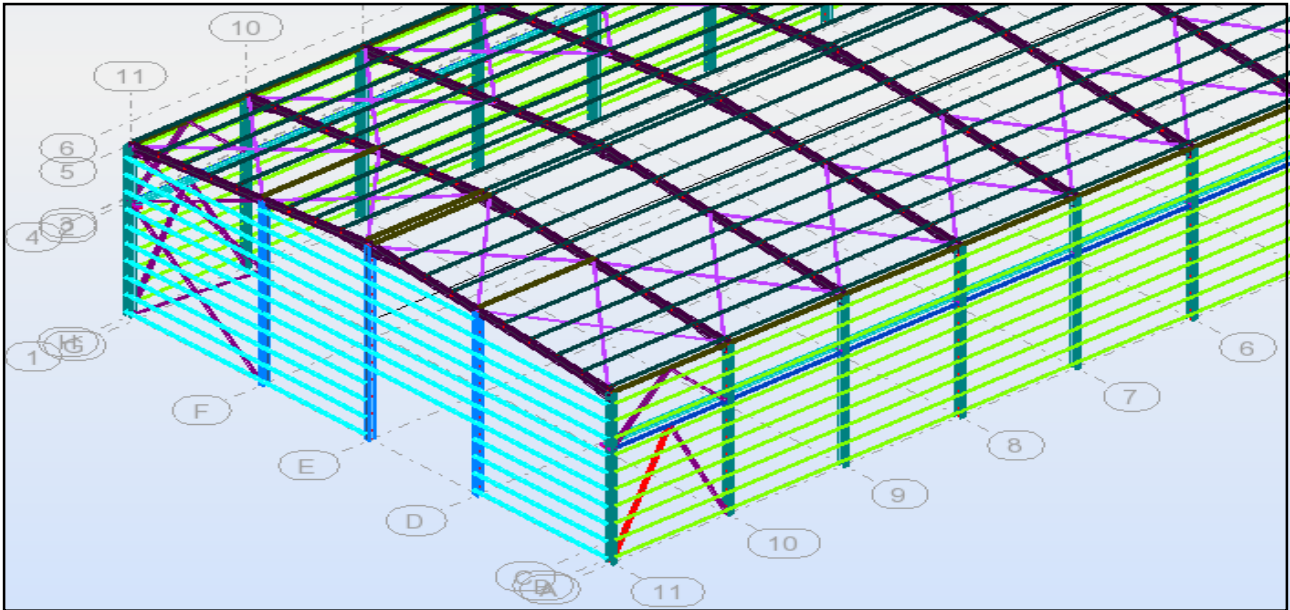


Figure VIII.4 : Illustration de la barre la plus sollicitée.

L'effort dans la Palées de stabilités est :

$$N_{sd}^{max} = -76.128 \text{KN (traction)}$$

a). Vérification à la traction :

L'effort de traction $N_{sd} = 93.425 \text{KN}$

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a: $A = 60 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{60 \times 23.5}{1} = 1410 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 76.12 \text{KN} < N_{rd} = 1410 \text{KN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

b). Vérification au flambement :

$$\lambda_y = \lambda_z = 854 / 3.97 = 215.11$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \lambda / \lambda_1 = 215.11 / 93.9 = 2.29$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = 2.29 \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \chi = 0.10$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.10 \times 60 \times 1 \times 23.5 / 1.0 = 141 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 93.425 \text{KN} > N_{b,Rd} = 141 \text{KN} \Rightarrow \text{c'est Vérifiée}$$

Vérification avec le logiciel ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
814 CONTRE-V v	2 CAE 130x12	S 235	172.20	126.92	0.31	51 ACC4

Conclusion :

La cornière 2CAE 130× 12 est adéquate comme diagonale pour palées de stabilités.

VIII.6. Résumé des résultats obtenus :

Tous les profils choisis pour assurer la résistance et la stabilité de la structure sont admis.

Les profilés adoptés pour tous les éléments sont récapitulés dans le tableau suivant :

Eléments	Section
POTEAUX	HEA340
TRAVERSES	IPE450
CONTREVENTEMENT VERTICAL	2CAE 130×130×12
CONTREVENTEMENT HORIZONTAL	CAE 90×9
POUTRE SABLERE	HEB160
PANNE	IPE160
PANNE MONTANTE	HEB160
POTELET	HEA320
LISSE DE BARDAGE (LONG PAN)	UPE120
LISSE DE BARDAGE PIGNON	UPE180
POUTRE DE ROULEMENT	HEA280
SUPPORT DU CHEMIN DE ROULEMENT	HEA160

Tableau VIII. 1 : liste des éléments et de leurs sections choisies.

CHAPITRE IX :
Calcul Des
Assemblages

 CALCUL DES ASSEMBLAGES

IX.1. Introduction :

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entres-elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

IX.1.2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) 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 :

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

Tableau IX.1: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.

b) 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 pièces de métal à assembler.

c) Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

d) Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 -eurocode3)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$

e) Coefficient de frottement :

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.1.3. Rôle des assemblages :

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 outre les divers moments.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _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 géométrique.

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.2. Assemblage Poteau-Traverse :

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le jarret qui figure sous la traverse permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

IX.2.1. les composants de l'assemblage :

Poteau HEA340 ; traverse IPE450

Jarret :

Morceau de IPE450 avec $L=180\text{cm}$ et $H=33\text{cm}$

IX.2.2. Efforts sollicitant :

La combinaison la plus défavorable ELU1 (1.35G+1.5N).

Un moment fléchissant : $M_{\max} = 238.977\text{KN.m}$

Effort de cisaillement : $V_{\max} = 82.092\text{KN}$

Effort normal : $N_{\max} = 55.942\text{KN}$

IX.2.3. disposition géométrique des boulons :

On suppose des boulons de dimension M20 avec :

$d_0 = 20\text{mm}$

Selon l'EC3 P1-8 tableau 3.3 on détermine les pinces et les pas :

$1.2d_0 \leq e_1 \leq 8t$ $24\text{mm} \leq e_1 \leq 160$

$2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t$ d'où : $44\text{mm} \leq p_1 \leq 112$

$1.2d_0 \leq e_2 \leq 8t$ $24\text{mm} \leq e_2 \leq 160$

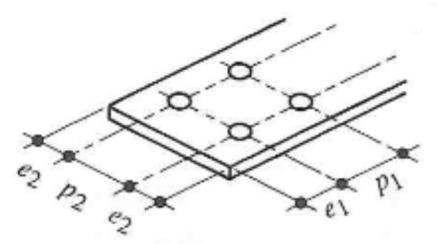
$2.4d_0 \leq p_2 \leq 14t$ $50\text{mm} \leq p_2 \leq 112$

On prend : $p_1 = 90\text{mm}$ et $p_2 = 90\text{mm}$

Pince longitudinale ($e_1 = 70\text{mm}$) pour la traverse

Pince longitudinale ($e_1 = 60\text{mm}$) pour le jarret

Pince transversale ($e_2 = 55\text{mm}$)



On adopte alors deux colonnes et 4 rangées de boulon

Nombre de boulons $N=8$ (voir figure IX.1)

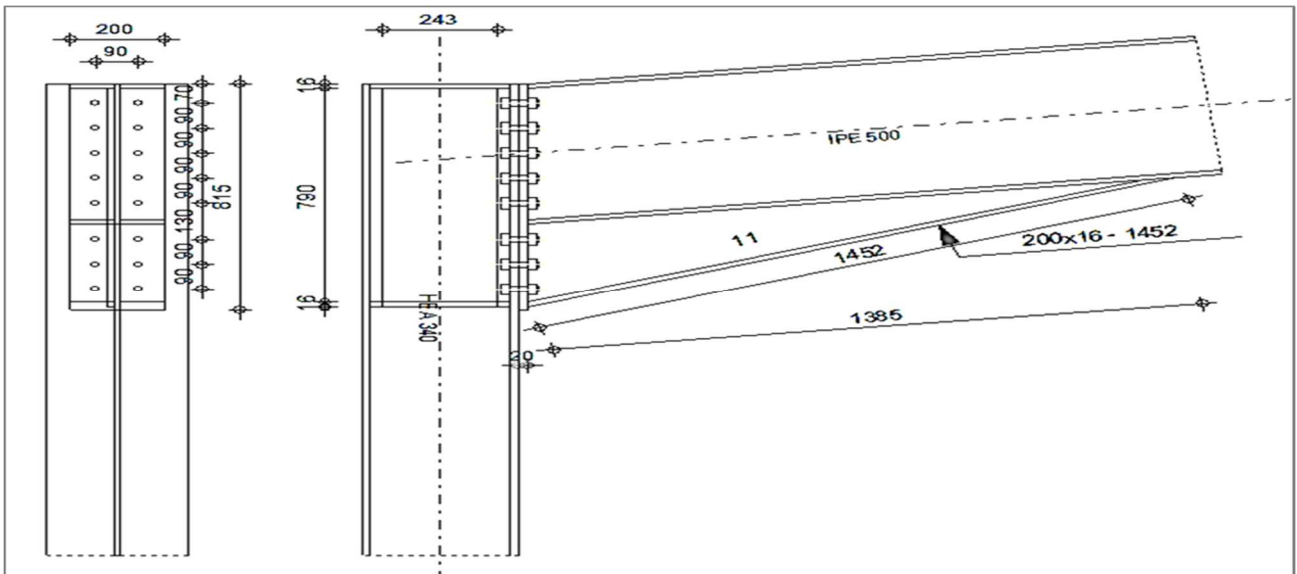


Figure IX.1 assemblage poteau-traverse.

IX.2.4. Détermination des efforts dans les boulons :

IX.2.4.1. Effort de cisaillement :

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{N} ; V_{max} = 82.092 \text{KN}$$

F_{vsd} : l'effort de cisaillement pour un seul boulon

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{N} = \frac{82.092}{16} = 5.13 \text{KN}; \text{ avec } N \text{ (Nb de boulons)}$$

IX.2.4.2. Effort de traction :

La distribution de moment M_{max} sur les rangées de boulons ce qui générer la traction des boulons, le moment est appliqué par rapport au centre de gravité de la traverse on supposera que seul les deux rangée supérieur sont tendus. Ce moment est équivalent à deux forces N_1 et N_2 appliqué au niveau des deux rangées supérieur.

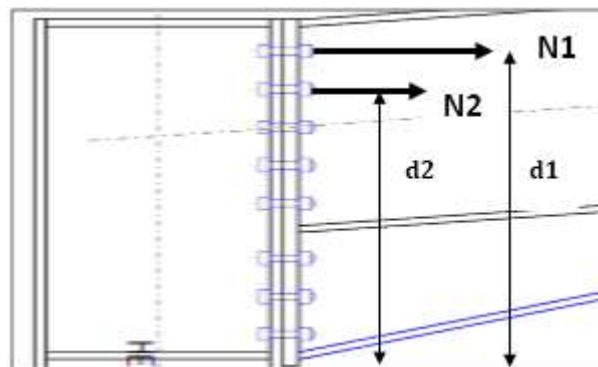


Figure IX.2 distribution des efforts sur les boulons tendus.

Avec $M_{max} = N_1 \times d_1 + N_2 \times d_2 ;$

$d_1 = 68.27 \text{cm}$ et $d_2 = 59.27 \text{cm}$

$$\text{Et } \frac{N1}{d1} = \frac{N2}{d2} ; \rightarrow N1 = \frac{Mmax \times d1}{(d1^2 + d2^2)} = \frac{238.977 \times 0.682}{0.682^2 + 0.592^2} = 199.83 \text{KN}$$

$$\text{Donc } F_{Tsd} = \frac{N1}{2} = 99.91 \text{KN}$$

F_{Tsd} : l'effort de traction maximal pour un seul boulon.

IX.2.5. Pré dimensionnement des boulons :

Le dimensionnement des boulons se fait en vérifiant le décollement des platines avec :

$$F_p \geq F_{Tsd};$$

F_p : la force précontrainte d'un seul boulon.

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub};$$

f_{ub} : contrainte ultime de rupture (on choisit la classe 8.8 $f_{ub} = 800 \text{Mpa}$)

$$0.7 \times A_s \times f_{ub} \geq F_{Tsd} \rightarrow A_s \geq \frac{F_{Tsd}}{0.7 \times 80} = 1.78 \text{cm}^2$$

On adopte un boulon M20 avec $A_s = 2.45 \text{cm}^2$

IX.2.6. Vérification vis-à-vis au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivant :

$$F_{vsd} \leq F_{s,Rd}$$

$F_{s,Rd}$: la résistance de calcul au cisaillement par boulon

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu}{\gamma_{Ms}} \times F_{p,cd}$$

$F_{p,cd}$: précontrainte de calcul

$$F_{p,cd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 2.45 \times 80 = 137.2 \text{KN}$$

$k_s = 1$; coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de perçage pour les trous à tolérance normale.

n : nombre d'interfaces de frottement $n = 1$

μ : coefficient de frottement qui est pris égale à 0.3

$$\gamma_{Ms} = 1.25$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu}{\gamma_{Ms}} \times F_{p,cd} \rightarrow F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3}{1.25} \times 137.2 \rightarrow F_{s,Rd} = 32.92 \text{KN}$$

On a trouvé déjà $F_{vsd} = 5.13 \text{KN}$ donc $F_{vsd} < F_{s,Rd} = 32.92 \text{KN}$ c'est vérifiée.

IX.2.7. Vérification d'un boulon à l'interaction traction cisaillement :

On doit vérifier la condition suivant :

$$F_{vsd} \leq F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu}{\gamma_{Ms}} \times (F_{p,cd} - 0.8 F_{Tsd})$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3}{1.25} \times (137.2 - 0.8 \times 99.91) = 13.74 \text{KN}$$

$$F_{vsd} = 5.13 \text{KN} < F_{s,Rd} = 13.74 \text{KN}$$

La résistance de boulon à l'interaction cisaillement traction elle est vérifiée.

IX.2.8. Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $B_{prd} \geq F_{Tsd} = 99.91 \text{KN}$

B_{prd} : la résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement

$$B_{prd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}} ;$$

d_m : diamètre moyen de boulon M20 ($d_m=3.24\text{cm}$)

t_p : l'épaisseur de la plaque sous la tête de la vis ou de l'écrou ($t_p=2+1.65=3.65\text{cm}$)

S235 → $f_u=360\text{Mpa}$

$$B_{prd} = 0.6 \times 3.14 \times 3.24 \times 3.65 \times \frac{36}{1.25} = 641.66\text{KN} > F_{tsd}=99.91\text{KN} \text{ (c'est vérifiée)}$$

IX.2.9. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_{trd}$

$$\text{Avec : } F_{trd} = t_w \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \dots\dots\dots \text{EC03.}$$

Où :

F_{trd} : la résistance de l'âme de poteau a la traction

t_w : l'épaisseur de l'âme de poteau $t_w=0.95\text{cm}$

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons $P=9\text{cm}$

$$\text{Donc : } F_{trd} = 0.95 \times 9 \times \frac{23.5}{1.1} = 182.65\text{KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \quad \text{EC03-1-8 art 6.2.6.7}$$

$$F_v = \frac{238.977}{0.33 - 0.0165} = 762.28\text{KN} > F_{trd} = 182.65\text{KN} \text{ (non vérifiée)}$$

D'où la nécessité d'un raidissage : (raidisseur d'épaisseur $e=16\text{mm}$)

IX.2.10. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$\text{On doit vérifier que : } F_{vsd} = 762.28\text{KN} \leq F_{crd} = \frac{f_y \times t_w \times b_{eff}}{\gamma_{m0}} \dots\dots\dots \text{EC03}$$

$$b_{eff} = t_f + 2t_w + 5(t_p + r) = 16.5 + 2 \times 9.5 + 5(20 + 27) = 270.5\text{mm}$$

$$F_{crd} = \frac{f_y \times t_w \times b_{eff}}{\gamma_{m0}} = F_{crd} = \frac{23.5 \times 270.5}{1.1} = 577.88\text{KN}$$

$F_{crd} = 577.88\text{KN} < F_{vsd} = 762.28\text{KN}$ (non vérifiée) La résistance de l'âme de poteau en compression n'est pas vérifiée, il faut donc prévoir un raidisseur de ($e=16\text{mm}$)

IX.2.11. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailé :

On doit vérifier alors : $F_{vsd} = 762.28\text{KN} \leq F_{vrd}$

L'effort résiste au cisaillement de l'âme :

$$F_{vrd} = 0.58 \times f_y \times h \times t_w / \gamma_{m0} = 0.58 \times 23.5 \times 33 \times 0.95 / 1.1 = 388.544\text{KN}$$

Nécessité de poser une fourrure d'âme de chaque côté (épaisseur de 7mm)

$$\text{D'où : } t_w = 9.5 + 7 \times 2 = 23.5\text{mm}$$

$$\text{Et : } F_{vrd} = 0.58 \times 23.5 \times 33 \times 2.35 / 1.1 = 960.915\text{KN}$$

$$F_{vsd} = 762.28\text{KN} < F_{vrd} = 960.915\text{KN} \text{ (vérifiée)}$$

IX.2.12. Assemblage platine traverse :

Ce type d'assemblage opérer avec des cordons de soudure

Epaisseur de la platine $e=20\text{mm}$

- ✧ gorge assemblant l'âme-platine (aw) :
Épaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :
 $t_{\min} = \min (t_w ; e) = \min (9.4 ; 20) = 9.4\text{mm}$
- ⇒ $3\text{mm} \leq a_w \leq 7.5\text{mm}$
On adopte pour $a_w = 5\text{mm}$
Selon l'abaque (annexe8).

- ✧ gorge assemblant semelle-platine (af) :
Épaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :
 $t_{\min} = \min (t_f ; e) = \min (14.6 ; 20) = 14\text{mm}$
- ⇒ $3.2\text{mm} \leq a_f \leq 11\text{mm}$
On adopte pour $a_f = 11\text{mm}$
Selon l'abaque (annexe8).

IX.2.12.1. Distribution des efforts sur les différents cordons :

a) cordon âme platine :

Chaque cordon reprend $V/2 = 82.092/2 = 41.046\text{KN}$

$L_w = h - t_f - r = 450 - 14.6 - 21 = 414.4\text{mm}$

b) cordon semelle platine :

$L_f = 2b - t_w = 2 \times 190 - 9.4 = 370.6\text{mm}$

$N = M_{sd}/L = 238.977/0.3706 = 644.83\text{KN}$

IX.2.12.2. vérification :

a) cordon âme platine :

$F_{wrd} = a.l. \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{Mw}} \frac{1}{\gamma_{Mw}}$; Avec : S235 $\Rightarrow f_u = 360\text{Mpa}$; $\beta_w = 0.8$; $\gamma_{Mw} = 1.25$

$F_{wrd} = 0.5 \times 41.44 \times \frac{36}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} \frac{1}{1.25} = 430.65\text{KN}$

$F_{wrd} = 430.65\text{KN} > F_{wsd} = 41.046\text{KN}$ (c'est vérifiée)

a) cordon semelle platine :

$F_{wrd} = 1.1 \times 37.06 \times \frac{36}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} \frac{1}{1.25} = 847.30\text{KN}$

$F_{wrd} = 847.30\text{KN} > F_{wsd} = 792.28\text{KN}$ (c'est vérifiée)

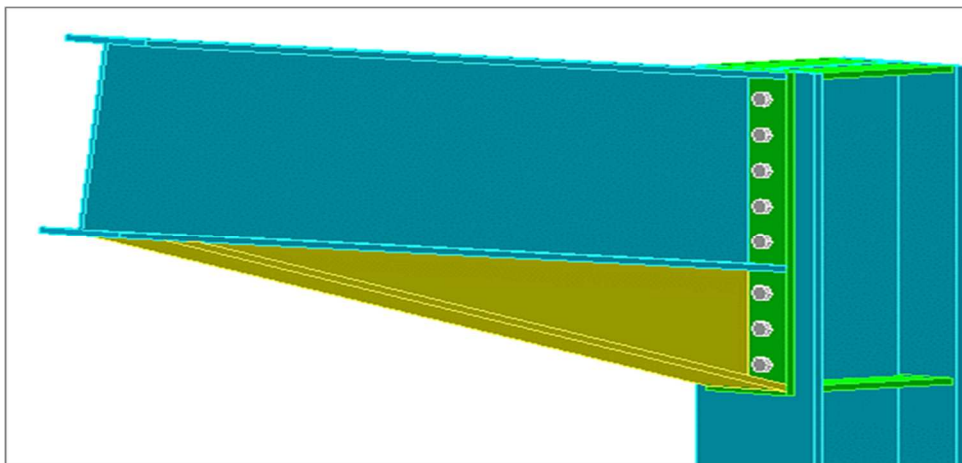


Figure IX.3 : vue 3D pour l'assemblage poteau-traverse.

IX.3. Assemblage traverse - traverse :**IX.3.1. Sollicitations :****La combinaison la plus défavorable ELU1 (1.35G+1.5N).**

$$M_{\max} = 293.496 \text{KN.m} \quad N_{\max} = 48.541 \text{KN} \quad V_{sd, \max} = 4.3 \text{KN}$$

IX.3.2. Disposition géométrique :

On adopte pour les boulons M16 de classe 8.8, chaque rangée est composée de 2 boulons avec 8 rangées (traverse - traverse) avec $d_0 = 22 \text{mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1.2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 150 \text{mm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1.5 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 150 \text{mm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2.2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 200 \text{mm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} p_2 \geq 3 \times d_0 \\ p_2 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_2 \leq 200 \text{mm} \end{array} \right.$$

On prend $e_1 = 50$; $e_2 = 50$; $p_1 = 110$; $p_2 = 100$

On prend en compte juste les 2 premières rangées de boulon sollicité à la traction due au moment de flexion.

$$d_1 = 82.27 \text{cm} \quad d_2 = 73.27 \text{cm}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i} = \frac{293.496 \times 0.822}{0.822^2 + 0.732^2} \rightarrow N_1 = 199.13 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_i} = \frac{293.496 \times 0.732}{0.822^2 + 0.732^2} \rightarrow N_2 = 177.33 \text{KN}$$

IX.3.3. Pré dimensionnement des boulons:

Le dimensionnement des boulons se fait en vérifications le décollement des platines avec :

$$N_1 \leq n \cdot F_p; \text{ où :}$$

n : nombre de rangés de boulon avec $n = 2$

$F_p = 0.7 \times A_s \times F_{ub}$ avec $f_{ub} = 800 \text{MPa}$ (classe 8.8)

$$A_s \geq \frac{199.13 \times 1000}{2 \times 0.7 \times 800} \rightarrow A_s \geq 177.79 \text{mm}^2$$

On adopte des boulons M18 avec $A_s = 192 \text{mm}^2$

IX.3.4. Vérification vis-à-vis le moment résistant de l'assemblage :

$$N_{trd} = 0.7 \times n \times A_s \times F_{ub}$$

$$N_{trd} = 0.7 \times 2 \times 192 \times 800 = 215.04 \text{KN}$$

$$M_{rd} = \frac{N_{trd} \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{215.04 (0.822^2 + 0.732^2)}{0.822} = 316.93 \text{KN.m}$$

$$M_{st} = 293.496 \text{KN.m} \leq M_{rd} = 316.93 \text{KN.m} \quad (\text{vérifiée}).$$

IX.3.5. Vérification vis-à-vis au cisaillement + traction de chaque boulon :

Il faut vérifier que $F_{vsd} \leq F_{vrd}$

$$F_{vrd} = \frac{K_S \times n \times \mu \times (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{vsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{199.13}{2} = 99.56 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 (177.79 - 99.56 \times 0.8)}{1.25} = 23.55 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{V}{2} = 2.15 \text{ KN} < F_{vrd} = 23.55 \text{ KN} \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9e}).$$

IX.3.6. V\u00e9rification au risque de poin\u00e7onnement lors de serrage :

On doit v\u00e9rifier que : $F_p \leq B_{prd}$

$$F_p = 0.7 \times A_s \times F_{ub} = 177.79 \text{ KN}$$

$$B_{prd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t \times \frac{F_u}{\gamma_{mb}}$$

d_m : diam\u00e8tre moyen du boulon $d_m = 29.1 \text{ mm}$

t : \u00e9paisseur des pi\u00e8ces \u00e0 boulonn\u00e9es $t = 20 \text{ mm}$

$$B_{prd} = \frac{0.6 \times \pi \times 29.1 \times 20 \times 36}{1.25} = 315.78 \text{ KN}$$

$$F_p = 177.79 \text{ KN} \leq B_{prd} = 315.78 \text{ KN} \quad (\text{pas de risque poin\u00e7onnement lors de serrage}).$$

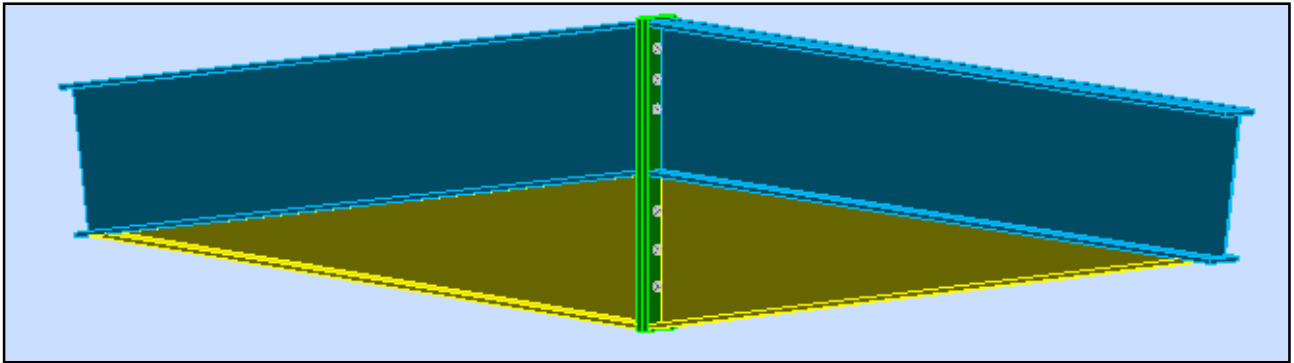


Figure IX.4 : Vue 3D pour l'assemblage traverse-traverse.

IX.3.7. Dimensionnement de la soudure patine-traverse

Ce type d'assemblage op\u00e9rer avec des cordons de soudure

\u00c9paisseur de la platine $e = 10 \text{ mm}$

✧ gorge assemblant l'\u00e2me-platine (a_w) :

\u00c9paisseur la plus mince entre l'\u00e2me et la platine :

$$t_{\min} = \min(t_w ; e) = \min(9.4 ; 10) = 9.4 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow 3 \text{ mm} \leq a_w \leq 7.5 \text{ mm}$$

On adopte pour $a_w = 5 \text{ mm}$

Selon abaque (annexe 8).

✧ gorge assemblant semelle-platine (a_f) :

\u00c9paisseur la plus mince entre l'\u00e2me et la platine :

$$t_{\min} = \min(t_f ; e) = \min(14.6 ; 10) = 10 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow 3.2 \text{ mm} \leq a_f \leq 11 \text{ mm}$$

On adopte pour $a_f = 9 \text{ mm}$

Selon abaque (annexe8).

IX.3.7.1. Distribution des efforts sur les différents cordons :

a) cordon âme platine :

Chaque cordon reprend $V/2=4.3/2=2.15\text{KN}$

$L_w=h-t_f-r=920-14.6-21=884.4\text{mm}$

b) cordon semelle platine :

$L_f=2b-t_w=2*190-9.4=370.6\text{mm}$

$N=M_{sd}/L=293.496/0.8844=331.85\text{KN}$

IX.3.7.2. vérification :

a) cordon âme platine :

$F_{wrd} = a.l. \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{Mw}} \frac{1}{\gamma_{Mw}}$; Avec : S235 $\Rightarrow f_u=360\text{Mpa}$; $\beta_w=0.8$; $\gamma_{Mw}=1.25$

$F_{wrd} = 0.5 \times 88.44 \times \frac{36}{\sqrt{3} \cdot 0.8 \times 1.25} \frac{1}{1.25} = 919.09\text{KN}$

$F_{wrd} = 919.09\text{KN} > F_{wsd} = 2.15\text{KN}$ (c'est vérifiée)

a) cordon semelle platine :

$F_{wrd} = 0.9 \times 37.06 \times \frac{36}{\sqrt{3} \cdot 0.8 \times 1.25} \frac{1}{1.25} = 693.24\text{KN}$

$F_{wrd} = 693.24\text{KN} > F_{wsd} = 2.15\text{KN}$ (c'est vérifiée)

IX.4. Assemblage poteau-poutre sablière :

IX.4.1. Sollicitations :

$N_{sd} = 10.022\text{KN}$

$V_{sd} = 0.265\text{KN}$

IX.4.2. Dimensionnement des boulons :

$F_{tsd} = \frac{N_t}{2} = \frac{10.022}{2} = 5.011\text{KN}$

$A_s \geq \frac{F_{tsd} \times \gamma_{mb}}{0.9 \times F_{ub}} = 17.39\text{mm}^2$

On choisit des boulons de type M8 de classe 4.6 avec $A_s = 36.6\text{mm}^2$

IX.4.3. Disposition des boulons :

$$e_1 \geq 1.2 \times d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times d_0$$

$$p_1 \geq 2.2 \times d_0$$

$$p_2 \geq 3 \times d_0$$

$$e_1 \leq 12 \times t_{\max}$$

$$e_2 \leq 12 \times t_{\max}$$

$$p_1 \leq 14 \times t_{\max}$$

$$p_2 \leq 14 \times t_{\max}$$

$$e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$p_2 \leq 200\text{mm}$$

$e_1 \leq 3d_0 = 3 \times 9 = 27\text{mm} \rightarrow e_1 = 25\text{mm}$; $e_2 = 25\text{mm}$; $p_1 = 70\text{mm}$; $p_2 = 70\text{mm}$.

On prend une platine d'épaisseur 8mm.

IX.4.4. Vérification a la traction :

$F_{tsd} = \frac{N_t}{2} = \frac{10.022}{2} = 5.011\text{KN} \leq F_{trd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = 10.54\text{KN}$ (vérifiée)

IX.4.5. Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{vrd}$

$$F_{vrd} = \frac{0.6 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec } F_{ub} = 400 \text{MPa}$$

$$F_{vrd} = \frac{0.6 \times 400 \times 36.6}{1.25} = 7.027 \text{KN}$$

Donc :

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{0.265}{2} = 0.132 \text{KN} < F_{vrd} = 7.027 \text{KN} \quad (\text{vérifiée})$$

IX.4.6. Vérification cisaillement + traction :

$$V_{sd} = 0.265 \text{KN}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{F_{tsd}}{1.4 \times F_{trd}} + \frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} \leq 1$$

A.N :

$$\frac{5.011}{1.4 \times 10.54} + \frac{0.132}{7.027} = 0.35 \leq 1 \quad (\text{vérifiée})$$

IX.4.7. Vérification à la pression diamétrale :

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$F_{sd} \leq F_{brd} = \frac{2.5 \alpha \times F_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \times d_0} ; \frac{p_1}{3 \times d_0} - 0.25 ; \frac{f_{ub}}{F_u} ; 1 \right)$$

d : diamètre des trous.

t : épaisseur de la platine la plus mince.

On prend : $e_1 = 30 \text{mm}$; $e_2 = 30 \text{mm}$; $p_1 = 60 \text{mm}$; $p_2 = 60 \text{mm}$

$\alpha = \min (1.11 ; 1.97 ; 1.11 ; 1) \rightarrow \alpha = 1$; $d = 8 \text{mm}$; $t = 8 \text{mm}$

$$F_{sd} = 0.132 \text{KN} < F_{brd} = 46.08 \text{KN} \quad (\text{vérifiée})$$

IX.4.8. Calcul d'Assemblage platine-poutre sablière:

Ce type d'assemblage opérer avec des cordons de soudure

Épaisseur de la platine $e=8 \text{mm}$

✧ gorge assemblant l'âme-platine (aw) :

Épaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{\min} = \min (t_w ; e) = \min (8 ; 8) = 8 \text{mm}$$

$$\Rightarrow 3 \text{mm} \leq a_w \leq 7.5 \text{mm}$$

On adopte pour $a_w=5 \text{mm}$

Selon l'abaque (annexe8).

✧ gorge assemblant semelle-platine (af) :

Épaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{\min} = \min (t_f ; e) = \min (13 ; 8) = 8 \text{mm}$$

$$\Rightarrow 3.2 \text{mm} \leq a_w \leq 11 \text{mm}$$

On adopte pour $a_f=9 \text{mm}$

Selon l'abaque (annexe8).

IX.4.8.1. Distribution sur efforts sur les différents cordons :

a) cordon âme platine :

Chaque cordon reprend $V/2=0.265/2=0.132 \text{KN}$

$$L_w = h - t_f - r = 160 - 13 - 15 = 132 \text{ mm}$$

b) cordon semelle platine :

$$L_f = 2b - t_w = 2 \times 160 - 8 = 312 \text{ mm} \Rightarrow N = M_{sd} / L = 3.041 / 0.312 = 9.746 \text{ KN}$$

IX.4.8.2. vérification :**a) cordon âme platine :**

$$F_{wrd} = a.l. \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{Mw}} ; \text{ Avec : } S235 \Rightarrow f_u = 360 \text{ Mpa} ; \beta_w = 0.8 ; \gamma_{Mw} = 1.25$$

$$F_{wrd} = 0.5 \times 13.2 \times \frac{36}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 137.17 \text{ KN}$$

$$F_{wrd} = 137.17 \text{ KN} > F_{wsd} = 0.132 \text{ KN (c'est vérifiée)}$$

b) cordon semelle platine :

$$F_{wrd} = 0.9 \times 31.2 \times \frac{36}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 583.63 \text{ KN}$$

$$F_{wrd} = 583.63 \text{ KN} > F_{wsd} = 9.746 \text{ KN (c'est vérifiée)}$$

IX.5. La poutre au vent :**IX.5.1. Dimensionnement du gousset :**

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné 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 : épaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué

L'assemblage dimensionné avec l'élément le plus sollicité avec un effort de traction :

$$N_{t.sd} = 117.554 \text{ KN}$$

D'où : épaisseur de gousset $t = 8 \text{ mm}$

L'assemblage est réalisé avec des boulons ordinaires de classe 6.6 dont une contrainte ultime de rupture $f_{ub} = 600 \text{ Mpa}$.

IX.5.2. Distribution de l'effort normal sur les boulons :

$$F_{vsd} = \frac{F_{tsd}}{n.P} ; \text{ avec } n : \text{ nombre de boulons pris par une seule cornière } n=3.$$

P : nombre de plan cisaillement $p=1$

F_{vsd} : effort de cisaillement pour un seul boulon

$$F_{vsd} = \frac{117.554}{3} = 39.18 \text{ KN}$$

IX.5.3. Pré dimensionnement des boulons :

Avec la condition $F_{vsd} \leq F_{vrd}$

F_{vrd} : la résistance au cisaillement de calcul pour un seul boulon

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} ; \gamma_{Mb} = 1.25 \quad (\text{CCM97 Tableau 65.3})$$

$$\text{Donc : } \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \geq F_{vrd} \Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \times F_{vsd}}{0.5 \times f_{ub}} = \frac{1.25 \times 39.18}{0.5 \times 60} \Rightarrow A_s \geq 163.26 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M18 $A_s=192\text{mm}^2$ et $d_0=20\text{mm}$

IX.5.4. disposition géométrique :

Cornière L CAE90.9 avec $t=8\text{mm}$

Selon l'EC3 P1-8 tableau 3.3 on détermine les pinces et les pas :

$$\begin{array}{ll} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 8t & 24\text{mm} \leq e_1 \leq 64 \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t & \text{d'où : } 44\text{mm} \leq p_1 \leq 112 \\ 1.2d_0 \leq e_2 \leq 8t & 24\text{mm} \leq e_2 \leq 64 \end{array}$$

Soit $e_1=5\text{cm}$; $p_1=7\text{cm}$; $e_2=4\text{cm}$

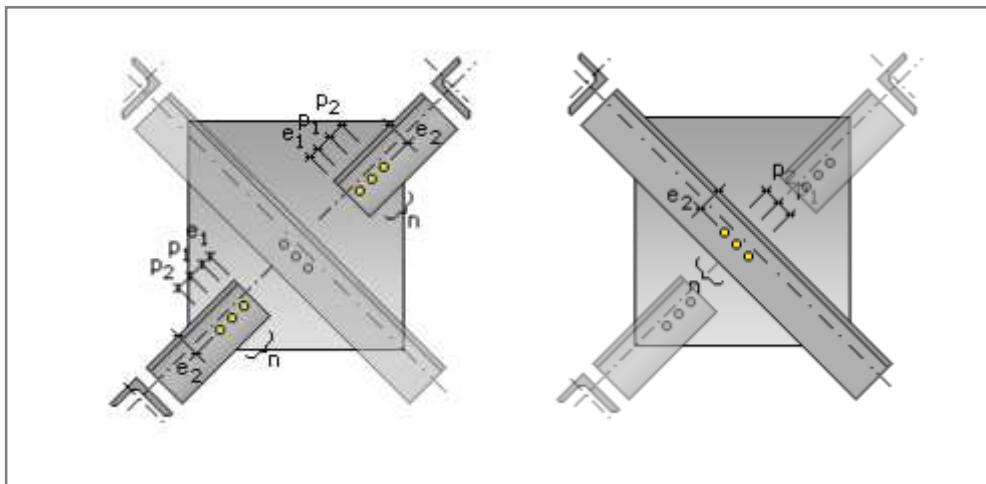


Figure IX.5 : la disposition géométrique des boulons des contreventements horizontaux.

IX.5.5 Vérification :

IX.5.5.1. Vérification à la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

F_{brd} : la résistance de calcul à la pression diamétrale

$$F_{brd} = 2.5\alpha \times f_u \times d \cdot t / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min \left(\frac{50}{39} ; \frac{70}{66} - 0.25 ; \frac{600}{360} ; 1 \right) \rightarrow \alpha = 1$$

t : l'épaisseur la plus mince entre le gousset la crinière $t=t_p=0.8\text{cm}$

d : diamètre de boulon $d=1.2\text{cm}$

$$F_{brd} = 2.5 \times 1 \times 36 \times 2 \times 0.8 / 1.25 = 115.2\text{KN} > F_{vsd} = 39.18\text{KN} \text{ (vérifiée)}$$

IX.5.5.2. Vérification à la résistance ultime de la section nette :

$$N_{tsd} \leq N_{u,Rd}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}} ;$$

Calcul de la section nette :

$$A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$$

$$A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2; \quad A_1 = (l-d_0) e; \quad A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1; \quad \xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2}$$

$$A_1 = (l-d_0) e = (90-20) \times 9 = 630 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 1550 - (20 \times 9) - 630 = 740 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0.71$$

$$A_{net} = 630 + (0.71 \times 740) = 1155.4 \text{ mm}^2$$

Calcul de l'effort résistant de la section nette

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 11.55 \times 36}{1.25} = 299.37 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 117.554 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 299.37 \text{ KN} \quad (\text{c'est vérifiée})$$

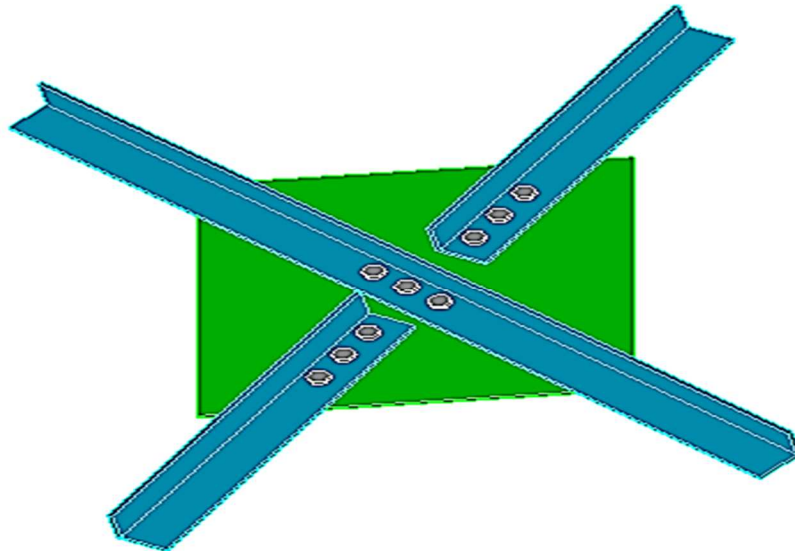


Figure IX.6 : vue 3D d'assemblage des diagonales de contreventement horizontale.

IX.5.5.3 Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs

$$L = (n-1) P = (3-1) \cdot 7 = 14 \text{ cm}$$

$$L < 15 \cdot d = 15 \cdot 2 = 30 \text{ cm}$$

Donc : L'assemblage n'est pas long.

IX.5.5.4. Dimensionnement de l'assemblage des diagonales avec la traverse :

Ce type d'assemblage réalisé à l'aide d'un gousset relié entre la traverse et les diagonales de la poutre au vent, et le gousset soudé directement avec la traverse.

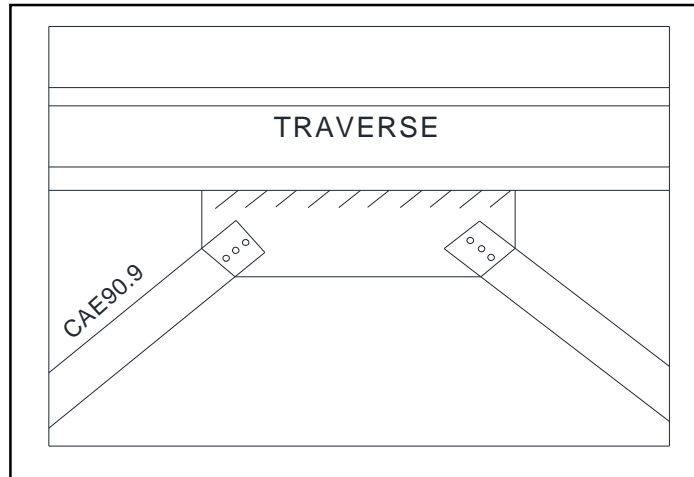


Figure IX.7 : Exemple d'assemblage des diagonales de poutre au vent avec la traverse.

L'assemblage sollicité par le même effort de traction $N_{tsd}=117.554\text{KN}$, donc on garde le même type d'assemblage précédent les cornières avec le gousset, on dimensionne juste la soudure reliée entre la traverse et le gousset d'où:

$$F_{w,sd}=2 \times F_{tsd}=235.08\text{KN}$$

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3\text{mm} \leq a \leq t_{\min}$$

Avec :

t_{\min} : épaisseur plus mince des pièces assemblées.

$$t_{\min} = \min(t=8\text{mm (épaisseur du gousset) ; } t_f=14.6\text{mm (traverse IPE450))$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 8\text{mm}$$

On choisit $a=5\text{mm}$

✧ Calcul de longueur de cordon l :

$$F_{w,sd} \leq (a \times l) \times \frac{f_u}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \Rightarrow l \geq \frac{F_{w,sd} \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}{a \times f_u}$$

$$l \geq \frac{235.08 \times \sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}{0.5 \times 36} \Rightarrow l \geq 22.62\text{cm} \rightarrow \text{on adopte pour } l=24\text{cm}$$

IX.6. contreventement vertical :

Notre cas, le palée de stabilité vertical est de type V inversé, composé de :

Deux diagonales de section (2CEA 130×12) reliant avec une poutre HEB120. L'une des diagonale soumise à un effort maximal de traction $N_{tsd}=89.05\text{KN}$

D'après le tableau IX.1 on détermine l'épaisseur de gousset assemblé entre les deux diagonale avec la poutre ($t=8\text{mm}$).

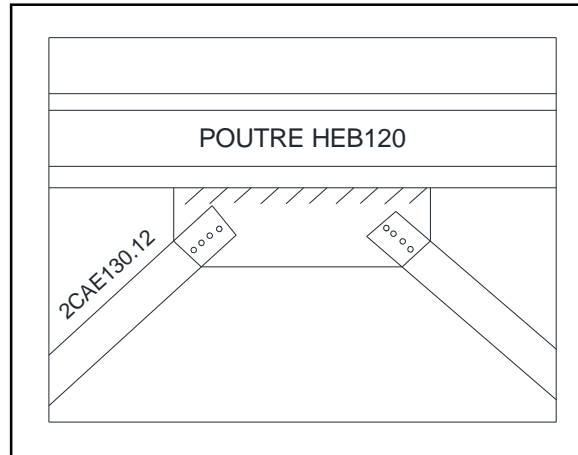


Figure IX.8 : assemblage des diagonales de palée de stabilité vertical.

L'assemblage est réalisé avec des boulons ordinaires de classe 6.6 dont une contrainte ultime de rupture $f_{ub}=600\text{Mpa}$.

IX.6.1. Distribution de l'effort normal sur les boulons :

$$F_{vsd} = \frac{F_{tsd}}{n \cdot P}; \quad \text{avec } n : \text{ nombre de boulons pris par une seule cornière } n=4.$$

P : nombre de plan cisaillement (contacte) $p=2$

F_{vsd} : effort de cisaillement pour un seul boulon

$$F_{vsd} = \frac{89.05}{4 \cdot 2} = 11.13\text{KN}$$

IX.6.2 Pré dimensionnement des boulons :

Avec la condition $F_{vsd} \leq F_{vrd}$

F_{vrd} : la résistance au cisaillement de calcul pour un seul boulon

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}; \quad \gamma_{Mb} = 1.25 \quad (\text{CCM97 Tableau 65.3})$$

$$\text{Donc : } \frac{0.5 \times A_s \times f_u}{\gamma_{Mb}} \geq F_{vrd} \Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \times F_{vsd}}{0.5 \times f_{ub}} = \frac{1.25 \times 11.13}{0.5 \times 60} \Rightarrow A_s \geq 46.40\text{mm}^2$$

On adopte des boulons de type M10 $A_s=58\text{mm}^2$ et $d_0=11\text{mm}$

IX.6.3. disposition géométrique :

Cornière L CAE90.9 avec $t=8\text{mm}$

Selon l'EC3 P1-8 tableau 3.3 on détermine les pinces et les pas :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 8t \qquad 13.2\text{mm} \leq e_1 \leq 64$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \qquad \text{d'où : } 24.2\text{mm} \leq p_1 \leq 112$$

$$1.2d_0 \leq e_2 \leq 8t \qquad 13.2\text{mm} \leq e_2 \leq 64$$

Soit $e_1=4\text{cm}$; $P_1=3\text{cm}$; $e_2=5.5\text{cm}$

IX.6.4. Vérification :**IX.6.4.1. Vérification à la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

F_{brd} : la résistance de calcul à la pression diamétrale

$$F_{brd} = 2.5 \alpha \times f_u \times d \cdot t / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min \left(\frac{40}{33} ; \frac{30}{33} - 0.25 ; \frac{600}{360} ; 1 \right) \rightarrow \alpha = 0.66$$

t : l'épaisseur la plus mince entre le gousset la crinière $t = t_p = 0.8 \text{ cm}$

d : diamètre de boulon M10 $d = 1 \text{ cm}$

$$F_{brd} = 2.5 \times 0.6 \times 36 \times 1 \times 0.8 / 1.25 = 34.56 \text{ kN} > F_{vsd} = 11.13 \text{ kN} \text{ (vérifiée)}$$

IX.6.4.2. Vérification à la résistance ultime de la section nette :

$$N_{tsd} \leq N_{u.Rd}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}} ;$$

Calcul de la section nette :

$$A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$$

$$A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2 ; \quad A_1 = (l - d_0) e ; \quad A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 ; \quad \xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2}$$

$$A_1 = (l - d_0) e = (130 - 11) \times 12 = 1428 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 3000 - (11 \times 12) - 1428 = 1440 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0.74$$

$$A_{net} = 1428 + (0.74 \times 1440) = 2493.6 \text{ mm}^2$$

Calcul de l'effort résistant de la section nette

$$N_{u.Rd} = \frac{0.9 \times 24.93 \times 36}{1.25} = 646.34 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 89.05 \text{ kN} < N_{u.Rd} = 646.24 \text{ kN} \text{ (c'est vérifiée)}$$

IX.6.4.3. Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs

$$L = (n - 1) P = (4 - 1) \cdot 3 = 9 \text{ cm}$$

$$L < 15 \cdot d = 15 \cdot 1 = 15 \text{ cm}$$

Donc : L'assemblage n'est pas long

IX.6.4.4. Dimensionnement des cordons de soudure gousset-poutre :

La gorge de soudure doit vérifier vis-à-vis l'effort de traction et de compression des diagonales :

$$\text{On a } F_t = 85.126 \text{ kN et } F_c = 51.62 \text{ kN la résultante de deux charges : } R = \sqrt{F_t^2 + F_c^2 \times \cos \alpha}$$

$$\rightarrow R = \sqrt{85.62^2 + 51.62^2 \times \cos 45^\circ} = 95.55 \text{ kN.}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq t_{\min}$$

Avec :

t_{\min} : épaisseur plus mince des pièces assemblées (poutre ; gousset).

$$t_{\min} = \min(t_p = 8 \text{ mm} ; t_f (\text{HEB120}) = 11 \text{ mm}).$$

$3\text{mm} \leq a \leq 8\text{mm} \Rightarrow$ On choisit $a=5\text{mm}$

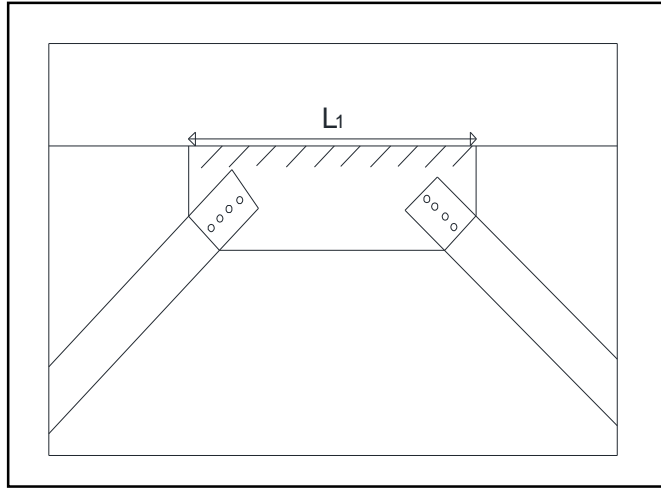


Figure IX.9 : cordons de soudure gousset de la poutre HEB120.

✧ Calcul de longueur de cordon l_1 :

$$F_{wsd1} \leq (a \times l_1) \times \frac{f_u}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \Rightarrow l_1 \geq \frac{F_{wsd1} \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}{a \times f_u}$$

$$l_1 \geq \frac{178.1 \times \sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}{0.5 \times 36} \Rightarrow l_1 \geq 17.13\text{cm} \rightarrow \text{on adopte pour } l_1=20\text{cm}$$

IX.6.5. Dimensionnement des cordons de soudure gousset-poteau :

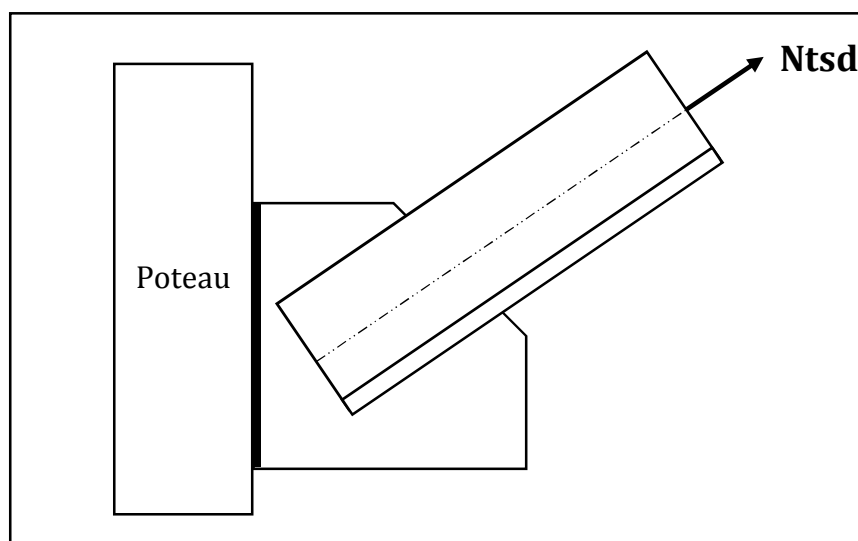


Figure IX.10 : Assemblage gousset-poteau.

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3\text{mm} \leq a \leq t_{\min}$$

Avec :

$$t_{\min} = \min(t=8\text{mm (épaisseur du gousset) ; } t_w=9.5\text{mm (poteau HEA340))$$

$$t_{\min} = 8\text{mm (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 8\text{mm}$$

On choisit $a=5\text{mm}$

✧ Calcul de longueur de cordon l_1 :

$$F_{wsd}=89.05 \leq (a \times l) \times \frac{f_u}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \Rightarrow l \geq \frac{F_{wsd} \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}{a \times f_u}$$

$$l \geq \frac{89.05 \times \sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}{0.5 \times 36} \Rightarrow l \geq 8.56\text{cm} \rightarrow \text{on adopte pour } l=12\text{cm}$$

IX.7. assemblage d'échantignole :

IX.7.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle

Les pannes sont assemblées aux traverses ou aux fermes par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le renversement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles. On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_{vz} / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne).

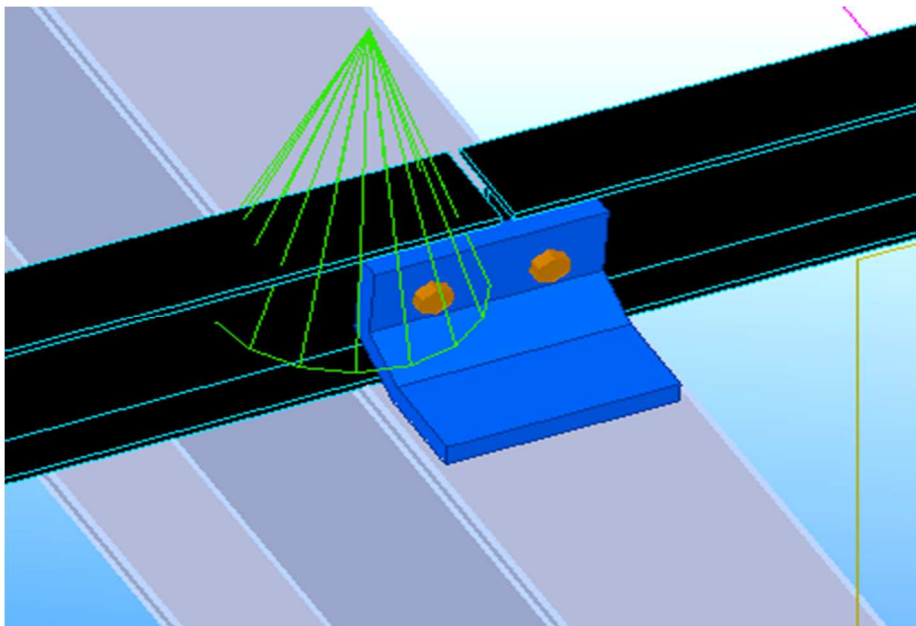


Figure IX.11: Vue perspective de l'échantignolle.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

$R_{vz} \max = 25.215\text{KN}$ et celui due au soulèvement de vent (voire chapitre III pré-dimensionnement calcul de L'échantignolle), dans ce cas y'a risque de cisaillement des deux boulons.

✧ Calcul de l'effort de cisaillement revenant pour un seul boulon :

$$F_{vsd} = \frac{R_{vzmxz}}{n.P} = \frac{25.215}{2 \times 1} = 12.61 \text{ KN}$$

✧ Dimensionnement des boulons :

Pour ce type assemblage on choisit des boulons ordinaire de classe 6.6 avec une contrainte ultime de rupture $f_{ub}=600 \text{ Mpa}$

F_{vrd} : la résistance au cisaillement de calcul pour un seul boulon

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} ; \gamma_{Mb} = 1.25 \quad (\text{CCM97 Tableau 65.3})$$

On doit vérifier la condition de résistance suivant :

$$F_{vrd} \geq F_{vsd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \times F_{vsd}}{0.5 \times f_{ub}} = \frac{1.25 \times 12.61}{0.5 \times 60} \Rightarrow A_s \geq 52.54 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M10 $A_s=58 \text{ mm}^2$ et $d_0=11 \text{ mm}$

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \times 0.58 \times 60}{1.25} = 13.92 \text{ KN} > F_{vsd} = 12.61 \text{ KN} \quad (\text{c'est vérifiée})$$

IX.7.2. Assemblage de l'échantignolle sur la traverse :

Dans ce type d'assemblage en pratique est la liaison entre l'échantignolle et la traverse ce fait avec des cordons de soudure, l'objectif est de tenir une bonne résistance ; économique et afin d'évité le perçage de la traverse ce qui permis de gardé leur résistance.

Les sollicitations :

$R_z = 25.215 \text{ KN}$ (due au soulèvement de vent)

$Q_y = q_{uy.6} = 0.315 \text{ KN}$ (due au poids propre des pannes et de bardage)

Donc : $F_{w.sd} = R_z + Q_y = 25.53 \text{ KN}$

Dimensionnement de la soudure :

Sous la combinaison : $1.35Q_y + 1.5R_z$

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3 \text{ mm} \leq a \leq t_{\min}$$

Avec :

t_{\min} : épaisseur plus mince des pièces assemblées.

$t_{\min} = \min(t=15 \text{ mm (épaisseur de l'échantignolle)} ; t_f=14.6 \text{ mm (traverse IPE450)})$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 15 \text{ mm}$$

On choisit $a=5 \text{ mm}$

✧ Calcul de longueur de cordon l :

$$F_{wsd} \leq (a \times l) \times \frac{f_u}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \Rightarrow l \geq \frac{F_{wsd} \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}{a \times f_u}$$

$$l \geq \frac{25.53 \times \sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}{0.5 \times 36} \Rightarrow l \geq 2.45 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte pour } l=7 \text{ cm}$$

IX.8. Assemblage poteau _ support de chemin de roulement :

IX.8.1. Efforts sollicitant :

Un moment fléchissant : $M_{\max} = 4.163 \text{ KN.m}$

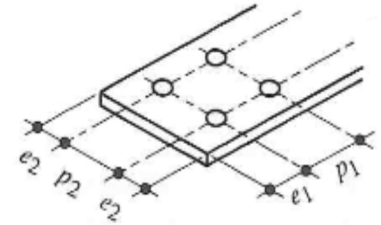
Effort de cisaillement : $V_{max} = 10.080\text{KN}$

IX.8.2. disposition géométrique des boulons :

On suppose une platine de 15mm avec des boulons de dimension M8 ($d_0=9\text{mm}$)

Selon l'EC3 P1-8 tableau 3.3 on détermine les pinces et les pas :

$1.2d_0 \leq e_1 \leq 8t$		$21.6\text{mm} \leq e_1 \leq 120$
$2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t$	d'où :	$39.6\text{mm} \leq p_1 \leq 210$
$1.2d_0 \leq e_2 \leq 8t$		$21.6\text{mm} \leq e_2 \leq 120$
$2.4d_0 \leq p_2 \leq 14t$		$43.2\text{mm} \leq p_2 \leq 210$



On prend : $p_1=60\text{mm}$ et $p_2=60\text{mm}$

Pince longitudinale ($e_1=60\text{mm}$)

Pince transversale ($e_2=60\text{mm}$)

On adopte alors deux colonnes et 4 rangées de boulon

Nombre de boulons $N=4$ (voir figure IX.1)

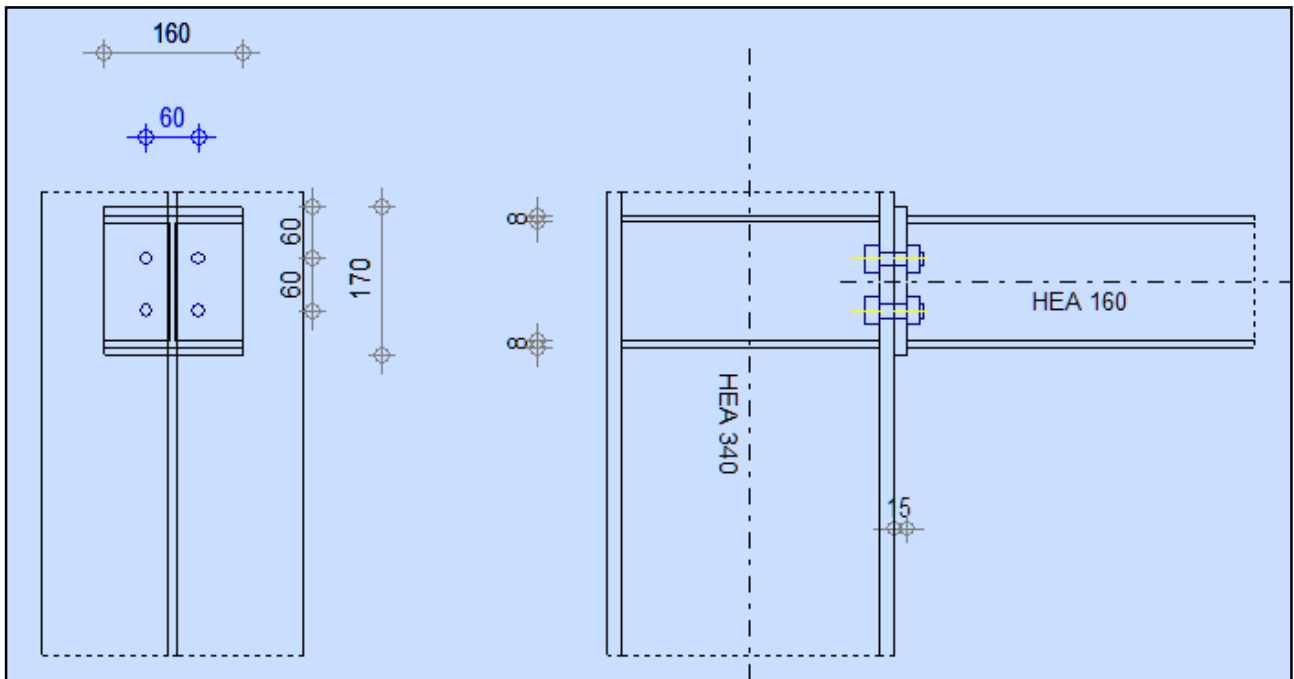


Figure IX.12 assemblage poteau-corbeau.

IX.8.3. Effort de traction :

La distribution de moment M_{max} sur les rangées de boulons ce qui générer la traction des boulons, le moment est appliqué par rapport au centre de gravité de la traverse on supposera que seul les deux rangée supérieur sont tendus. Ce moment est équivalent à une force N_1 .

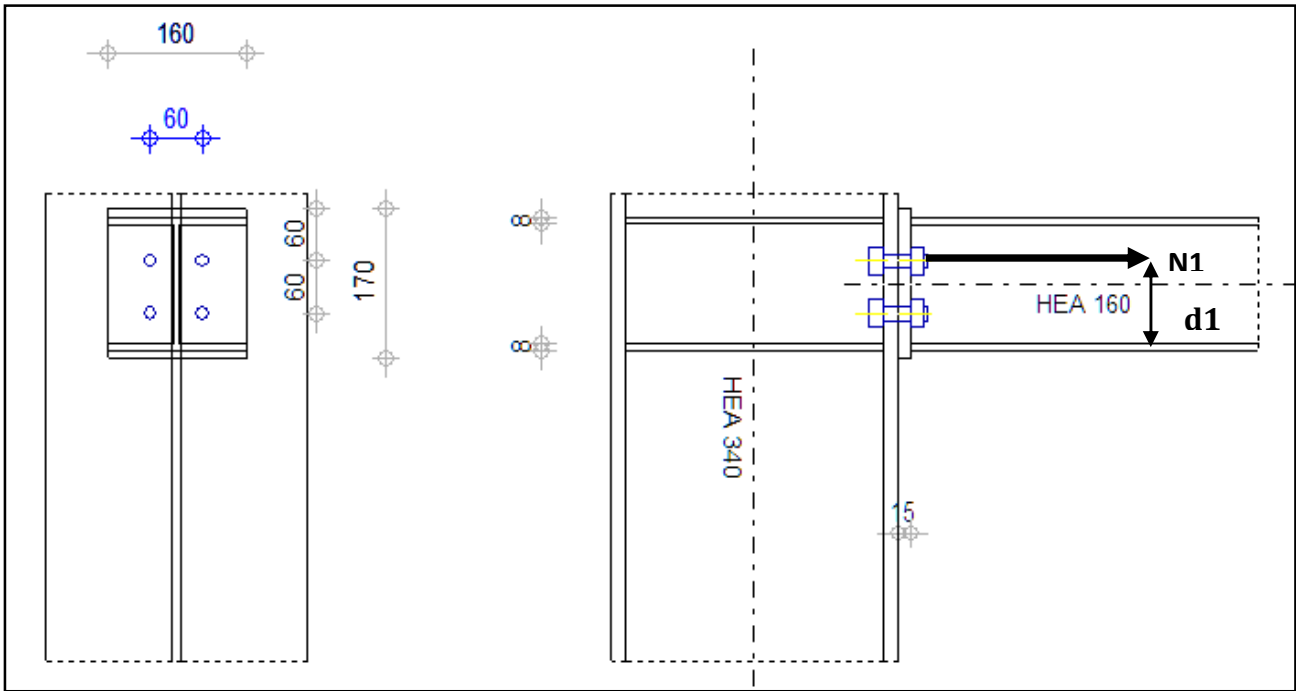


Figure IX.13 distribution des efforts sur les boulons tendus.

Avec $M_{max} = N_1 \times d_1$; $d_1 = 11 \text{ cm}$

Et $\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2}$; $\rightarrow N_1 = \frac{M_{max}}{d_1} = \frac{4.163}{0.11} = 37.84 \text{ kN}$

Donc $F_{Tsd} = \frac{N_1}{2} = 18.92 \text{ kN}$

F_{Tsd} : l'effort de traction maximal pour un seul boulon.

IX.8.4. Pré dimensionnement des boulons :

On doit vérifier la condition de résistance suivant : $F_p \geq F_{Tsd}$;

F_p : la force précontrainte d'un seul boulon.

$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$;

f_{ub} : contrainte ultime de rupture (on choisit la classe 8.8 $f_{ub} = 800 \text{ Mpa}$)

$0.7 \times A_s \times f_{ub} \geq F_{Tsd} \rightarrow A_s \geq \frac{F_{Tsd}}{0.7 \times 800} = 33.79 \text{ mm}^2$

On adopte un boulon M10 avec $A_s = 58 \text{ mm}^2$

IX.8.5 Vérification vis-à-vis au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivant :

$F_{vsd} \leq F_{s,Rd}$; avec : $F_{vsd} = V_{max} / 4 = 2.52 \text{ kN}$

$F_{s,Rd}$: la résistance de calcul au cisaillement par boulon

$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu}{\gamma_{Ms}} \times F_{p,cd}$

$F_{p,cd}$: précontrainte de calcul

$F_{p,cd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 58 \times 800 = 32.48 \text{ kN}$

$K_s=1$; coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de perçage pour les trous à tolérance normale.

n : nombre d'interfaces de frottement $n=1$

μ : coefficient de frottement qui est pris égale à 0.3

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu}{\gamma_{Ms}} \times F_{p,cd} \rightarrow F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3}{1.25} \times 32.48 \rightarrow F_{s,Rd} = 7.79 \text{ KN}$$

donc $F_{vsd} = 2.52 \text{ KN} < F_{s,Rd} = 7.79 \text{ KN}$ c'est vérifiée.

IX.8.6. Vérification d'un boulon à l'interaction traction cisaillement :

On doit vérifier la condition suivant :

$$F_{vsd} \leq F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu}{\gamma_{Ms}} \times (F_{p,cd} - 0.8 F_{tsd})$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3}{1.25} \times (32.48 - 0.8 \times 18.92) = 4.16 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 2.52 \text{ KN} < F_{s,Rd} = 4.16 \text{ KN}$$

La résistance de boulon à l'interaction cisaillement traction elle est vérifiée.

IX.8.7. Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $B_{prd} \geq F_{tsd} = 18.92 \text{ KN}$

B_{prd} : la résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement

$$B_{prd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}} ;$$

d_m : diamètre moyen de boulon M10 ($d_m = 1.83 \text{ cm}$)

t_p : l'épaisseur de la plaque sous la tête de la vis ou de l'écrou ($t_p = 1.5 + 1.65 = 3.15 \text{ cm}$)

S235 $\rightarrow f_u = 360 \text{ Mpa}$

$$B_{prd} = 0.6 \times 3.14 \times 1.83 \times 3.15 \times \frac{360}{1.25} = 312.77 \text{ KN} > F_{tsd} = 18.92 \text{ KN} \text{ (c'est vérifiée)}$$

IX.8.8. Vérification à la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

F_{brd} : la résistance de calcul à la pression diamétrale

$$F_{brd} = 2.5 \alpha \times f_u \times d \cdot t / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min \left(\frac{60}{33} ; \frac{60}{33} - 0.25 ; \frac{800}{360} ; 1 \right) \rightarrow \alpha = 1$$

t : l'épaisseur minimal entre t_f de poteau et épaisseur de la platine $t = t_f = 1.65 \text{ cm}$

d : diamètre de boulon $d = 1 \text{ cm}$

$$F_{brd} = 2.5 \times 1 \times 360 \times 1 \times 1.65 / 1.25 = 118.8 \text{ KN} > F_{vsd} = 2.52 \text{ KN} \text{ (vérifiée)}$$

Y'a pas de risque de rupture par pression diamétrale.

IX.8.9. Assemblage platine corbeau:

Ce type d'assemblage réalisé avec des cordons de soudure

Épaisseur de la platine $e = 15 \text{ mm}$

✧ gorge assemblant l'âme-platine (a_w) :

Épaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{\min} = \min (t_w ; e) = \min (10.2 ; 15) = 10.2 \text{ mm}$$

⇒ $3\text{mm} \leq a_w \leq 7.5\text{mm}$
On adopte pour $a_w=5\text{mm}$

✧ gorge assemblant semelle-platine (af) :
Épaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :
 $t_{\min}=\min (t_f ; e)=\min (16 ; 15)=15\text{mm}$

⇒ $3.2\text{mm} \leq a_w \leq 11\text{mm}$
On adopte pour $a_f=9\text{mm}$

IX.8.10. Distribution sur efforts sur les différents cordons :

a) cordon âme platine :

Chaque cordon reprend $V/2=66.486/2=33.243\text{KN}$

$L_w=h-t_f-r=152-9-15=128\text{mm}$

b) cordon semelle platine :

$L_f=2b-t_w=2*160-6=314\text{mm}$

$N=M_{sd}/L=136.413/0.314=434.43\text{KN}$

IX.8.11. vérification :

a) cordon âme platine :

$F_{wrd} = a.l. \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{Mw}} \frac{1}{\gamma_{Mw}}$; Avec : S235 $\Rightarrow f_u=360\text{Mpa}$; $\beta_w=0.8$; $\gamma_{Mw}=1.25$

$F_{wrd} = 0.5 \times 12.8 \times \frac{36}{\sqrt{3} \cdot 0.8 \times 1.25} \frac{1}{1.25} = 133.02\text{KN}$

$F_{wrd} = 133.02\text{KN} > F_{wsd} = 33.24\text{KN}$ (c'est vérifiée)

a) cordon semelle platine :

$F_{wrd} = 0.9 \times 31.4 \times \frac{36}{\sqrt{3} \cdot 0.8 \times 1.25} \frac{1}{1.25} = 587.37\text{KN}$

$F_{wrd} = 587.37\text{KN} > F_{wsd} = 434.43\text{KN}$ (c'est vérifiée)

IX.9. Assemblage des poutres de roulement :

L'assemblage de deux poutres de roulement fait avec une liaison bout à bout dans le plan de leur âme par des boulons et couvre-joints.

Les sollicitations transmettre aux poutres de roulement est un moment fléchissant porté par l'axe yy, le moment relatif des deux poutres est une rotation autour de l'axe yy.

Glissement du couvre-joint \Rightarrow cisaillement des boulons

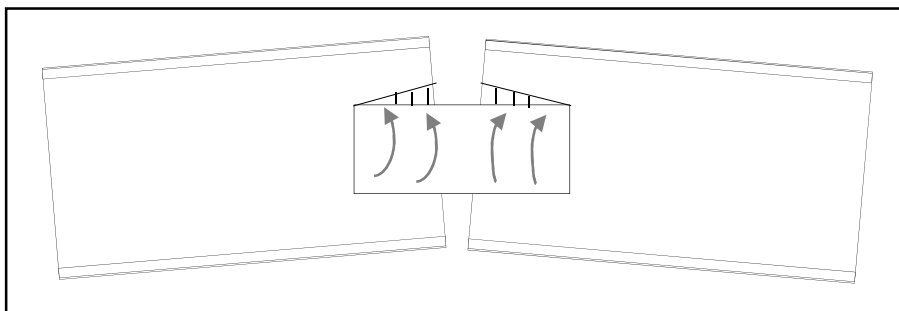


Figure IX.14 déplacement dû à un moment fléchissant.

IX.9.1. dimensionnement de l'assemblage

Les boulons sollicité par un effort de cisaillement $V_{sd} = Q_{rmax} = 34.985 \text{ KN}$

On utilise des boulons ordinaire avec trous au blons de classe 8.8 avec $f_{ub} = 800 \text{ Mpa}$

$F_{tsd} = V_{sd} = 34.985 \text{ KN}$

$F_{t,Rd}$: la résistance d'un seul boulon a la traction.

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \rightarrow A_s \geq \frac{0.9 \times F_{tsd}}{\gamma_{Mb} \times f_{ub}} \rightarrow A_s \geq \frac{34.985 \times 10^3 \times 1.5}{0.9 \times 800} \rightarrow A_s \geq 72.88 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons M12 avec $A_s = 84.3 \text{ mm}^2$

IX.9.2. Vérification des boulons a la traction :

$$\rightarrow F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times 800 \times 84.3}{1.25} = 48.55 \text{ KN}$$

donc $F_{tsd} = 34.98 \text{ KN} < F_{t,Rd} = 48.55 \text{ KN}$ c'est vérifiée.

IX.9.3. disposition géométrique des boulons :

On choisit deux couvre-joints épaisseur de 10 mm :

(M12 ; $d_0 = 13 \text{ mm}$)

$$2.2d_0 \leq p \leq 14t \quad \text{d'où :} \quad 48.4 \text{ mm} \leq p \leq 140$$

$$1.2d_0 \leq e \leq 8t \quad \quad \quad 26.4 \text{ mm} \leq e \leq 80$$

On prend ($p = 60 \text{ mm}$ et $e = 35 \text{ mm}$), les dimensionnes du couvre-joint sont ($130 \times 70 \text{ mm}^2$)

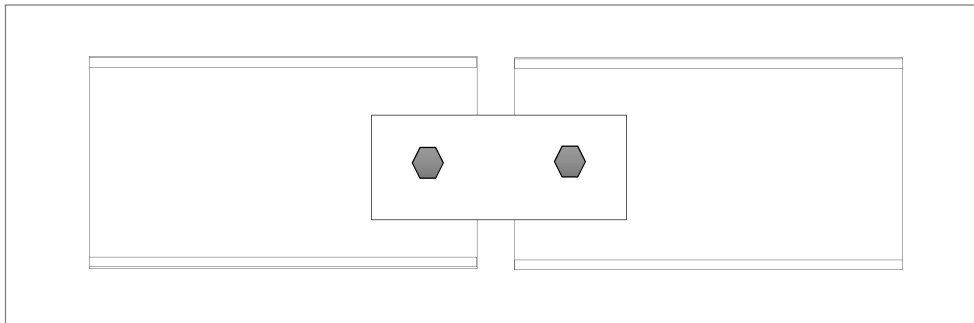


Figure IX.15 assemblage bout à bout des poutres de roulement.

IX.9.4. Vérification à la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{brd}$

F_{brd} : la résistance de calcul à la pression diamétrale

$$F_{brd} = 2.5 \alpha \times f_u \times d \cdot t / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e}{3d_0} ; \frac{p}{3d_0} - 0.25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min \left(\frac{35}{66} ; \frac{60}{66} - 0.25 ; \frac{800}{360} ; 1 \right) \rightarrow \alpha = 0.53$$

t : l'épaisseur minimal entre t_w de la poutre de roulement et épaisseur de t_p de la couvre-joint.

$$t = \min(t_w ; t_p) = \min(8 ; 10) \Rightarrow t = 8 \text{ mm}$$

d : diamètre de boulon $d = 12 \text{ mm}$

$$F_{brd} = 2.5 \times 0.53 \times 36 \times 1.2 \times 0.8 / 1.25 = 36.63 \text{ KN} > F_{vsd} = 34.985 \text{ KN} \text{ (vérifiée)}$$

Y'a pas de risque de rupture par la pression diamétrale.

IX.10. Calcul des pieds de poteaux :

IX.10.1 Introduction :

Les poteaux sont élargis à leur base par les platines soudées, les toutes repose sur le sol par l'intermédiaire d'un massif en béton, auquel il est ancré par des boulons de scellement, le but est de transmettre les sollicitations appliquées à la construction, aux fondations.

IX.10.2 dimensionnement des tiges d'ancrages :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable :

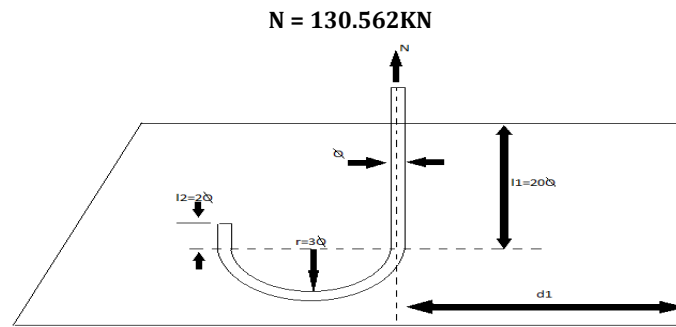


Figure IX.16 : tige d'ancrage de pied de poteau.

La longueur de la platine est donnée comme suit :

$$b = H + 2C$$

Ou :

H : la hauteur de la section HEA340 → H = 330mm

B : la base de la section HEA340 → B = 300mm

C = le débord, donnée par : C = (100/150)

Soit C = 100mm

$$D'où : a = 300 + 2(100) = 500mm$$

Largeur de la platine :

$$b = H + 2C \rightarrow b = 330 + 2(100) = 530mm$$

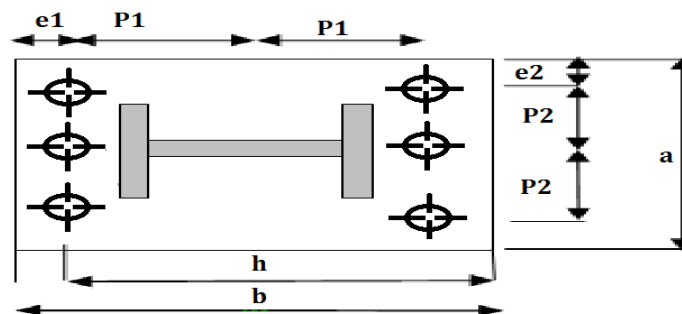


Figure IX.17 : Dispositions constructives.

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (Na).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2N_t}{3 \cdot \pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 130.562}{3.14 \cdot 3 \cdot 23.5}} = 1.08 \text{ cm}$$

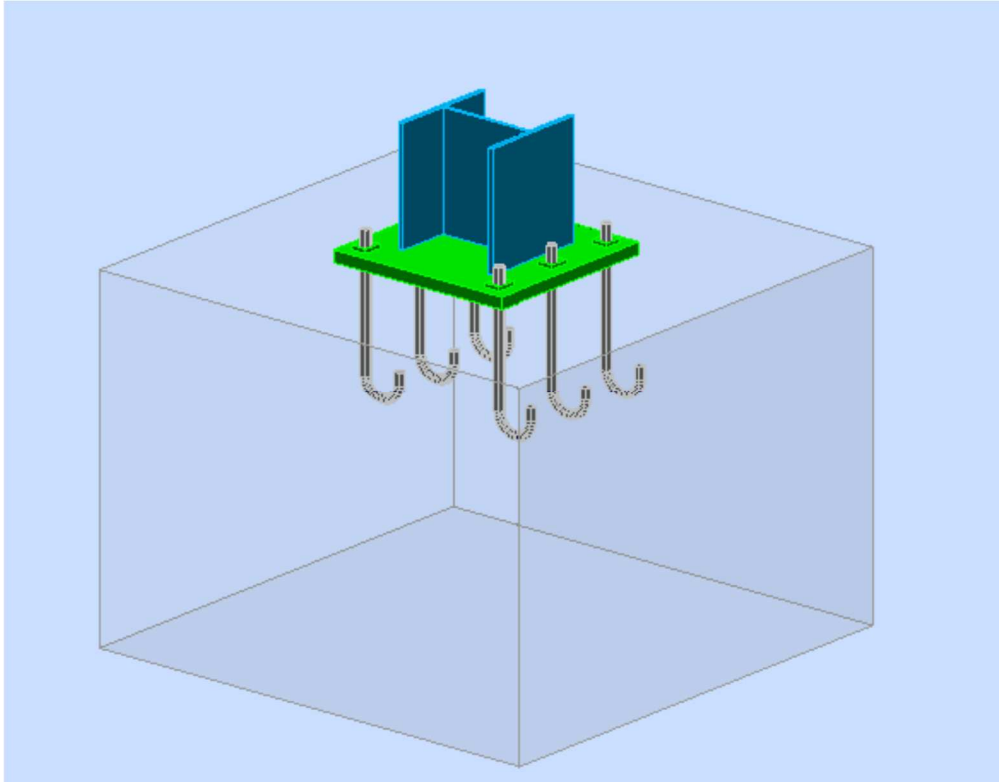


Figure IX.18 : Vue 3D de la disposition des tiges ancrages.

Donc on prend : $\phi = 2.5 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **25 mm** de diamètre.

IX.10.3.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.

$r = 3\phi$, $l_1 = 20\phi$, $l_2 = 2\phi$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$r = 1.25 \text{ cm} ; l_1 = 50 \text{ cm} ; l_2 = 5 \text{ cm} ; d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 82.32 \text{ KN} > \frac{N_t}{6} = 21.76 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

IX.10.4. vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

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).

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{122.369}{130.562} = 0.93 \text{ m} \quad \text{avec } M_{sd} = 122.369 \text{ KN.m}$$

$$A = 3 \times \Pi \times R^2 = 14.71 \text{ cm}^2 \quad (A : \text{aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau})$$

$$L = e + h/2 + c/2 = 124.5 \text{ cm}$$

$$h = h_p + d_1 + d_1/2 = 68 \text{ cm}$$

$$b = 2d_1 + h_p = 63 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h^2 + 90A \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \frac{l}{b} \cdot h = 0 \rightarrow h' = 24.29 \text{ cm}$$

IX.10.5. Contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2NL}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 130.562 \times 124.5}{63 \times 24.29 \left(86 - \frac{24.29}{3} \right)} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } f_{ub} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.5 \text{ MPa} < f_{ub} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifiée}$$

❖ Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{130.562}{14.71} \times \frac{124.5 - 68 + \frac{24.29}{3}}{68 - \frac{24.29}{3}} = 71.71 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

IX.10.6. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

a) Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 grâce au diagramme trapézoïdale des contraintes située à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande unité $b = 1 \text{ m}$ et d'épaisseur t .

$$M_1 = \sigma_b \times b \times \frac{U^2}{2} \rightarrow M_1 = 0.35 \times 63 \times \frac{10^2}{2} = 11.02 \text{KN.m}$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{0.95}{2}\right) \times \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-1} = 3.16 \text{KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 7.86 \text{KN.m}$$

$$\frac{I}{V} = \frac{\frac{b \times t^3}{12}}{\frac{t}{2}} = \frac{b \times t^2}{6}$$

La contrainte de flexion dans la section

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \quad t \geq \sqrt{\frac{786 \times 6}{63 \times 23.5}} \rightarrow t \geq 1.78 \text{cm}$$

b) Vérification de la section 2-2 :

Le même raisonnement on aura le moment maximal :

$$M = M_1 = 11.02 \text{KN.m}$$

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \quad t \geq \sqrt{\frac{1102 \times 6}{63 \times 23.5}} \rightarrow t \geq 2.11 \text{cm}$$

c) Vérification de la section 3-3 :

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = \sigma_a \times A = 7.17 \times 4.9 = 35.13 \text{KN}$$

$$W = \frac{b \times t^2}{6}$$

$$M = 0.1 \times 35.13 = 3.51 \text{KN.m}$$

$$\rightarrow t = \sqrt{\frac{351 \times 6}{63 \times 23.5}} = 1.19 \text{cm}$$

On adopte une platine d'épaisseur $t = 2.5 \text{cm}$

d) Vérification de la bèche :

On doit vérifier la bèche au cisaillement : $V_{st} \leq V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{\gamma_{m0}}$

e) Dimensionnement de la bèche :

$$A_{vz} \geq \frac{V_{st} \times \sqrt{3} \times \gamma_{m0}}{F_y} \rightarrow A_{vz} \geq \frac{155.231 \times \sqrt{3} \times 1.1 \times 10^3}{235} \rightarrow A_{vz} \geq 12.58 \text{cm}^2$$

On adopte un IPE200 avec $A_{vz} = 14.0 \text{cm}^2$

Il faut vérifier que $V_{st} = 155.231 \text{KN} \leq V_{Rd} = \frac{14 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 172.68 \text{KN}$ c'est vérifier.

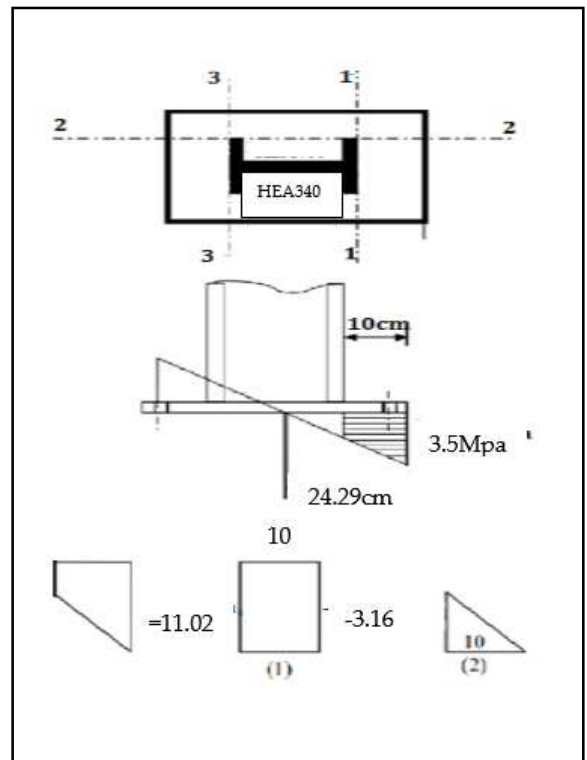


Figure IX.19 : vérification de la section 1-1

IX.11. Les pieds de potelets :

Il suffit de calculer la base uniquement pour le potelet le plus sollicité (potelet central) et d'adopter la même base pour tous les autres potelets. Le potelet travaille en compression simple sous le poids propre $N_{sd} = 37.032\text{KN}$

Le pied de potelets sont articulés

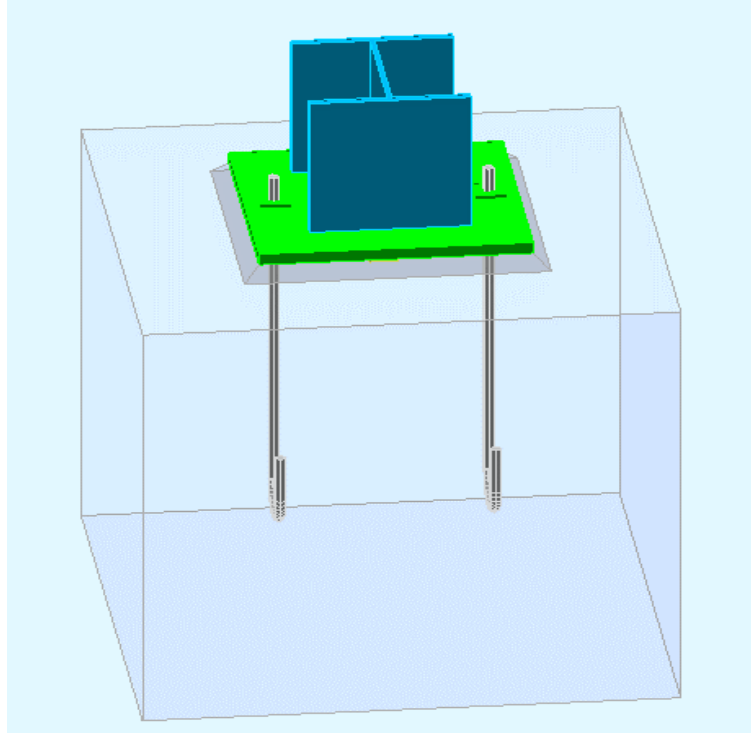


Figure IX.20 : Vue 3D de la disposition des tiges ancrages de potelet.

h : la hauteur de la section HEA320 $\rightarrow H = 310\text{mm}$

c : le débord, donné par : $c(100/150)\text{mm}$

on prend $c = 100\text{mm}$

d'où : $a = h + 2c = 310 + 2(100) = 510\text{mm}$

$b = b + 2c = 300 + 2(100) = 500\text{mm}$

L'ancrage est réalisé par deux tiges.

$$\frac{N_t}{2} = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \times f_y \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 \times N_t}{\pi \times f_y}} \quad \phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 37.032}{3.14 \times 23.5}} = 1.001\text{cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\phi = 2.5\text{cm}$

IX.11.1. Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante :

$$N_a = 0.1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\emptyset, \quad l_1 = 20\emptyset, \quad l_2 = 2\emptyset$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$l_1 = 50 \text{ cm}$$

$$l_2 = 5 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 79.69 \text{ KN} > \frac{N_t}{2} = 18.51 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

IX.11.2. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de la fondation :

$L_p = 510 \text{ mm}$ (longueur de la platine).

$B_p = 500 \text{ mm}$ (largeur de la platine).

$$\sigma = \frac{N_t}{L_p \times B_p} = \frac{37.032 \times 10^3}{510 \times 500} = 0.14 \text{ MPa} < f_{ub} = 14.2 \text{ MPa}$$

IX.11.3. Détermination de l'épaisseur de la platine :

Il faut vérifier que :

$$\sigma \times b \times \frac{\mu^2}{2} \leq f_y \times \frac{b \times t^2}{6} \quad \text{soit } t \geq \mu \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}}$$

$$t \geq 100 \times \sqrt{\frac{3 \times 0.14}{235}} = 0.17 \text{ mm} \quad \text{on prend } t = 2.5 \text{ cm}$$

CHAPITRE X :

Etude

d'infrastructure

ETUDE D'INFRASTRUCTURE

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 et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

- **Choix du type de fondations :**

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 site S2 est : $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$

La profondeur d'ancrage : **D = 2m**

X.2. Calcul des fondations sous les poteaux :

X.2.1. Détermination des sollicitations : Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \quad (\text{Art 10.4.1. RPA/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL 91.

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.

Les coefficients les plus défavorables sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+ P + E _y	1.35G+1.5N+1.005W _d +1.5P	G+N+0.67W _d +P
N_{max} (KN)	240.71	269.216	189.766
M_y (KN.m)	2.839	-4.756	-3.248
M_z (KN.m)	-0.047	-0.163	-0.114
V_y (KN)	36.468	-23.687	-16.641
V_z (KN)	2.416	-4.674	-3.274

Tableau X.1 : les sollicitations à la base des poteaux HEA340

X.2.2. Pré-dimensionnement de la semelle du poteau :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau.

$$\frac{H}{B} = \frac{h}{b}$$

h et b : dimension de la platine au-dessous de poteau.

Les poteaux sont des HEA340 est prise (80× 60) cm

$$h = 0.8\text{m et } b = 0.6\text{m}$$

H et B : dimension de la semelle.

Donc $H = 1.33 \times B$

h₁ : la hauteur totale de la semelle.

h₁ : d+c ; avec c=5cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donné par la condition **(BAEL 91 – Ch 15.III - Art 1.2)**

$$d = \max \left(\frac{B-b}{4} ; \frac{H-h}{4} \right)$$

a) 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 :

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

Avec $e_0 = \frac{M_y}{N_{max}}$

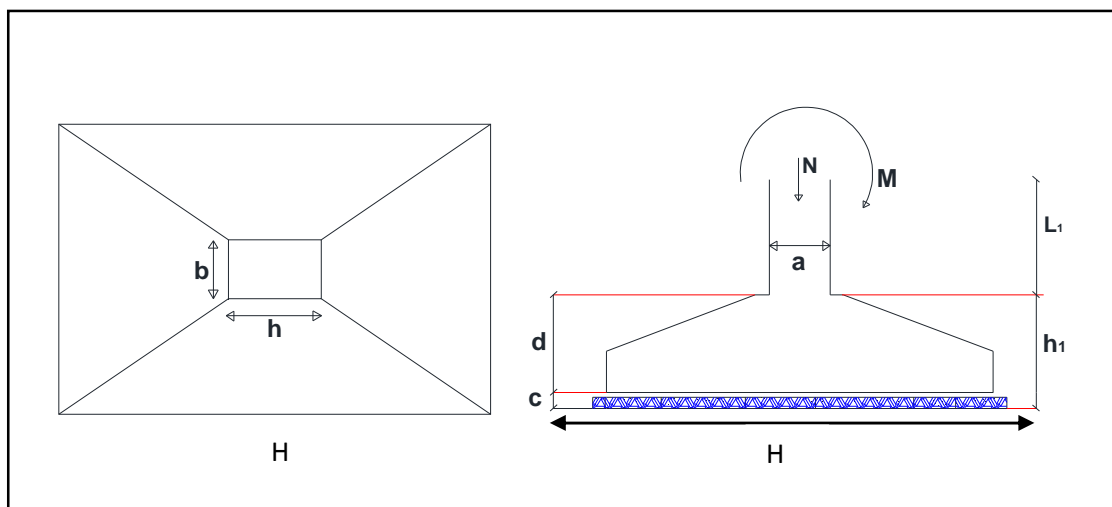


Figure X.1 : les dimensionne de la semelle sous le poteau.

X.2.3. Dimensionnement de la semelle :

✧ **Situation accidentelle :** $\sigma_M < 2 \sigma_{sol}$

$$e_0 = \frac{2.839}{240.71} = 0.011\text{m}$$

$$\frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq 2 \sigma_{sol} \rightarrow \frac{N}{1.33 \times B^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq 2 \sigma_{sol}$$

$$\frac{2.66 \times \sigma_{sol}}{N} \times B^3 - B - (6 \times e_0) \geq 0 \rightarrow B \geq 67\text{cm}$$

✧ **Situation durable :** $\sigma_M < 1.33 \sigma_{sol}$

$$e_0 = \frac{4.756}{269.216} = 0.017\text{m}$$

$$\frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq 1.33 \sigma_{sol} \rightarrow \frac{N}{1.33 \times B^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

$$\frac{1.76 \times \sigma_{sol}}{N} \times B^3 - B - (6 \times e_0) \geq 0 \rightarrow B \geq 90\text{cm}$$

$$B \geq \max(67\text{cm}; 90\text{cm}) \rightarrow B = 90\text{cm}$$

Donc on choisit pour toutes les semelles

$$\mathbf{B = 140\text{cm} \rightarrow H = 190\text{cm}}$$

$$\mathbf{d = \max\left(\frac{140-60}{4}; \frac{190-80}{4}\right) \rightarrow d = 27.5\text{cm} \rightarrow h_i = 32.5\text{cm}}$$

l_i : la hauteur de l'amorce de poteau avec :

$$l_i = D - h_i = 2 - 0.325 \rightarrow l_i = 1.675\text{m}$$

✧ **Calcul de poids propre de la semelle et l'amorce de poteau :**

$$P = (H \times B \times h_i) + (h \times b \times l_i) \times P_b = 43.5\text{KN}$$

✧ **Le moment à la base :**

$$M_{by} = M_y + (V_z \times D)$$

$$M_{bz} = M_z + (V_y \times D)$$

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		G+ P + E _γ	1.35G+1.5N+1.005W _d +1.5P
N_{max} (KN)	284.21	327.941	233.266
M_{by} (KN.m)	7.671	-14.104	-9.796
M_{bz} (KN.m)	72.889	-47.537	-33.396
V_y (KN)	36.468	-23.687	-16.641
V_z (KN)	2.416	-4.674	-3.274

Tableau X.2. : Les sollicitations à la base de la semelle HEA340.

X.2.4. Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$\text{Sens H} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentel} \\ 1.33 \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{H \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \end{array} \right.$$

avec $e_0 = \frac{M_{bz}}{N}$

$$\text{Sens B} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentel} \\ 1.33 \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{H \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \text{ avec} \end{array} \right.$$

$e_0 = \frac{M_{by}}{N}$

Pour les semelles de calcul entièrement comprimée ona :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont regroupés dans le tableau suivant :

Cas de chargement	Sens	e_0 (m)	σ_{max} (bar)	σ_{min} (bar)	σ_{moy} (bar)
ELU	Sens H	14.49	$1.79 < 2.66$	0.668	1.50
	Sens B	4.30	$1.46 < 2.66$	1.005	1.34
ELS	Sens H	14.31	$1.27 < 2.66$	0.48	1.07
	Sens B	4.19	$1.03 < 2.66$	0.719	0.95
Accidentelle	Sens H	25	$1.91 < 2.66$	0.208	1.48
	Sens B	2.69	$1.19 < 2.66$	0.944	1.12

Tableau X.3. : Les résultants de calcul des contraintes

X.2.5. Vérification de la stabilité au renversement :

✧ Dans le cas accidentel : il faut vérifier que

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{H}{4} = 47.5\text{cm} \rightarrow \text{sens H} \\ \frac{B}{4} = 35\text{cm} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

Sens H → $e_0 = 25\text{cm} \leq 47.5\text{cm}$ → vérifier

Sens B → $e_0 = 2.69\text{cm} \leq 35\text{cm}$ → vérifier

Donc la vérification au renversement est vérifiée.

✧ Détermination des armatures de la semelle :

$$\begin{aligned} \text{La première condition} & \begin{cases} e_0 \leq \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens H} \\ e_0 \leq \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens B} \end{cases} \\ \text{La deuxième condition} & \begin{cases} e_0 \leq \frac{H}{24} \rightarrow \text{sens H} \\ e_0 \leq \frac{B}{24} \rightarrow \text{sens B} \end{cases} \end{aligned}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous effort normal fictif N' avec :

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H}\right) \rightarrow \text{sens H}$$

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \rightarrow \text{sens B}$$

Si l'une des deux conditions est non vérifier, les armatures seront calculées sous un moment M_1 :

$$M_1 = (4H + 0.3h - 9 \times e_0) \times \left(\frac{\frac{H}{2} - 0.35h}{\frac{H}{2} - e_0}\right)^2 \times \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens H}$$

$$M_1 = (4B + 0.3b - 9 \times e_0) \times \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - e_0}\right)^2 \times \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

✧ **Situation accidentelle :**

Armatures parallèles à H = 1.9m

$$e_0 = 25\text{cm} > \frac{h}{6} = 13.33\text{cm}$$

$$e_0 = 25\text{cm} > \frac{H}{24} = 7.91\text{cm} \quad \text{Donc on va calculer } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1.9 + 0.3 \times 0.8 - 9 \times 0.25) \times \left(\frac{\frac{1.9}{2} - 0.35 \times 0.8}{\frac{1.9}{2} - 0.25}\right)^2 \times \frac{248.21}{27}$$

$$M_1 = 53.90\text{KN.m}$$

On a :

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \quad \text{avec } z = 0.9 \times d$$

Donc

$$A_s = \frac{53.90}{0.9 \times 0.275 \times 348 \times 10^3} = 6.25\text{cm}^2$$

Armatures parallèles à B = 1.4m

$$e_0 = 2.69\text{cm} < \frac{b}{6} = 10\text{cm}$$

$$e_0 = 2.69\text{cm} < \frac{B}{24} = 5.83\text{cm} \quad \text{Donc on va calculer } N'$$

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \rightarrow \text{sens B}$$

$$N' = 284.21 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.0269}{1.4}\right) = 300.59\text{KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{300.59 \times (1.4 - 0.6)}{8 \times 0.275 \times 348 \times 10^3} = 3.14\text{cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = 3.14\text{cm}^2$$

◇ Situation durable :

ELU :

Armatures parallèles à H = 1.9m

$$e_0 = 14.49\text{cm} > \frac{h}{6} = 13.33\text{cm}$$

$$e_0 = 14.49\text{cm} > \frac{H}{24} = 7.91\text{cm} \text{ Donc on va calculer } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1.9 + 0.3 \times 0.8 - 9 \times 0.14) \times \left(\frac{\frac{1.9}{2} - 0.35 \times 0.8}{\frac{1.9}{2} - 0.14} \right)^2 \times \frac{327.941}{27} = 70.05\text{KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_1 = 70.05\text{KN.m}$$

On a :

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \text{ avec } z = 0.9 \times d$$

Donc

$$A_s = \frac{70.05}{0.9 \times 0.275 \times 348 \times 10^3} = 8.13\text{cm}^2$$

Armatures parallèles à B = 1.4m

$$e_0 = 4.30\text{cm} < \frac{b}{6} = 10\text{cm}$$

$$e_0 = 4.30\text{cm} < \frac{B}{24} = 5.83\text{cm} \text{ Donc on va calculer } N'$$

$$N' = 327.941 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.043}{1.4} \right) = 358.15\text{KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{358.15 \times (1.4 - 0.6)}{8 \times 0.275 \times 348 \times 10^3} = 3.74\text{cm}^2$$

ELS :

Armatures parallèles à H = 1.9m

$$e_0 = 14.31\text{cm} > \frac{h}{6} = 13.33\text{cm}$$

$$e_0 = 14.31\text{cm} > \frac{H}{24} = 7.91\text{cm} \text{ Donc on va calculer } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1.9 + 0.3 \times 0.8 - 9 \times 0.14) \times \left(\frac{\frac{1.9}{2} - 0.35 \times 0.8}{\frac{1.9}{2} - 0.14} \right)^2 \times \frac{233.266}{27} = 38.89\text{KN.m}$$

On a :

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \text{ avec } z = 0.9 \times d$$

Donc

$$A_s = \frac{38.89}{0.9 \times 0.275 \times 348 \times 10^3} = 4.51\text{cm}^2$$

Armatures parallèles à B = 1.4m

$$e_0 = 4.19\text{cm} < \frac{b}{6} = 10\text{cm}$$

$$e_0 = 4.19\text{cm} < \frac{B}{24} = 5.83\text{cm} \quad \text{Donc on va calculer } N'$$

$$N' = 233.266 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.041}{1.4}\right) = 253.76\text{KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B-b)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{253.76 \times (1.4-0.6)}{8 \times 0.275 \times 348 \times 10^3} = 2.65\text{cm}^2$$

X.2.6. La condition de non fragilité :

Sens H → $A_{\min}^H = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_t \rightarrow A_{\min}^H = 7.45\text{cm}^2$

Sens B → $A_{\min}^B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_t \rightarrow A_{\min}^B = 5.49\text{cm}^2$

X.2.7. La disposition constructive :

Les armatures seront munies des crochets si la longueur de scellement l_s est :

$$L_s > \frac{H}{4} \rightarrow \text{sens H}$$

$$L_s > \frac{B}{4} \rightarrow \text{sens B}$$

Avec :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{c28}} \quad \text{avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les armatures HA}$$

✧ **Suivant le sens H on a :**

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 49.38\text{cm} > \frac{190}{4} = 47.5\text{cm}$$

✧ **Suivant le sens B on a :**

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32\text{cm} > \frac{190}{4} = 35\text{cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Nombre de barre	$A_s(\text{cm}^2)$	$L_s(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})$
H	8.13	7.45	4HA14+3HA12	9.55	47.5	27
B	3.74	5.49	6HA12	6.79	35	23.33

Tableau X.4 : le ferrailage choisis pour la semelle au-dessous de poteau.

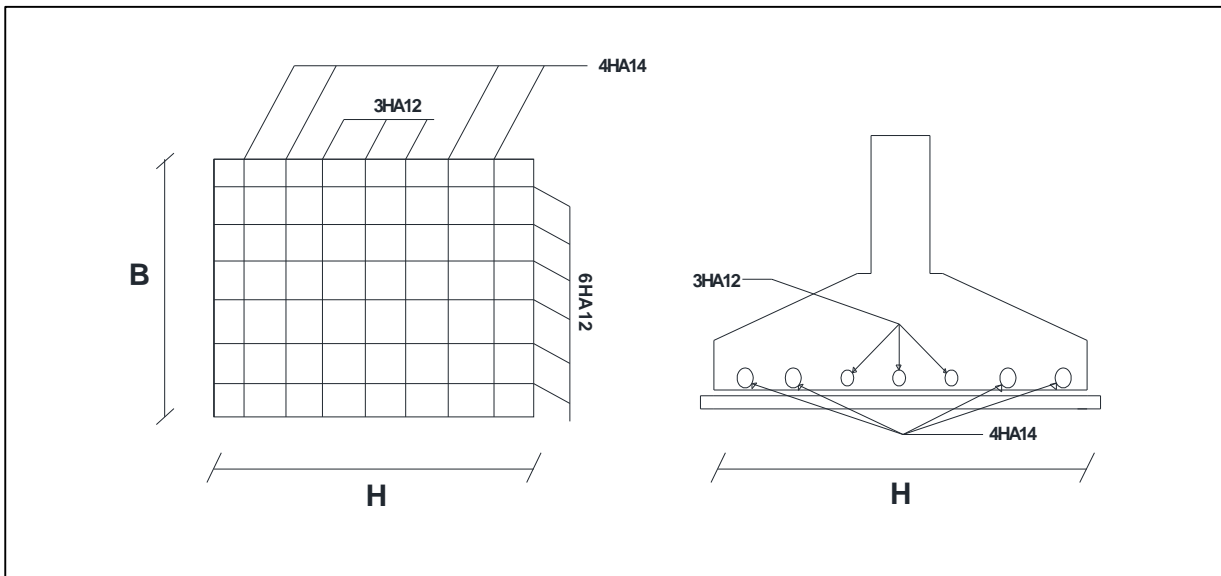


Figure X.2 : schéma de ferrailage de la semelle au-dessous de poteau.

X.3. Les fondations sous potelets :

Les sollicitations à la base de potelet sont :

$$N_u = 162.774\text{KN à l'ELU: } 1.35G+1.5N+1.30P$$

$$N_s = 116.967\text{KN à l'ELS: } G+N+P$$

Les potelets sont des HEA320 pour cela la platine a la base est prise (65 ; 55) cm

$$\text{Donc } h = 0.65\text{m} \quad b = 0.55\text{cm}$$

X.3.1. Dimensionnement de la semelle à la compression simple :

Les dimensionnes de la semelle sont choisis de maniéré qu'elles soient homothétiques avec celles du pied de potelet :

$$\frac{H}{B} = \frac{h}{b} \rightarrow H = 1.20B$$

On a:

$$H \times B \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_u}{1.2 \times \sigma_{sol}}} = 82.35\text{cm}$$

Donc on choisit pour toutes les semelles

$$B = 100\text{cm} \quad H = 120\text{cm}$$

$$d = \max \left(\frac{100-55}{4}; \frac{120-65}{4} \right) \rightarrow d = 13.75\text{cm} \rightarrow h_i = 18.75\text{cm}$$

$$h_t = D - h_i \rightarrow l_i = 1.81\text{cm}$$

X.3.2. Calcul de poids propre de la semelle et l'amorce de potelet :

$$P = ((H \times B \times h_i) + (h \times b \times l_i)) \times P_b = 16.40\text{KN}$$

$$N_u = 162.774 + (1.35 \times 16.40) = 180.914 \text{KN à L'ELU}$$

$$N_s = 116.967 + 16.40 = 133.367 \text{KN à l'ELS}$$

✧ **Calcul des armatures de la semelle :**

$$\text{Sens H} \rightarrow A_s = \frac{N_u \times (H-h)}{8 \times d \times f_{st}} = 2.60 \text{cm}^2$$

$$\text{Sens B} \rightarrow A_s = \frac{N_s \times (B-b)}{8 \times d \times f_{st}} = 1.57 \text{cm}^2$$

X.3.3. La condition de non fragilité :

$$\text{Sens H} \rightarrow A_{\min}^H = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_t \rightarrow A_{\min}^H = 2.71 \text{cm}^2$$

$$\text{Sens B} \rightarrow A_{\min}^B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_t \rightarrow A_{\min}^B = 2.26 \text{cm}^2$$

X.3.4. La disposition constructive :

✧ **Suivant le sens H ona :**

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.33 \text{cm} > \frac{120}{4} = 30 \text{cm}$$

✧ **Suivant le sens B ona :**

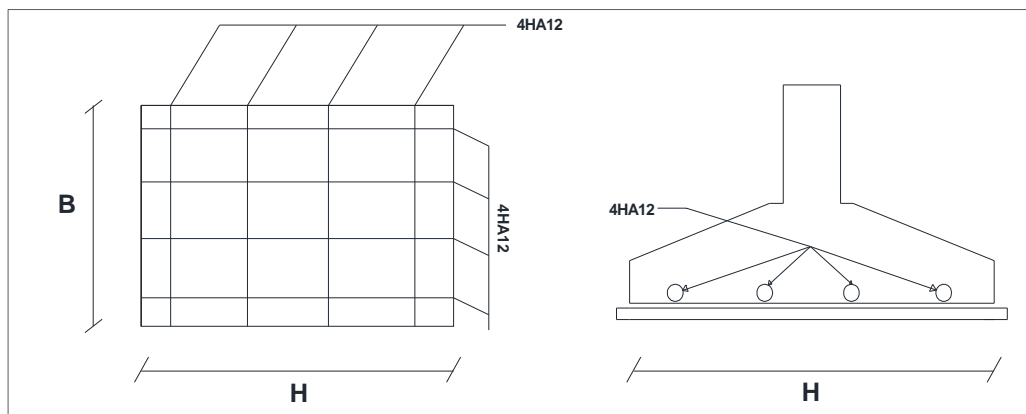
$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 \text{cm} > \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Nombre de barre	$A_s(\text{cm}^2)$	$L_s(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})$
H	2.60	2.71	4HA12	4.52	30	30
B	1.57	2.26	4HA12	4.52	20	25

TableauX.5 : le ferrailage choisit pour la semelle au-dessous de potelet.



FigureX.3 : schéma de ferrailage de la semelle au-dessous de potelet.

X.4. Calcul des longrines :

Les longrines sont des liaisons qui sont situées à l'intérieur du périmètre de la structure.

Elles jouent un rôle de chaînage dans les deux directions, et elles sont calculées sous un effort axial de traction comme défini dans RPA99.

X.4.1. Pré- dimensionnement :

Les dimensions minimales transversales des longrines sont :

$(25 \times 30) \text{ cm}^2$ sites de catégorie S_2 et S_3 (RPA99 Version 2003).

Pour notre cas on optera pour les longrines

$(H \times B) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

X.4.2. Ferrailage de longrine :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN} \quad (\text{RPA99 Version 2003}).$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les poids d'appui solidarises, donc on prend les efforts normaux du poteau le plus sollicité.

$N_U = 269.216 \text{ KN}$ (ELU)

$N_S = 189.766 \text{ KN}$ (ELS)

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site considérée donc :

$\alpha = 12$ (zone sismique IIa et le site S_3)

$$\text{ELU} \rightarrow N_t = \frac{269.216}{12} = 22.43 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_t = \frac{189.216}{12} = 15.81 \text{ KN} \leq 20 \text{ KN} \quad (\text{c'est pas vérifiée})$$

X.4.3. Calcul des armatures :

On a :

$$A_s = \frac{N_t}{f_{st}}$$

$$\text{ELU} \rightarrow A_s = \frac{22.43}{348} = 0.64 \text{cm}^2$$

$$\text{ELS} \rightarrow A_s = \frac{15.81}{348} = 0.45 \text{cm}^2$$

X.4.4. Le ferrailage minimal :

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section :

$$A_{\min} = 0.6\% (H \times B) = \frac{0.6}{100} \times (35 \times 35) = 7.35 \text{cm}^2$$

Donc en ferraille avec A_{\min} :

$$\text{Soit : } 4\text{HA}14 + 2\text{HA}12 \text{ avec } A_s = 6.16 + 2.26 = 8.42 \text{cm}^2$$

X.4.5. Condition de non fragilité :

La vérification à faire est comme suit :

$$A_s \geq \frac{(H \times B) \times f_{t28}}{f_e} = \frac{(35 \times 35) \times 2.1}{400}$$

$$A_s = 8.42 \text{cm}^2 \geq 6.43 \text{cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

X.4.6. Vérification de la flèche :

La vérification à faire est comme suit :

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f = \frac{L}{200}$$

L : est la plus grande portée avec $l = 6\text{m}$

$$q_s = \frac{189.216}{6} = 31.53 \text{KN/ml}$$

I : le moment d'inertie de la section transversale.

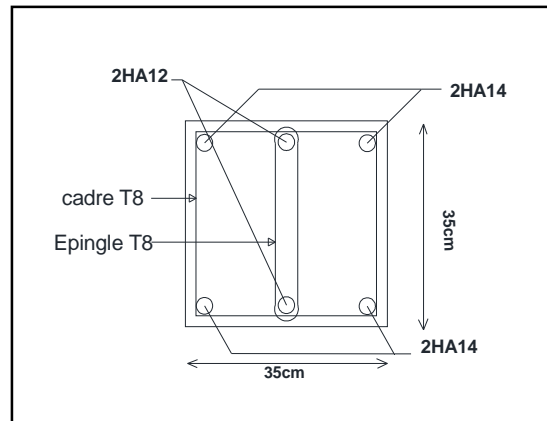
$$f = \frac{5 \times 31.53 \times 600^4 \times 10^{-1}}{384 \times 21000 \times 125052.08} = 2.02 \text{cm} \leq f = \frac{600}{200} = 3 \text{cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

X.4.7. Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min(20\text{cm}, 15\phi)$

$$S_t < \min(20\text{cm}, 15 \times 0.8) = 12\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.



FigureX.4 : schéma de ferrailage des longrines.

X.5. Calcul des futs :

Les fondations sont ancrées à $D = 2m$; l'assemblage platine massif doit être au-dessous du sol ; donc on prévoit un poteau en BA (fut) de dimension $(90 \times 60)cm^2$.

Le fut 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 fut le plus sollicité ; par les efforts (M, N, T) .

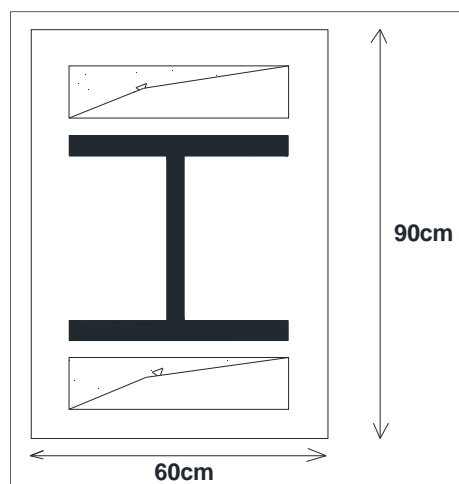


Figure X.5 : la section de fut à ferriller.

On a:

$$N_u = 269.216KN \quad M_u = 4.756KN.m \quad V_u = 23.687KN$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 1.76\text{cm} < \frac{90}{6} = 15\text{cm}$$

$e < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 4.756 + 269.216 \left(0.85 - \frac{0.9}{2} \right) = 112.44\text{KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{uA} = 269.216 (0.85 - 0.05) - 112.44 = 102.93\text{KN.m} \quad (I)$$

$$(0.337 \times d - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{ub} = 1885.94\text{KN.m} \quad (II)$$

$$\begin{cases} d = 85\text{cm} \\ d' = 5\text{cm} \\ h = 90\text{cm} \end{cases}$$

$$(I) < (II) \rightarrow A = 0$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{112.44 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.85^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{112.44 \times 10^{-3}}{0.841 \times 348} = 3.84\text{cm}^2$$

$$\text{Avec } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.018)})$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 0.85(1 - 0.4(0.025)) \rightarrow z = 0.841$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 + \frac{N_u}{f_{st}} = 3.84 + \left(\frac{269.216 \times 10^{-3}}{384} \times 10^4 \right) = 10.85\text{cm}^2$$

la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 85 \times \frac{2.1}{400} = 6.16\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec A

$$\text{Soit } 12\text{HA}12 = 13.57\text{cm}^2$$

X.5.1. Armatures transversales :

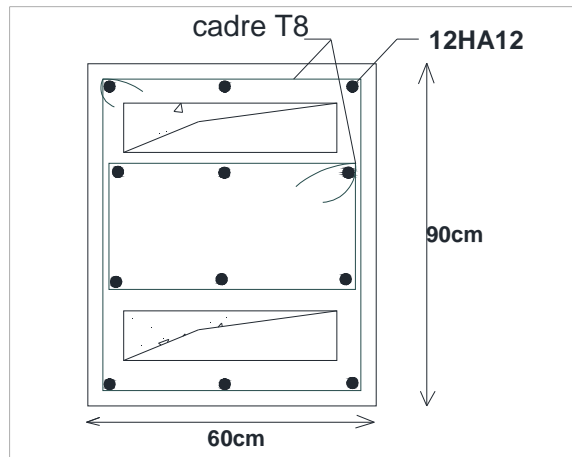
Soit deux cadres de diamètre $\phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA comme suit :

Dans la zone nodale : $S_t \leq 10\text{cm}$ on prend $S_t = 10\text{cm}$

Dans la zone courante : $S_t \leq \min \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi \right) \leq 20\text{cm}$

Avec ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend $S_t = 15\text{cm}$



FigureX.6 : Schéma de ferrailage des futs.

X.6. Conclusion :

Pour les semelles des poteaux :

Sens H → 4HA12+3HA12

Sens B → 6HA12

Pour les semelles des potelets :

Sens H → 4HA12

Sens B → 4HA12

Pour les longrines :

4HA14+2HA12

Pour les futs :

12HA12

CHAPITRE XI :
Vérification
d'ensemble

VERIFICATION D'ENSEMBLE

XI.1. Introduction :

Après avoir dimensionné et vérifier les éléments de la structure à la résistance, et la stabilité, on doit aussi s'assurer de la stabilité globale de la construction, sous les effets du vent et du séisme.

L'instabilité d'ensemble d'une structure quand :

$$\sum \text{Moments stabilisateurs (M}_{st}) < \sum \text{Moments renversants (M}_r)$$

Moments stabilisateurs dépend le poids propre de la structure.

Moment renversant résultat des actions agissants sur la structure (vent ; séisme ...etc.)

XI.2. détermination des moments renversants :**XI.2.1. cas du vent :**

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

XI.2.1.1. Vent perpendiculaire au pignon (V1):

✧ Calcul de la force extérieure : $F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{réf}$:

Zone	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ (KN)	Composantes verticales de $F_{w,e}$ (KN)	Cordonnés du point d'application		
			X	Y	Z
D	192,56	0	0	13,75	6
E	-71,94	0	60	13,75	6
F1	0	-20,55	1,365	3,41	12,4
F2	0	-20,55	1,365	23,987	12,4
G1	0	-17,54	1,365	10,287	13,12
G2	0	-17,54	1,365	17,212	12,81
H1	0	-72,97	13,19	6,825	12,81
H2	0	-72,97	13,19	20,675	12,81
I1	0	-264,48	36,825	6,825	12,81
I2	0	-264,48	36,825	20,675	12,81
Fwe H (résultante)	120,62	0	-35,78	13,75	6
Fwe V (résultante)	0	-751,08	28,635	13,747	12,794

Tableau XI.1 : les forces extérieures cas de v1.

◇ Calcul de la force intérieure : $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf}$

Zone	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ (KN)	Composantes verticales de $F_{w,e}$ (KN)	Cordonnés du point d'application		
			X	Y	Z
D	-71.94	0	0	13,75	6
E	59.95	60	60	13,75	6
F1	0	3.316	1,365	3,41	12,4
F2	0	3.316	1,365	23,987	12,4
G1	0	3.365	1,365	10,287	13,12
G2	0	3.365	1,365	17,212	12,81
H1	0	26.72	13,19	6,825	12,81
H2	0	62.72	13,19	20,675	12,81
I1	0	113.44	36,825	6,825	12,81
I2	0	113.44	36,825	20,675	12,81
Fwi H (résultante)	-11.99	0	-300	13.75	6
Fwi V (résultante)	0	329.682	28.97	14.50	12.80

Tableau XI.2 : les forces intérieures cas de V1.

◇ Calcul des composants de F_w (F_{wH} ; F_{wV})

	Action horizontale	Action verticale	Cordonnés du point d'application		
			X	Y	Z
$F_{w,e}$	120,62	0	-35,78	13,75	6
$F_{w,e}$	0	-751,03	28,63	13,75	12,8
$F_{w,i}$	-12	0	-300	13,75	6
$F_{w,i}$	0	392,682	28,97	14,5	12,8
$F_{fr(y=0)}$ parois verticale	19,666	0	30	0	6
$F_{fr(y=27.5)}$ parois verticale	19,666	0	30	27,5	6
F_{fr} (toiture)	47,491	0	30	13,75	13,65
Résultante F_w	195,443	0	9,66474317	13,75	7,85888546
Résultante F_w	0	-358,348	28,257424	12,9281411	12,8

Tableau XI.3 : la force F_w résultante cas de V1.

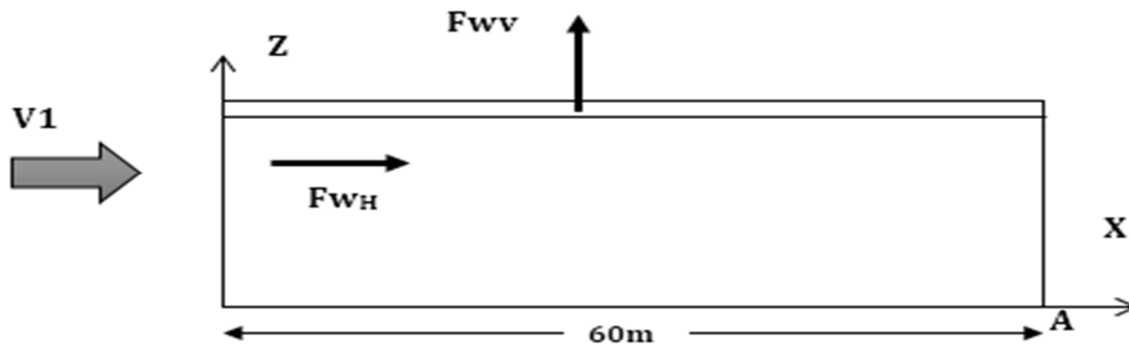
Calcul de moment renversant cas de V1:

Figure XI.1 : les composants de l'action du vent sur le pignon.

$$M_r/A = F_{wH} \times 7.85 + F_{wv} \times (60 - 28.25) = 12911.77 \text{ KN}$$

XI.2.1.2. Vent perpendiculaire au long pan (Sens V2):

✧ Calcul de la force extérieure : $F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{\text{réf}}$:

Zone	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ (KN)	Composantes verticales de $F_{w,e}$ (KN)	Cordonnés du point d'application		
			X	Y	Z
D	393,12	0	0	30	6
E	-146,88	0	27,5	30	6
F1	0	-167,537	1,365	3,412	12,16
F2	0	-167,537	1,365	56,587	12,16
G	0	-101,734	1,365	30	12,16
H	0	-256,545	8,24	30	12,66
I	0	-265,802	19,26	30	12,66
J	0	16,874	15,115	30	12,16
Fwe H (résultante)	246,24	0	-16,403508	30	6
Fwe V (résultante)	0	-924,281	8,03	29,999592	12,43

Tableau XI.4 : les forces extérieures cas de v2.

✧ Calcul de la force intérieure : $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf}$

Zone	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ (KN)	Composantes verticales de $F_{w,e}$ (KN)	Cordonnés du point d'application		
			X	Y	Z
D	-196,56	0	0	30	6
E	172,08	0	27,5	30	6
F1	0	3,658	1,365	3,412	12,16
F2	0	3,658	1,365	56,587	12,16
G	0	31,633	1,365	30	12,16
H	0	165,3	8,24	30	12,66
I	0	165,3	19,26	30	12,66
J	0	40,95	15,115	30	12,16
Fwi H (résultante)	-24,48	0	-193,30882	30	6
Fwi V (résultante)	0	410,499	12,73	29,99999	12,56268

Tableau XI.5. : Les forces intérieures cas de V2.

✧ Calcul des composants de F_w (F_{wH} ; F_{wV})

	Action horizontale	Action verticale	Cordonnés du point d'application		
			X	Y	Z
$F_{w,e}$	246,24	0	-16,4	30	6
$F_{w,e}$	0	-976,03	7,05	30	12,427
$F_{w,i}$	-24,48	0	-193,3	30	6
$F_{w,i}$	0	410,5	10,89	30	12,56
Résultante F_w	221,76	0	3,12792208	30	6
Résultante F_w	0	-513,781	4,27266776	30	12,3304596

Tableau XI.6. : la force F_w résultante cas de V2.

Calcul de moment renversant cas de V2 :

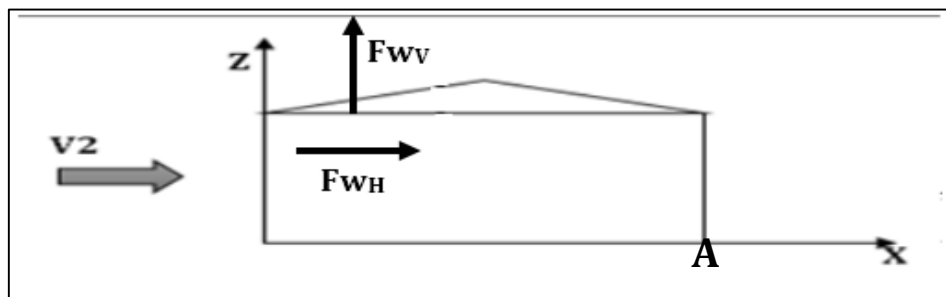


Figure XI.2 : les composants d'action du vent sur long pan V2

$$M_{r/A} = F_{wH} \times 6 + F_{wV} \times (27.5 - 4.27) = 13265.69 \text{ KN}$$

XI.2.2. cas du séisme :

Le moment de renversement qui peut être par l'action causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

Réaction à la base :

Le mode	Réactions				
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _{xx} (KN.m)	M _{yy} (KN.m)
CQC	30.664	36.746	240.683	4.769	110.092

Tableau XI.7.: Réaction à la base due aux effets sismiques.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_{zz} \times Y_G$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_{zz} \times X_G$$

Y_G ; X_G coordonnée de centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales. $G=(13.77 ; 30 ; 9.162)$

$$M_{R/xx} = 4.769 + (240.683 \times 30) = 7225.259 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = 110.092 + (240.683 \times 13.77) = 3424.29 \text{ KN.m}$$

XI.3. Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

Avec P_T : poids total de la structure $P_T = 2020.48 \text{ KN}$

$$M_{ST/xx} = 2020.48 \times 30 = 60614.4 \text{ KN}$$

$$M_{ST/yy} = 2020.48 \times 13.77 = 27822.00 \text{ KN}$$

XI.4. vérification au renversement :**XI.4.1. cas du vent :**

	Sens V1	Sens V2
Moment stabilisateur M_{ST} (KN.m)	60614.4 _{/xx}	27822 _{/yy}
Moment renversant M_R (KN.m)	12911.77 _{/xx}	13265.69 _{/yy}
Résultat	Vérifié	Vérifié

Tableau XI.8.: vérification au reversement sous l'effet du vent

XI.4.2. cas du séisme :

Cas d	M_R (KN.m)		M_{ST} (KN.m)		$0.8 M_{ST}$ (KN.m)	
	Par rapport l'axe xx	Par rapport l'axe yy	Par rapport l'axe xx	Par rapport l'axe yy	Par rapport l'axe xx	Par rapport l'axe yy
	7225.259	3424.29	60614.4	27822	48491.52	22257.6

Tableau XI.9.: vérification au reversement sous l'effet du séisme

XI.5. conclusion :

Tous les moments de renversements sont inférieurs aux moments résistants de la structure, donc la stabilité d'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme est vérifiée.

Conclusion général

CONCLUSION GENERALE :

Notre projet de fin d'étude Consistait à réaliser l'étude d'un bâtiment industriel de maintenance en charpente métallique comportant un pont roulant, Ce travail nous a permis d'approfondir nos connaissances en analyse et en calcul de structure, à la fois pour le calcul nécessitant des logiciels, mais aussi pour les vérifications et les dimensionnements manuels. Ce qui nous a donné l'occasion de nous habituer avec les différents outils informatiques (Robot, AutoCAD, Excel), ainsi que les différents règlements régissant les principes de conception et de calcul d'ouvrages dans le domaine du bâtiment, cas de bien utilisé le nouvel règlement algérien neige et vent version2013.

A la fin de l'étude effectuée on déduit que :

- ▶ Les actions climatiques (Neige et vent) sont les plus défavorables dans les constructions métalliques par rapport à l'action sismique pour leur flexibilité.
- ▶ La présence de pont roulant générer un mauvais comportement avec la structure vis-à-vis le séisme.

La précision et la rigueur dans les calculs et la vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises, les causes des désordres en construction métallique sont multiple et leurs conséquences de portées très variables. Il faut retenir que tous les intervenant concernés (conception, calculs, dessins, fabrication et réalisation,...) sont impliqués et responsables à leurs niveaux respectifs d'intervention et que la prudence doit rester de rigueur pour tous.

Ce travail nous a permis d'appliquer ce que nous avons appris durant toute la période de formation Surtout d'élargir nos connaissances et les appliquer sur un projet réel.

Références bibliographiques :

- D.T.R C 2-4.7 ; Règlement Neige et Vent« RNVA 2013 ».
- D.T.R B C – 2.44 ; Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier« CCM97 ».
- D.T.R B C 2 48 ; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- D.T.R B C – 2.2 ; Charge Permanentes et Charges d’exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d’une construction métallique. Office des publications universitaires, 2009.
- EUROCODE 1 partie 3 : Actions induites par les appareils de levage et les machines.
- EUROCODE 0 : base de calcul des structures.
- Cours de première et deuxième année master.
- B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- Projets de fin d’étude (université de Bejaïa).
- Calcul des Structures Métalliques selon l’Eurocode 3. *Jean Morel*. Eyrolles Paris, 2008

ANNEXES

ANNEXE1

Tableau des armatures (1)

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)

ANNEXE2

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	B	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

ANNEXE3

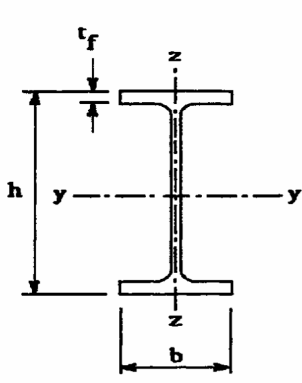
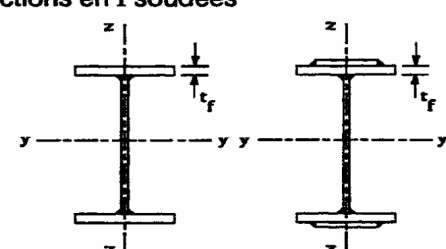
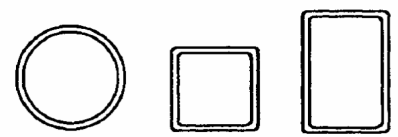
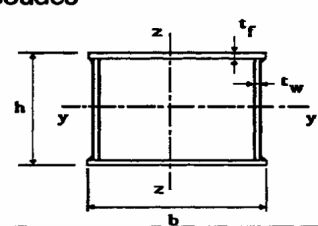




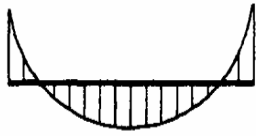
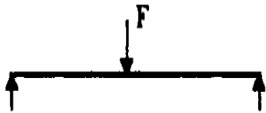
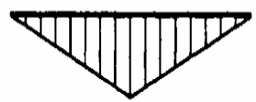
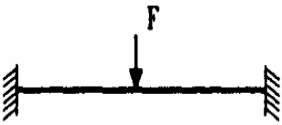

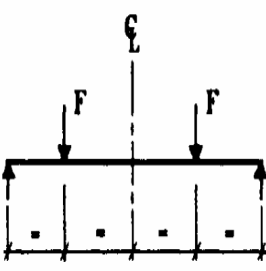

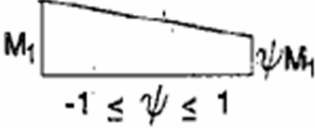
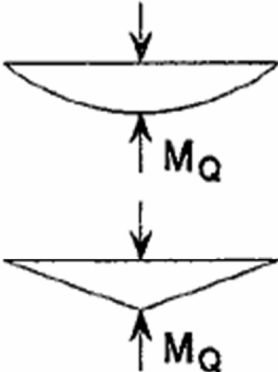
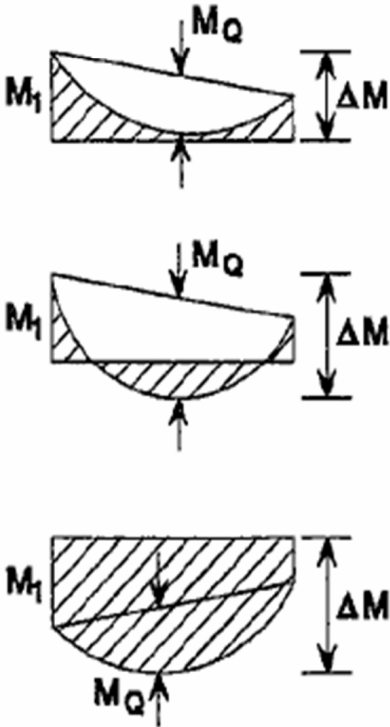
Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	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			

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

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max} M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXE4

TABLEAUX DES PROFILS

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm	A mm ² x10 ³	h ₁ mm	d mm	∅ mm	p _{int} mm	p _{ext} mm	A _f m ² /m	A _c m ² /t
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,67
IPE A 80-/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100-/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120-	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140-	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,40
IPE A 160-	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180-	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6,0	9,0	9,0	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE AA 200*	18,0	196,4	100	4,5	6,7	12,0	22,9	183,0	159,0	M 10	54	58	0,763	42,51
IPE A 200-	18,4	197	100	4,5	7,0	12,0	23,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12,0	28,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12,0	32,0	183,0	159,0	M 10	56	60	0,779	31,05
IPE AA 220*	21,2	216,4	110	4,7	7,4	12,0	27,0	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	39,78
IPE A 220-	22,2	217	110	5,0	7,7	12,0	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12,0	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12,0	37,4	201,6	177,6	M 10	58	66	0,858	29,24

ANNEXE

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Full compression					
	G	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y} †	I _z	A _{e,z}	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z} †	I _z	s	i	l _z	S 235	S 355	S 460	S 235	S 355			
kg/m	mm ⁴ x10 ⁸	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm ⁴ x10 ⁸	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁸	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm ⁴ x10 ⁸	mm	mm	mm ² x10 ⁴									
PEAA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓	
IPEA 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,19	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓	
PEAA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓	
IPEA 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓	
PEAA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓	
IPEA 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓	
PEAA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓	
IPEA 140	10,5	435	63,3	71,8	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓
PEAA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓	
IPEA 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓
PEAA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓	
IPEA 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓
PEAA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓	
IPEA 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓
PEAA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	✓	
IPEA 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	✓	✓
IPE 220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	✓	✓
IPE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	✓	✓

ANNEXE

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm ² x10 ³	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h _t mm	d mm	Ø mm	p _{we} mm	p _{wa} mm	A _c m ² /m	A _e m ² /t
IPEAA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IPEA 240-	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IPEA 270-	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPEA 300-	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPEA 330-	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IPEA 360-	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IPEA 400-	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IPEA 450-	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPEA 500-	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

ANNEXE

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section propriétés / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe forte y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression					
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	W _{el,y} mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁴	A _e mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	W _{el,z} mm ³ x10 ³	i _z mm	s _z mm	I _z mm ⁴ x10 ⁴	I _z mm ⁴ x10 ⁶	S 235	S 355	S 460	S 235	S 355			

IPEAA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓		
IPEA 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPEO 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPEA 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPEO 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPEA 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPEO 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPEO 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPEO 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPEO 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPEA 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPEO 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPEA 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPEO 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓

ANNEXE

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm ² x10 ³	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h mm	d mm	Ø mm	p _{we} mm	p _{we} mm	A _c m ² /m	A _t m ² /t
HE 100AA*	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58	0,553	45,17
HE 100A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58	0,561	33,68
HE 100B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M 10	56	58	0,567	27,76
HE 100C*	30,9	110	103	9	15	12	39,3	80	56	M 10	59	61	0,593	19,23
HE 100M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64	0,619	14,82
HE 120AA*	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68	0,669	45,94
HE 120A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06
HE 120B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M 12	60	68	0,686	25,71
HE 120C*	39,2	130	123	9,5	16	12	49,9	98	74	M 12	63	72	0,712	18,19
HE 120M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74	0,738	14,16
HE 140AA*	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M 16	64	76	0,787	43,53
HE 140A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76	0,794	32,21
HE 140B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M 16	66	76	0,805	23,88
HE 140C*	48,2	150	143	10	17	12	61,5	116	92	M 16	69	79	0,831	17,22
HE 140M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82	0,857	13,56
HE 160AA*	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84	0,901	37,81
HE 160A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84	0,906	29,78
HE 160B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84	0,918	21,56
HE 160C*	59,2	170	163	11	18	15	75,4	134	104	M 20	84	88	0,944	15,95
HE 160M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90	0,970	12,74
HE 180AA*	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92	1,018	35,51
HE 180A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92	1,024	28,83
HE 180B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92	1,037	20,25
HE 180C*	69,8	190	183	11,5	19	15	89,0	152	122	M 27	92	96	1,063	15,22
HE 180M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98	1,089	12,25
HE 200AA*	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100	1,130	32,62
HE 200A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100	1,136	26,89
HE 200B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100	1,151	18,78
HE 200C*	81,9	210	203	12	20	18	104,4	170	134	M 27	104	104	1,177	14,36
HE 200M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106	1,203	11,67

ANNEXE

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe forte y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G	I _y	W _{ey}	W _{ey} ♦	I _z	A _e	I _z	W _{ez}	W _{ez} ♦	I _{yz}	S _y	I _z	I _{yz}	S ₂₃₅	S ₃₅₅	S ₄₆₀	S ₂₃₅	S ₃₅₅				S ₄₆₀
kg/m	mm ⁴ x10 ⁶	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm ⁴ x10 ⁶	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁶	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm ⁴ x10 ⁶	mm	mm ⁴ x10 ⁶	mm ⁴ x10 ⁶										
HE 100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100 C	30,9	758,7	137,9	165,8	4,39	13,39	274,4	53,28	82,08	2,64	53,06	29,30	6,16	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 C	39,2	1388	213,6	252,9	5,27	15,91	497,7	80,92	124,2	3,16	55,56	40,96	16,12	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140 C	48,2	2330	310,6	363,8	6,16	18,62	830,3	116,1	177,7	3,68	58,06	55,68	36,64	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160 C	59,2	3704	435,8	507,6	7,01	24,05	1302	159,8	244,9	4,16	64,57	79,21	75,04	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	107,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 180 C	69,8	5543	583,5	675,0	7,89	27,30	1944	212,5	324,9	4,68	67,07	102,1	141,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 200 C	81,9	8029	764,7	880,6	8,77	32,78	2794	275,3	421,0	5,17	73,09	135,1	251,7	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 200 M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓

ANNEXE

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ³	h _t mm	d mm	Ø mm	p _{we} mm	p _{we} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
HE 220 AA*	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220 C*	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA*	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260 AA*	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 C*	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA*	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C*	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA*	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300 C*	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,782	10,08
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA*	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C*	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616

ANNEXE

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending-y			Pure compression						
	G	I _y	W _{ey}	W _{ey} †	I _z	A _v	I _z	W _{oz}	W _{oz} †	I _y	S _y	I _z	I _y	S ₂₃₅	S ₃₅₅	S ₄₆₀	S ₂₃₅	S ₃₅₅				S ₄₆₀
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁴ x10 ⁴										
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,60	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 260 B	93,0	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 260 C	132	22590	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 C	177	40950	2559	2927	13,49	68,48	12736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2903	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512	1	2	3	1	2	3	✓	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 C	186	48710	2865	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

ANNEXE

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm ² x10 ³	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t ₁ mm	t ₂ mm	r mm		h ₁ mm	d mm	Ø mm	p ₁ mm	p ₂ mm	A _c m ² /m	A _t m ² /t
HE 340 AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HE 360 AA*	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	147	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA*	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,917	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA*	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HE 500 AA*	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	120	198	2,077	19,33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 550 AA*	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,280	8,195
HE 600 AA*	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	270,0	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600 M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,308
HE 600 x 337*	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	138	202	2,407	7,144
HE 600 x 399*	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	142	208	2,450	6,137

ANNEXE

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225: 2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} † mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} † mm ³ x10 ³	I _{xy} mm ⁴ x10 ⁴	I _{yz} mm ⁴ x10 ⁴	I _{xy} † mm ⁴ x10 ⁴	I _{yz} † mm ⁴ x10 ⁴	I _{xy} † mm ⁴ x10 ⁴	I _{yz} † mm ⁴ x10 ⁴	S ₂₃₅	S ₃₅₅	S ₄₆₀	S ₂₃₅	S ₃₅₅				S ₄₆₀
HE 340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	✓	HI	HI
HE 340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	✓	HI	HI
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	✓	✓	✓
HE 400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI
HE 450 M	263	131500	5501	6331	19,80	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 500 AA	107	54640	2315	2576	19,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	70,13	107,7	3304	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 500 A	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 500 B	187	107200	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292	7,27	102,1	538,4	7018	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 500 M	270	161900	6180	7094	21,69	129,5	19150	1252	1932	7,46	132,6	1539	11190	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 550 AA	120	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	688,6	6,65	73,13	133,7	4338	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 550 A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 550 B	199	136700	4971	5591	23,20	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 550 M	278	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600 AA	129	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 600 A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	387,8	8978	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 600 B	212	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902,0	1391	7,08	107,1	667,2	10970	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 600 M	285	237400	7660	8772	25,55	149,7	18980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600 x 337	337	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	2451	19610	1	1	1	1	1	1	✓	HI	
HE 600 x 399	399	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	3966	24810	1	1	1	1	1	1	✓	HI	

ANNEXE

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm ² x10 ³	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t ₁ mm	t ₂ mm	r mm		h ₁ mm	d mm	∅ mm	e _{ext} mm	e _{int} mm	A ₁ m ² /m	A ₂ m ² /t
LUPE 80*	7,90	80	50	4,0	7,0	10	10,1	66	46	-	-	-	0,343	43,45
LUPE 100*	9,82	100	55	4,5	7,5	10	12,5	85	65	M 12	35	36	0,402	41,00
LUPE 120*	12,1	120	60	5,0	8,0	12	15,4	104	80	M 12	35	41	0,460	37,98
LUPE 140*	14,5	140	65	5,0	9,0	12	18,4	122	98	M 16	35	38	0,520	35,95
LUPE 160*	17,0	160	70	5,5	9,5	12	21,7	141	117	M 16	36	43	0,579	34,01
LUPE 180*	19,7	180	75	5,5	10,5	12	25,1	159	135	M 16	36	48	0,639	32,40
LUPE 200*	22,8	200	80	6,0	11,0	13	29,0	178	152	M 20	46	47	0,697	30,60
LUPE 220*	26,6	220	85	6,5	12,0	13	33,9	196	170	M 22	47	49	0,756	28,43
LUPE 240*	30,2	240	90	7,0	12,5	15	38,5	215	185	M 24	47	51	0,813	26,89
LUPE 270*	35,2	270	95	7,5	13,5	15	44,8	243	213	M 27	48	50	0,892	25,34
LUPE 300*	44,4	300	100	9,5	15,0	15	56,6	270	240	M 27	50	55	0,968	21,78
LUPE 330*	53,2	330	105	11,0	16,0	18	67,8	298	262	M 27	54	60	1,043	19,60
LUPE 360*	61,2	360	110	12,0	17,0	18	77,9	326	290	M 27	55	65	1,121	18,32
LUPE 400*	72,2	400	115	13,5	18,0	18	91,9	364	328	M 27	57	70	1,218	16,87

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001		
	G kg/m	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					Pur bending y-y		Pur compression									
		I _y mm ⁴ x10 ⁸	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁸	A _c mm ² x10 ²	I _y mm ⁴ x10 ⁸	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁸	s _y mm	s _z mm	I _y mm ⁴ x10 ⁸	I _z mm ⁴ x10 ⁸	y _c mm	y _{nc} mm	S235	S355				S235	S355
LUPE 80	7,90	107	26,8	31,2	3,26	4,05	25,5	8,0	14,3	1,59	16,9	1,47	0,22	1,82	3,71	1	1	1	1	✓			
LUPE 100	9,82	207	41,4	48,0	4,07	5,34	38,3	10,6	19,3	1,75	17,9	2,01	0,53	1,91	3,93	1	1	1	1	✓			
LUPE 120	12,1	364	60,6	70,3	4,86	7,18	55,5	13,8	25,3	1,90	20,0	2,90	1,12	1,98	4,12	1	1	1	1	✓			
LUPE 140	14,5	600	85,6	98,8	5,71	8,25	78,8	18,2	33,2	2,07	21,0	4,05	2,20	2,17	4,54	1	1	1	1	✓			
LUPE 160	17,0	911	114	132	6,48	10,0	107	22,6	41,5	2,22	22,0	5,20	3,96	2,27	4,76	1	1	1	1	✓			
LUPE 180	19,7	1350	150	173	7,34	11,2	144	28,6	52,3	2,39	23,0	6,99	6,81	2,47	5,19	1	1	1	1	✓			
LUPE 200	22,8	1910	191	220	8,11	13,5	187	34,5	63,3	2,54	24,6	8,89	11,0	2,56	5,41	1	1	1	1	✓			
LUPE 220	26,6	2680	244	281	8,90	15,8	247	42,5	78,2	2,70	26,1	12,1	17,6	2,70	5,70	1	1	1	1	✓			
LUPE 240	30,2	3600	300	347	9,67	18,8	311	50,1	92,2	2,84	28,3	15,1	26,4	2,79	5,91	1	1	1	1	✓			
LUPE 270	35,2	5250	389	451	10,8	22,2	401	60,7	112	2,99	29,8	19,9	43,6	2,89	6,14	1	1	1	2	✓			
LUPE 300	44,4	7820	522	613	11,8	30,3	538	75,6	137	3,08	33,3	31,5	72,7	2,89	6,03	1	1	1	1	✓			
LUPE 330	53,2	11010	667	792	12,7	38,8	681	89,7	156	3,17	37,5	45,2	112	2,90	6,00	1	1	1	1	✓			
LUPE 360	61,2	14830	824	982	13,8	45,6	844	105	178	3,29	39,5	58,5	166	2,97	6,12	1	1	1	1	✓			
LUPE 400	72,2	20980	1050	1260	15,1	56,2	1045	123	191	3,37	42,0	79,1	259	2,98	6,06	1	1	1	1	✓			

ANNEXE

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen				Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche		
	G kg/m	h-b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	Z ₁ -Y ₁ mm x10	V mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _c m ² /m	A _c m ² /t
L70x70x6	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,272	42,68
L70x70x7	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,272	36,91
L70x70x8 ^{***}	8,37	70	8	10	5,0	10,7	2,01	4,95	2,84	2,47	0,271	32,41
L70x70x9 ^{***}	9,32	70	9	9	4,5	11,9	2,05	4,95	2,90	2,50	0,272	29,20
L75x75x4 [*]	4,65	75	4	9	4,5	5,93	1,96	5,30	2,76	2,63	0,292	62,82
L75x75x5 [*]	5,76	75	5	9	4,5	7,34	2,01	5,30	2,84	2,63	0,292	50,75
L75x75x6	6,85	75	6	9	4,5	8,73	2,05	5,30	2,90	2,64	0,292	42,66
L75x75x7 [*]	7,93	75	7	9	4,5	10,1	2,10	5,30	2,96	2,65	0,292	36,88
L75x75x8	8,99	75	8	9	4,5	11,4	2,14	5,30	3,02	2,66	0,292	32,53
L75x75x10 [*]	11,1	75	10	9	4,5	14,1	2,22	5,30	3,13	2,69	0,292	26,43
L80x80x5 [*]	6,17	80	5	10	5,0	7,86	2,12	5,66	3,00	2,81	0,311	50,49
L80x80x6 ^{***}	7,34	80	6	10	5,0	9,35	2,17	5,66	3,07	2,81	0,311	42,44
L80x80x7 [*]	8,49	80	7	10	5,0	10,8	2,21	5,66	3,13	2,82	0,311	36,67
L80x80x8	9,63	80	8	10	5,0	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,311	32,34
L80x80x10	11,9	80	10	10	5,0	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,311	26,26
L90x90x6 ^{***}	8,28	90	6	10	5,0	10,5	2,42	6,36	3,42	3,16	0,351	42,44
L90x90x7	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,351	36,48
L90x90x8	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,351	32,15
L90x90x9	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,351	28,77
L90x90x10	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,351	26,07
L90x90x11 [*]	14,7	90	11	11	5,5	18,7	2,62	6,36	3,70	3,21	0,351	23,86
L100x100x6 ^{***}	9,26	100	6	12	6,0	11,8	2,64	7,07	3,74	3,51	0,390	42,09
L100x100x7 [*]	10,7	100	7	12	6,0	13,7	2,69	7,07	3,81	3,51	0,390	36,33
L100x100x8 [*]	12,2	100	8	12	6,0	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L100x100x10 ^{***}	15,0	100	10	12	6,0	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L100x100x12 ^{***}	17,8	100	12	12	6,0	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L110x110x8 ^{***}	13,4	110	8	12	6,0	17,1	2,99	7,78	4,22	3,87	0,430	31,98
L110x110x10 ^{***}	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L110x110x12 [*]	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73

ANNEXE

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte									Classification			
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		I _y	EN 1993-1-1: 2005		EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10275:2001
	I _y	W _{pl,y} -W _{pl,z}	I _z	I _u	I _v	I _y	I _v		Pure compression				
G kg/m	mm ⁴ x10 ⁶	mm ³ x10 ³	mm ⁴ x10 ⁶	mm ⁴ x10 ⁶	mm ⁴ x10 ⁶	mm ⁴ x10 ⁶	mm ⁴ x10 ⁶	mm ⁴ x10 ⁶	S 235	S 355			

L70x70x6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,60	2,69	15,16	1,37	-21,72	2	3	✓		
L70x70x7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,41	1,36	-24,89	1	2	✓		
L70x70x8	8,37	47,27	9,46	2,10	75,01	2,65	19,52	1,35	-27,75	1	1	✓		
L70x70x9	9,32	52,47	10,60	2,10	83,18	2,65	21,76	1,35	-30,71	1	1	✓		
L75x75x4	4,65	31,43	5,67	2,30	49,85	2,90	13,01	1,48	-18,42	4	4	✓		
L75x75x5	5,76	38,77	7,06	2,30	61,59	2,90	15,96	1,47	-22,82	3	3	✓		
L75x75x6	6,85	45,83	8,41	2,29	72,84	2,89	18,82	1,47	-27,01	2	3	✓		
L75x75x7	7,93	52,61	9,74	2,28	83,60	2,88	21,62	1,46	-30,99	1	3	✓		
L75x75x8	8,99	59,13	11,03	2,27	93,91	2,86	24,35	1,46	-34,78	1	1	✓		
L75x75x10	11,1	71,43	13,52	2,25	113,2	2,83	29,68	1,45	-41,75	1	1	✓		
L80x80x5	6,17	47,14	8,02	2,45	74,83	3,09	19,45	1,57	-27,69	3	4	✓		
L80x80x6	7,34	55,82	9,57	2,44	88,69	3,08	22,96	1,57	-32,87	3	3	✓		
L80x80x7	8,49	64,19	11,09	2,44	102,0	3,07	26,38	1,56	-37,81	1	3	✓		
L80x80x8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,52	1	2	✓		
L80x80x10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,24	1,55	-51,27	1	1	✓		
L90x90x6	8,28	80,72	12,26	2,77	128,3	3,49	33,16	1,77	-47,57	3	4	✓		
L90x90x7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,03	1,76	-54,52	3	3	✓		
L90x90x8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,89	1,76	-61,50	1	3	✓		
L90x90x9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,65	1,75	-68,19	1	2	✓		
L90x90x10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,33	1,75	-74,59	1	1	✓		
L90x90x11	14,7	137,6	21,57	2,71	218,3	3,42	56,94	1,74	-80,70	1	1	✓		
L100x100x6	9,26	111,1	15,09	3,07	176,3	3,87	45,80	1,97	-65,25	3	4	✓		
L100x100x7	10,7	128,2	17,54	3,06	203,7	3,86	52,72	1,96	-75,48	3	3	✓		
L100x100x8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,49	1,96	-85,35	2	3	✓		
L100x100x10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,66	1,95	-104,0	1	2	✓		
L100x100x12	17,8	206,7	29,12	3,02	327,9	3,80	85,44	1,94	-121,3	1	1	✓		
L110x110x8	13,4	195,3	24,37	3,38	310,5	4,26	80,11	2,16	-115,2	3	3	✓		
L110x110x10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,74	2,15	-140,2	1	3	✓		
L110x110x12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,2	4,20	115,0	2,14	-164,1	1	1	✓		

ANNEXE

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche	
	G kg/m	b-b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ³	Z _e -y _e mm x10	V mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _e m ² /m	A _e m ² /t
L120x120x8 ^{***}	14,7	120	8	13	6,5	18,7	3,23	8,49	4,56	4,22	0,469	31,87
L120x120x10 ^{**}	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	4,69	4,24	0,469	25,76
L120x120x11 ^{**}	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	4,75	4,25	0,469	23,54
L120x120x12 ^{**}	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	4,80	4,26	0,469	21,69
L120x120x13 ^{**}	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12
L120x120x15 ^{**}	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	4,97	4,31	0,469	17,60
L120x120x16 ^{**}	28,3	120	16	13	6,5	36,0	3,55	8,49	5,02	4,32	0,469	16,58
L130x130x10 [*]	19,8	130	10	14	7,0	25,2	3,55	9,19	5,03	4,58	0,508	25,67
L130x130x12 [*]	23,5	130	12	14	7,0	30,0	3,64	9,19	5,15	4,60	0,508	21,59
L130x130x13 [*]	25,4	130	13	14	7,0	32,3	3,68	9,19	5,20	4,62	0,508	20,02
L130x130x14 ^{**}	27,2	130	14	14	7,0	34,7	3,72	9,19	5,26	4,63	0,508	18,68
L130x130x16 [*]	30,8	130	16	14	7,0	39,3	3,80	9,19	5,37	4,66	0,508	16,49
L150x150x10 ^{**}	23,0	150	10	16	8,0	29,3	4,03	10,61	5,71	5,28	0,586	25,51
L150x150x12 ^{**}	27,3	150	12	16	8,0	34,8	4,12	10,61	5,83	5,29	0,586	21,44
L150x150x13 ^{**}	29,5	150	13	16	8,0	37,6	4,17	10,61	5,89	5,30	0,586	19,87
L150x150x14 ^{**}	31,6	150	14	16	8,0	40,3	4,21	10,61	5,95	5,32	0,586	18,53
L150x150x15 ^{**}	33,8	150	15	16	8,0	43,0	4,25	10,61	6,01	5,33	0,586	17,36
L150x150x16 ^{**}	35,9	150	16	16	8,0	45,7	4,29	10,61	6,06	5,34	0,586	16,34
L150x150x18 ^{**}	40,1	150	18	16	8,0	51,0	4,37	10,61	6,17	5,37	0,586	14,63
L150x150x20 ^{**}	44,2	150	20	16	8,0	56,3	4,44	10,61	6,28	5,41	0,586	13,27
L160x160x14 [*]	33,9	160	14	17	8,5	43,2	4,45	11,31	6,29	5,66	0,625	18,46
L160x160x15 ^{**}	36,2	160	15	17	8,5	46,1	4,49	11,31	6,35	5,67	0,625	17,30
L160x160x16 ^{**}	38,4	160	16	17	8,5	49,0	4,53	11,31	6,41	5,69	0,625	16,28
L160x160x17 ^{**}	40,7	160	17	17	8,5	51,8	4,57	11,31	6,46	5,70	0,625	15,37

ANNEXE

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte									Classification EN 1993-1-1: 2005			EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		I _y	Pure compression						
	G	I _y I _z	W _{eq} =W _{elz}	I _y I _z	I _y	I _z	I _y		I _z	S ₂ S ₃	S ₃ S ₅	S ₄ S ₆			
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁴ x10 ⁴							

L120x120x8	14,7	255,4	29,11	3,69	406,0	4,65	104,8	2,37	-150,6	3	4	4	✓	✓	✓
L120x120x10	18,2	312,9	36,03	3,67	497,6	4,63	128,3	2,35	-184,6	2	3	3	✓	✓	✓
L120x120x11	19,9	340,6	39,41	3,66	541,5	4,62	139,8	2,35	-200,9	1	3	3	✓	✓	✓
L120x120x12	21,6	367,7	42,73	3,65	584,3	4,61	151,1	2,34	-216,6	1	2	3	✓	✓	✓
L120x120x13	23,3	394,0	46,01	3,64	625,8	4,59	162,7	2,34	-231,8	1	1	3	✓	✓	✓
L120x120x15	26,6	444,9	52,43	3,62	705,6	4,56	184,2	2,33	-260,7	1	1	1	✓	✓	✓
L120x120x16	28,3	469,4	55,57	3,61	743,8	4,54	195,0	2,33	-274,4	1	1	1	✓	✓	✓
L130x130x10	19,8	401,1	42,47	3,99	637,8	5,03	164,5	2,55	-236,7	3	3		✓		
L130x130x12	23,5	472,2	50,44	3,97	750,6	5,00	193,7	2,54	-278,4	1	3		✓		
L130x130x13	25,4	506,5	54,35	3,96	804,9	4,99	208,1	2,54	-298,4	1	2		✓		
L130x130x14	27,2	540,1	58,70	3,95	857,8	4,98	222,3	2,53	-317,8	1	1		✓		
L130x130x16	30,8	605,0	65,75	3,93	959,7	4,94	250,3	2,53	-354,7	1	1		✓		
L150x150x10	23,0	624,0	56,91	4,62	992,0	5,82	256,1	2,96	-368,0	3	4	4	✓	✓	✓
L150x150x12	27,3	736,9	67,75	4,60	1172	5,80	302,1	2,94	-434,9	3	3	3	✓	✓	✓
L150x150x13	29,5	791,7	73,07	4,59	1259	5,79	324,6	2,94	-467,1	2	3	3	✓	✓	✓
L150x150x14	31,6	845,4	78,33	4,58	1344	5,77	346,9	2,93	-498,5	1	3	3	✓	✓	✓
L150x150x15	33,8	898,1	83,52	4,57	1427	5,76	369,0	2,93	-529,1	1	2	3	✓	✓	✓
L150x150x16	35,9	949,7	88,65	4,56	1509	5,74	390,8	2,92	-558,9	1	2	3	✓	✓	✓
L150x150x18	40,1	1050	98,74	4,54	1666	5,71	433,8	2,92	-616,1	1	1	2	✓	✓	✓
L150x150x20	44,2	1146	108,6	4,51	1817	5,68	476,2	2,91	-670,2	1	1	1	✓	✓	✓
L160x160x14	33,9	1034	89,50	4,89	1644	6,17	423,9	3,13	-609,9	2	3		✓		
L160x160x15	36,2	1099	95,47	4,88	1747	6,16	450,9	3,13	-647,9	1	3		✓		
L160x160x16	38,4	1163	101,4	4,87	1848	6,14	477,7	3,12	-685,0	1	2		✓		
L160x160x17	40,7	1225	107,2	4,86	1947	6,13	504,2	3,12	-721,2	1	2		✓		

ANNEXE5

Mousse de Polyuréthane sans HCFC

COUVERTURE POUR LOCAUX A FAIBLE OU MOYENNE HYGROMETRIE




CARACTERISTIQUES DE LA SOURCE		NUMERO
Marque d'acier	Siseo-GZ	NF EN 10254
Type de protection	Galvanisé Prélaqué	NF EN 10254-1 XP P9400

poids = 12.5kg/ml

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de lame (mm)							
		30	40	50	60	80	100	120	
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75							
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63							
	Largeur utile	1000 mm							
	Largeur hors tout	1080 mm							
	Longueur maximale hors tout	16000 mm							
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm							
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1	
ACOUSTIQUES	Isolément : Indico d'affaiblissement (60mm)	R rose : 25 dB(A) - R rouge : 20dB(A) - Rv (C,Cv) : 20(-) 1(-) 30 dB							
REACTION AU FEU	Euroclasse selon NF EN 13501-1	*L3	D-s3, d0 chantx couverts (exigence M3)						
		L1	Possibilité B-s3, d0 sur demande (exigence M1)						
THERMIQUES	Transmission thermique U _c (W/m ² .K)	Indice L3	0,88	0,67	0,55	0,46	0,35	0,28	0,24
		Indice L1	0,77	0,59	0,48	0,40	0,30	0,24	0,20
	Dépendtion linéique φ (W/m.K)		0,011	0,009	0,006	0,006	0,005	0,005	0,004
	<p>Le coefficient de transmission thermique moyen (U_p) doit être calculé selon les règles 5b-1) des calculs pour opaques, d'après la formule suivante :</p> $U_p = U_c \cdot \frac{\sum (L_i \cdot \alpha_i + 1)}{A}$ <p>U_c est le coefficient thermique en parlie copoante du panneau α_i est le coefficient de dépendtion linéique correspondant à l'emboîtement du panneau L_i est la longueur d'emboîtement entre panneaux n est le nombre de fractions β est le coefficient de dépendtion ponctuel par fractions (β = 0,01 W/K) A est l'aire de la paroi</p>								
DENSITE DE L'ISOLANT	40 kg/m ³ (± 5 kg/m ³)								
TYPE D'ISOLANT	Mousse de Polyuréthane sans HCFC (Hydro-Chloro-Fluoro-Carbone)								

* Niveau standard

2

TABEAU D'UTILISATION

Charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées d'utilisation (pour épaisseurs de parements 0,50 - 0,50 mm)

PRESSION	2 APPUIS							PORTÉE (m)	3 APPUIS							PRESSION	
	Épaisseur nominale de Parement								Épaisseur nominale de Parement								
	120	150	90	90	90	90	90		240	90	90	90	90	90	120		
PRESSION							330	270									PRESSION
DEPRESSION							240	240									DEPRESSION
PRESSION							280	260	270								PRESSION
DEPRESSION							330	320	330								DEPRESSION
PRESSION				290	290	230	200	150		240	275						PRESSION
DEPRESSION				220	190	190	190	190		190	190						DEPRESSION
PRESSION				260	260	215	170	140		195	225	260					PRESSION
DEPRESSION				205	170	170	170	170		170	170	170					DEPRESSION
PRESSION	220	220	220	220	185	140	115			165	190	225	250	250			PRESSION
DEPRESSION	190	190	190	155	155	155	155			155	155	155	155	190			DEPRESSION
PRESSION	195	195	195	195	155	120	100			140	165	190	220	220	220	220	PRESSION
DEPRESSION	175	175	175	140	140	140	140			140	140	140	140	175	175	175	DEPRESSION
PRESSION	170	170	170	170	130	100	75			120	140	165	200	200	200	200	PRESSION
DEPRESSION	160	160	160	130	130	130	130			130	130	130	130	160	160	160	DEPRESSION
PRESSION	150	150	150	150	110	85	70			105	125	145	180	180	180	180	PRESSION
DEPRESSION	130	130	130	130	95	70	60			115	115	115	115	130	130	130	DEPRESSION
PRESSION	140	140	140	105	105	105	105			90	110	125	160	160	160	160	PRESSION
DEPRESSION	140	140	140	105	105	105	105			105	105	105	105	140	140	140	DEPRESSION
PRESSION	110	110	110	110	80	55				75	85	110	150	150	150	150	PRESSION
DEPRESSION	130	130	130	85	85	55				95	85	95	95	130	130	130	DEPRESSION
PRESSION	95	95	95	90	85					65	85	100	130	130	130	130	PRESSION
DEPRESSION	120	120	120	90	90					90	90	90	90	120	120	120	DEPRESSION
PRESSION	80	80	80	80	55					60	75	90	120	120	120	120	PRESSION
DEPRESSION	115	115	115	80	80					80	80	80	80	115	115	115	DEPRESSION
PRESSION	70	70	70	70						50	65	80	105	105	105	105	PRESSION
DEPRESSION	110	110	110	75						75	75	75	75	110	110	110	DEPRESSION
PRESSION	60	60	60	60							55	70	85	95	95	95	PRESSION
DEPRESSION	105	105	105	65							65	65	65	105	105	105	DEPRESSION
PRESSION											50	65	85	85	85	85	PRESSION
DEPRESSION											60	60	60	100	100	100	DEPRESSION
PRESSION												55	75	75	75	75	PRESSION
DEPRESSION												50	50	90	90	90	DEPRESSION

(les panneaux sont fixés à chaque sommet de mesure et sur tous les appuis)

FILM DE PROTECTION

Un film polyéthylène adhésif de protection est appliqué en usine sur les parements extérieurs et intérieurs des panneaux. Celui-ci devra être enlevé au fur et à mesure de la pose et au plus tard 3 mois après la mise à disposition de la marchandise en usine.

PERÇAGES ET DÉCOUPES

Dans la mesure du possible, éviter toute découpe sur site.

Afin de limiter les risques de désolidarisation mousse-matériau lors d'une opération de découpe, il est conseillé de poser le panneau sur des appuis de telle sorte que les parements extérieur et intérieur soient maintenus de part et d'autre de la découpe (matériau conseillé : acier autobouge).

Lors d'une opération de découpe, protéger la zone environnante afin d'éviter de détériorer le revêtement des panneaux. Après toute opération de découpe ou perçage, il conviendra de balayer immédiatement les panneaux afin d'éliminer toutes les bavures ou copeaux.

CALEPINAGE

Avant toute commande, veuillez apporter une attention particulière au calage qui sera grand d'une mise en œuvre rapide. Un bon de commande se trouve à la fin de cette documentation afin de vous assister dans cette démarche.



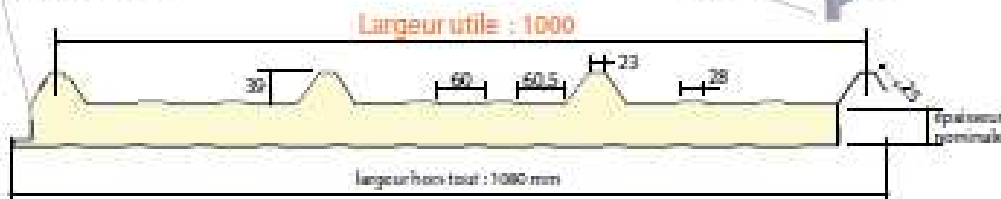
Panneaux sandwichs de bardage Ondatherm 1040 B

Bardage vertical pour locaux de faible à forte hygrométrie.
Fixations apparentes

CARACTERISTIQUES DES MATIERES		NORMES
Acier	S 200 GD	NF EN 10046
Type de protection	Galvanisé	NF EN 10346 P 34010
	Galvanisé-Polymère	NF EN 10160-1 EP F30021



Bande de chant en mousse polyéthylène



CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Épaisseurs nominales de l'acier (mm)							
		20	40	50	60	80	100	120	
DIMENSIONNELLES	Épaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75							
	Épaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63							
	Largeur utile	1000 mm							
	Largeur hors tout	1080 mm							
	Longueur maximale hors tout	16000 mm							
	Débord en extrémité	50 - 100 - 200 - 300 mm							
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseur 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1	
ACOUSTIQUES	Isolément : indice d'affaiblissement (50mm)	Rover : 25 dB(A) - Rtraver : 22dB(A) - Rw (C,C1) : 25 (-1; 1) dB							
REACTION AU FEU	Euroclasses selon NF EN 13501-1	13	D-s3, d0 chants couverts (catégorie M3)						
		11	Possibilité D-s3, d0 sur demande (catégorie M1)						
THERMIQUES	Transmission thermique U _c (W/m ² .K)	Indice L3	0,85	0,66	0,54	0,45	0,34	0,28	0,23
		Indice L1	0,75	0,58	0,47	0,39	0,30	0,24	0,20
	Déperdition linéique q (W/m.K)		0,010	0,008	0,005	0,006	0,005	0,004	0,004
	<p>Le coefficient de transmission thermique moyen U_p doit être calculé selon les règles TS-U, les règles pour les ouvertures, d'après la formule suivante :</p> $U_p = U_c + \frac{\psi \cdot \sum \chi + n \cdot \chi_f}{A}$ <p>U_c est le coefficient thermique en partie courante du panneau ψ est le coefficient de déperdition linéique correspondant à l'emboîtement du panneau L_p est la longueur d'emboîtement entre panneaux n est le nombre de fixations χ est le coefficient de déperdition ponctuel par fixation (χ = 0,01 W/K) A est l'aire de la paroi</p>								
DENSITE DE L'ISOLANT	40 kg/m ³ (+ 5 kg/m ³)								
TYPE D'ISOLANT	Mousse de Polyuréthane LIÈVRE (Hydro-Chloro-Fluoro-Carbone)								

TABEAU D'UTILISATION

Charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées d'utilisation (pour épaisseurs de parements 0,50 - 0,50 mm)

3 APPUIS							PORTÉE (m)	3 APPUIS								
Epaisseurs nominales de l'âme								Epaisseurs nominales de l'âme								
120	100	80	60	50	40	30		30	40	50	60	80	100	120		
PRESSION				141	119	101	3,00	149							PRESSION	
DEPRESSION				156	142	128		96	109	132	148					DEPRESSION
PRESSION				142	123	103	84	3,20	130	150	160				PRESSION	
DEPRESSION			151	139	124	109	84		97	119	133	148				DEPRESSION
PRESSION			145	127	109	90	71	3,40	115	132	153	160			PRESSION	
DEPRESSION	158	158	133	124	109	94	74		86	107	120	132	127			DEPRESSION
PRESSION	148	148	131	114	97	79	60	3,60	102	117	137	157	160		PRESSION	
DEPRESSION	135	135	120	111	96	81	66		78	97	108	119	121	123	123	DEPRESSION
PRESSION	134	134	119	103	87	70	52	3,80	91	104	123	142	160	160	160	PRESSION
DEPRESSION	131	131	109	99	85	71	59		72	88	98	108	115	122	122	DEPRESSION
PRESSION	120	120	107	93	78	63	45	4,00	81	93	111	129	160	160	160	PRESSION
DEPRESSION	117	117	97	90	76	63	54		66	79	89	99	110	120	120	DEPRESSION
PRESSION	108	108	97	85	71	56		4,20	73	83	100	118	157	160	160	PRESSION
DEPRESSION	105	105	88	81	69	56			61	72	81	90	105	119	119	DEPRESSION
PRESSION	98	98	88	78	64	51		4,40	67	75	91	108	144	160	160	PRESSION
DEPRESSION	94	94	79	74	62	50			55	65	74	83	100	117	117	DEPRESSION
PRESSION	89	89	80	71	59	46		4,60	61	68	84	99	126	153	153	PRESSION
DEPRESSION	85	85	72	68	56	45			48	60	68	77	96	115	115	DEPRESSION
PRESSION	81	81	74	66	54			4,80	56	62	77	92	111	131	131	PRESSION
DEPRESSION	78	78	66	62	51				42	55	63	71	85	100	100	DEPRESSION
PRESSION	74	74	68	61	50			5,00	51	57	71	85	99	112	112	PRESSION
DEPRESSION	71	71	60	57	47				37	50	58	65	76	86	86	DEPRESSION
PRESSION	69	69	62	56	46			5,20	47	52	66	80	88	97	97	PRESSION
DEPRESSION	65	65	55	53	43				32	46	53	60	68	75	75	DEPRESSION
PRESSION	63	63	58	52				5,40		48	61	75	81	88	88	PRESSION
DEPRESSION	60	60	51	49						43	49	56	62	68	68	DEPRESSION
PRESSION	59	59	54	49				5,60			57	70	76	82	82	PRESSION
DEPRESSION	55	55	47	46							46	52	57	63	63	DEPRESSION
PRESSION	54	54	50	46				5,80			53	66	71	77	77	PRESSION
DEPRESSION	51	51	44	43							43	49	53	58	58	DEPRESSION
PRESSION	51	51	47					6,00			50	62	67	72	72	PRESSION
DEPRESSION	47	47	41								40	45	50	54	54	DEPRESSION

(Les panneaux sont fixés à chaque sommet de nervure et sur tous les appuis)

FILM DE PROTECTION

Un film polyéthylène adhésif de protection est appliqué en usine sur les parements prélaqués extérieur et intérieur des panneaux. Celui-ci devra être enlevé au fur et à mesure de la pose et au plus tard 3 mois après la mise à disposition en usine de la marchandise.

PERÇAGES ET DECOUPES

Dans la mesure du possible, éviter toute découpe sur site.

Afin de limiter les risques de désolidarisation moule-métal lors d'une opération de découpe, il est conseillé de poser le panneau sur des appuis de telle sorte que les parements extérieur et intérieur soient maintenus de part et d'autre de la découpe (matériel conseillé : scie sauteuse).

Lors d'une opération de découpe, protéger la zone environnante afin d'éviter de détériorer le revêtement des panneaux. Après toute opération de découpe ou perçage, il conviendra de balayer immédiatement les panneaux afin d'éliminer toutes les mèches ou copeaux.

CALEPINAGE

Avant toute commande, veuillez apporter une attention particulière au calepinage qui sera garant d'une mise en œuvre comode et rapide.

Un bon de commande se trouve à la fin de cette documentation afin de vous assister dans cette démarche.

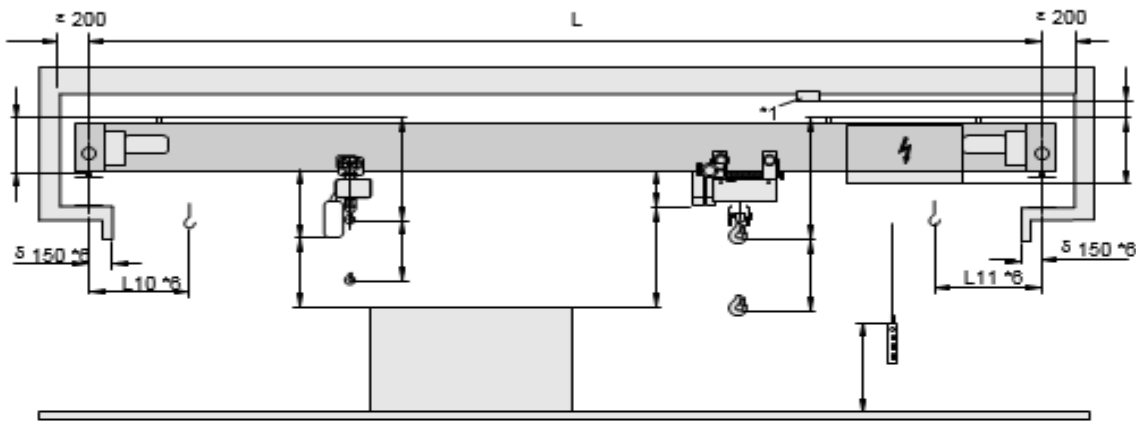
ANNEXE6



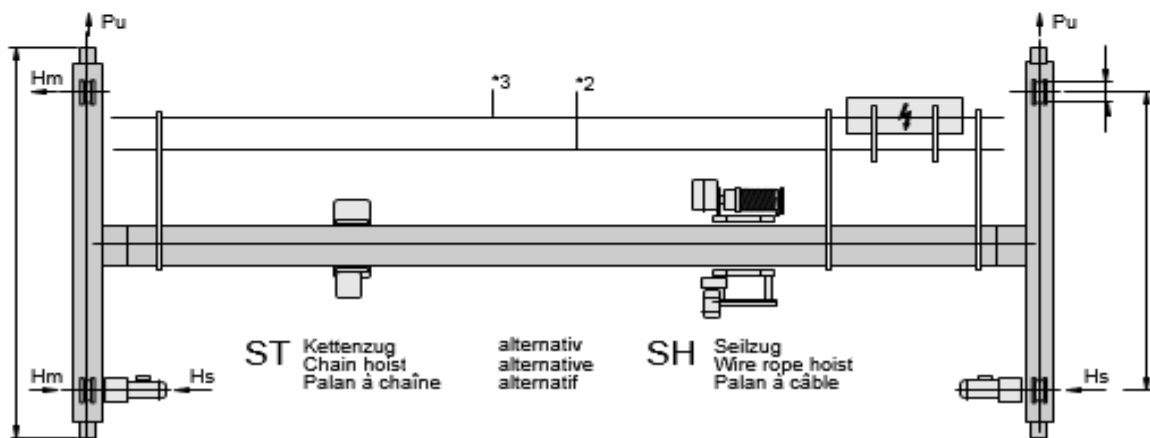
Einträgerlaufkrane
Single Girder Overhead Travelling Cranes
Ponts roulants posés monopoutre

2.000kg

STAHL
Crane Systems

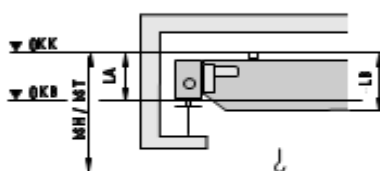


c1322/01

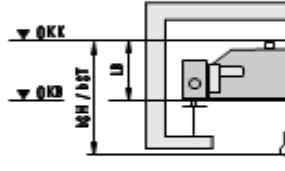


Kranträgereausführung
Design of crane girder
Exécution de la poutre porteuse

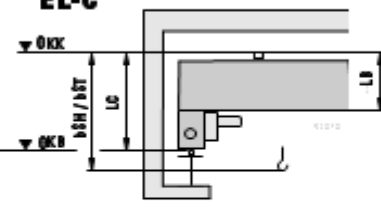
EL-A



EL-B



EL-C



- *1 Lampen, Röhre u.ä.
 - *2 Stromzuführung
 - *3 verfahrbares Steuergerät
 - *4 Siehe Detailskizzen "Kranträgereausführung"
 - *5 Details siehe "Kranbahnen" Seite 61
 - *6 Wenn die Hauptschleifleitung im Fahrbereich des Hebezeugs liegt, vergrößern sich die Anfahrmaße L10 oder L11 um 150 mm
 - *7 Kran ohne Hebezeug
- OKB = Oberkante Kranbahn
OKK = Oberkante Kranbrücke

- *1 Lamps, pipes or similar
 - *2 Power supply
 - *3 Mobile control pendant
 - *4 See detail sketches "Design of crane girder"
 - *5 Details see "Crane runways" page 61
 - *6 If the main conductor line is within the travelling range of the hoist, the approach dimensions L10 or L11 are increased by 150 mm
 - *7 Crane without hoist
- OKB = top of crane runway
OKK = top of crane bridge

- *1 Lampes, tuyaux, etc.
 - *2 Gaine d'alimentation électrique
 - *3 Boîte de commande mobile
 - *4 Voir croquis des détails "Exécution de la poutre porteuse"
 - *5 Détails voir chemin de roulement du pont page 61
 - *6 Si la ligne à contact glissant principale se trouve dans le rayon de déplacement du palan, les cotes d'approche L10 ou L11 s'augmentent de 150 mm
 - *7 Pont roulants sans palan
- OKB = bord supérieur de la voie de roulement
OKK = bord supérieur de la poutre porteuse



2.000 kg

Einträgerlaufkrane
Single Girder Overhead Travelling Cranes
Ponts roulants posés monopoutre



2.000 kg											Kran mit Seilzug Crane with wire rope hoist Pont roulant avec palan à câble		SH		R max	R min	Hs	Hm	Pu	ØD5	Ⓛ *7
L	L2	L5	LA	LB	LC	ELA + EL-B		EL-C		bSH	Siehe Seite 69 See page 69 Voir page 69		40 m/min								
[m]					[mm]	L10 °8	L11 °8	L10 °8	L11 °8		[kN]									[kg]	
...7,8	1250	1782	287	295	546	780	810	1050	1120	775	12,4	2,2	3,1	1,1	4,0	125	785				
...9,0				335	586					815	13,3	2,8	3,3	1,5	7,0		1030				
...10,7	1800	2132		385	636					835	13,6	3,0	3,3	1,3	7,0		1130				
...11,0			385	606	835	14,3	3,6	3,4	1,8	6,0	1370										
...12,0			375	626	855	14,9	4,1	3,6	1,9	7,0	1580										
...13,0	2000	2532	385	646	875	15,7	4,8	3,6	1,7	8,0	1850										
...13,9			416	666	895	16,2	5,3	3,7	1,9	9,0	2050										
...15,0			45	706	935	17,1	6,1	3,6	2,1	10,0	2380										
...15,7	2500	3032	485	706	935	17,4	6,4	3,8	1,8	10,0	2510										
...17,8			505	756	985	18,9	7,8	4,1	2,1	14,0	3060										
...18,0			555	836	1085	19,6	8,5	4,2	2,2	15,0	3360										
...19,9	3150	3672	330	600	894	1155	19,8	8,4	3,6	1,9	15,0	160	3330								
...21,3			600	894	1155	21,7	10,5	4,4	2,1	19,0	4135										
...22,0			700	994	1255	24,3	12,7	4,6	2,2	22,0	4845										
...24,5	4000	4596	370	705	-	120	24,8	13,6	4,6	2,0	18,0	200	5315								
...26,5			805	-	-	130	27,1	15,8	5,1	2,2	22,0		6215								
...27,9			905	-	-	140	29,3	18,1	5,5	2,4	26,0		7125								
...28,0			910	-	-	145	30,5	19,2	5,7	2,4	29,0		7590								

poids du pont

Leistungsdaten / Motor data / Caractéristiques des moteurs (50 Hz)										
Seilzug / Wire rope hoist / Palan à câble						Kran / Crane / Ponts roulants				
	[m/min]	[kW]	[%ED %DC %FM]	Hebezeugtyp Hoist type Type de palan	FEM	Ⓛ [kg]		[m/min]	[kW]	[%ED %DC %FM]
▲	1/6,3 1,6/10	0,4/2,4 0,6/3,9	2050 2050	SH 3005-25 4/1 L2 SH 3005-40 4/1 L2	3m 3m	280 280		5/20 10/40	max. 2x 0,09/0,37 max. 2x 0,13/0,55	2040 2040
◀▶	2,5/10 5/20 8/32	0,09/0,37 0,09/0,37 0,09/0,37	2040 2040 2040							

2.000 kg											Kran mit Kettenzug Crane with chain hoist Pont roulant avec palan à chaîne		ST		R max	R min	Hs	Hm	Pu	ØD5	Ⓛ *7
L	L2	L5	LA	LB	LC	ELA		ELB + EL-C		bST	Siehe Seite 69 See page 69 Voir page 69		40 m/min								
[m]					[mm]	L10 °8	L11 °8	L10 °8	L11 °8		[kN]									[kg]	
...7,1	1250	1782	295	295	546	545	545	525	525	840	11,9	2,5	3,5	0,8	3,0	125	770				
...7,8				295	546					840	12,1	2,6	3,5	1,0	3,0		825				
...9,5				335	586					880	12,9	3,2	3,7	1,3	3,1		1090				
...10,1	1800	2132	335	586	880	13,1	3,4	3,4	1,2	3,4	1175										
...11,4			385	606	900	13,8	3,9	3,6	1,4	4,2	1420										
...12,0			375	626	920	14,2	4,3	3,7	1,6	4,9	1595										
...12,4	2000	2532	375	626	920	14,5	4,5	3,4	1,3	5,2	1675										
...13,4			385	646	940	15,0	5,0	3,5	1,7	6,0	1885										
...14,3			416	666	960	15,5	5,5	3,6	1,7	6,8	2085										
...15,0			45	706	1000	16,2	6,2	3,8	1,8	7,9	2385										
...16,1	2500	3032	485	706	1000	16,8	6,7	3,4	1,6	8,7	2585										
...17,9			505	756	1050	18,1	7,9	3,7	1,9	11,0	3075										
...18,5			590	841	1135	16,7	6,5	3,4	1,8	8,5	2515										
...20,4	3150	3672	330	600	894	1145	19,1	9,0	3,4	1,7	12,9	160	3495								
...21,7			600	894	1145	21,1	10,9	3,8	1,9	16,8	4290										
...23,5			700	994	1245	22,9	12,7	4,1	2,1	20,4	4995										
...24,9	4000	4596	370	705	-	120	24,5	14,2	3,6	1,8	16,2	200	5620								
...26,5			805	-	-	130	26,6	16,4	4,3	1,9	20,0		6480								
...26,6			810	-	-	135	27,7	17,5	4,4	2,0	22,0		6920								
...27,9			905	-	-	140	29,0	18,7	4,6	2,1	24,4		7435								
...28,0			910	-	-	145	30,2	19,9	4,8	2,1	26,7		7900								
...29,9			1015	-	-	150	33,3	23,0	5,3	2,3	33,1		9150								
...30,0			1115	-	-	160	36,7	26,4	5,6	2,3	40,6		10510								

Leistungsdaten / Motor data / Caractéristiques des moteurs (50 Hz)										
Kettenzug / Chain hoist / Palan à chaîne						Kran / Crane / Ponts roulants				
	[m/min]	[kW]	[%ED %DC %FM]	Hebezeugtyp Hoist type Type de palan	FEM	Ⓛ [kg]		[m/min]	[kW]	[%ED %DC %FM]
▲	1/4 1,5/6	0,37/1,5 0,57/2,3	2040 2040	ST 2010-8/2 2/1 ST 2010-12/3 2/1	2m 1Am	110 110		5/20 10/40	max. 2x 0,09/0,37 max. 2x 0,13/0,55	2040 2040
◀▶	2,5/10 5/20	0,05/0,2 0,05/0,2	2040 2040							

03.08

15



kg	ISO	m	m/min	ESR/ ASR max	50 Hz (60 Hz)			kg	kg	kg	kg	Spurweite/Track gauge/Empattement [mm] *							
					Typ Type	kW	*1					1250	1400	1800	2240	2800	3150	4000	
												kg							
					SH	L2	L3					L2	L3	L2	L3	L2	L3	L2	L3
1250	M5	24	3,3/20	-	SH 4012-20	0,7/4,5	H42	185	1/54	370	1/60	-	-	-	-	-	-	-	
		40	(4/24)		1/1 *2	L2	(0,9/5,4)	L3	200		395		-	-	-	-	-	-	
	M5	12	0,25..12,5	18,8	SHF 3006-25	2,9	4HS3	137	1/53	257	1/61	287	292	-	317	-	-	-	
		20	(0,3..15)		2/1	L2	(3,5)	L3	147		272		-	302	-	327	-	-	
1600	M5	12	0,4..20	30	SHF 3006-40	4,5	4HS3	137	1/53	257	1/61	287	292	-	317	-	-	-	
		20	(0,48..24)		2/1	L2	(5,4)	L3	147		272		-	302	-	327	-	-	
	M5	24	0,4..20	30	SHF 4012-20	4,5	4HS3	173	1/54	358	1/60	-	-	-	-	-	-	-	
		40	(0,48..24)		1/1 *2	L2	(5,4)	L3	188		383		-	-	-	-	-	-	
2000	M5	12	1,6/10	-	SH 3008-20	0,4/2,9	H33	145	1/53	265	1/61	295	300	-	325	-	-	-	
		20	(2/12)		2/1	L2	(0,5/3,5)	L3	155		280		-	310	-	335	-	-	
	M5	12	2,6/16	-	SH 3008-32	0,7/4,5	H42	149	1/53	269	1/61	299	304	-	329	-	-	-	
		20	(3,1/19)		2/1	L2	(0,9/5,4)	L3	159		284		-	314	-	339	-	-	
	M6	12	2/12,5	-	SH 4008-25	0,5/3,6	H42	190	1/54	305	1/62	340	345	-	375	-	-	-	
		20	(2,5/15)		2/1	L2	(0,7/4,3)	L3	205		332		-	365	380	395	-	-	
	M6	12	3,3/20	-	SH 4008-40	1,0/6,0	H62	214	1/54	329	1/62	364	369	-	399	-	-	-	
		20	(4/24)		2/1	L2	(1,2/7,2)	L3	229		356		-	389	404	419	-	-	
	M4	24	2,6/16	-	SH 4016-16	0,7/4,5	H42	185	1/54	370	1/60	-	-	-	-	-	-	-	
		40	(3,1/19)		1/1 *2	L2	(0,9/5,4)	L3	200		395		-	-	-	-	-	-	
	M6	24	3,3/20	-	SH 5016-20	1,0/6,0	H71	465	1/55	565	1/60	-	-	-	-	-	-	-	
		40	(4/24)		1/1 *2	L2	(1,2/7,2)	L3	470		605		-	-	-	-	-	-	
	2500	M5	12	0,2..10	15	SHF 3008-20	2,9	4HS3	137	1/53	257	1/61	287	292	-	317	-	-	-
			20	(0,24..12)		2/1	L2	(3,5)	L3	147		272		-	302	-	327	-	-
M5		12	0,32..16	24	SHF 3008-32	4,5	4HS3	137	1/53	257	1/61	287	292	-	317	-	-	-	
		20	(0,38..19)		2/1	L2	(5,4)	L3	147		272		-	302	-	327	-	-	
M6		12	0,25..12,5	18,8	SHF 4008-25	3,6	4HS3	178	1/54	293	1/62	328	333	-	363	-	-	-	
		20	(0,3..15)		2/1	L2	(4,3)	L3	193		320		-	353	368	383	-	-	
M4		24	0,32..16	24	SHF 4016-16	4,5	4HS3	173	1/54	358	1/60	-	-	-	-	-	-	-	
		40	(0,38..19)		1/1 *2	L2	(5,4)	L3	188		383		-	-	-	-	-	-	
M6		24	0,4..20	30	SHF 5016-20	6,0	4HS5	443	1/55	543	1/60	-	-	-	-	-	-	-	
		40	(0,48..24)		1/1 *2	L2	(7,2)	L3	448		583		-	-	-	-	-	-	
2500	M6	6	1/6,3	-	SH 3005-25	0,35/2,4	H33	160	1/53	280	1/61	310	315	-	340	-	-	-	
		10	(1,2/7,5)		4/1	L2	(0,4/2,9)	L3	170		295		-	325	-	350	-	-	
	M6	6	1,6/10	-	SH 3005-40	0,5/3,6	H42	164	1/53	284	1/61	314	319	-	344	-	-	-	
		10	(2/12)		4/1	L2	(0,7/4,3)	L3	174		299		-	329	-	354	-	-	
	M5	12	2/12,5	-	SH 4010-25	0,7/4,5	H42	190	1/54	305	1/62	340	345	-	375	-	-	-	
		20	(2,5/15)		2/1	L2	(0,9/5,4)	L3	205		332		-	365	380	395	-	-	
	M5	12	3,3/20	-	SH 4010-40	1,2/7,5	H62	214	1/54	329	1/62	364	369	-	399	-	-	-	
		20	(4/24)		2/1	L2	(1,4/9,0)	L3	229		356		-	389	404	419	-	-	
	M5	24	3,3/20	-	SH 5020-20	1,2/7,5	H71	465	1/55	565	1/60	-	-	-	-	-	-	-	
		40	(4/24)		1/1 *2	L2	(1,4/9,0)	L3	470		605		-	-	-	-	-	-	
M6	6	0,13..6,3	9,5	SHF 3005-25	2,4	4HS3	152	1/53	272	1/61	302	307	-	332	-	-	-		
	10	(0,15..7,5)		4/1	L2	(2,9)	L3	162		287		-	317	-	342	-	-		
M6	6	0,2..10	15	SHF 3005-40	3,6	4HS3	152	1/53	272	1/61	302	307	-	332	-	-	-		
	10	(0,24..12)		4/1	L2	(4,3)	L3	162		287		-	317	-	342	-	-		
M5	12	0,25..12,5	18,8	SHF 4010-25	4,5	4HS3	178	1/54	293	1/62	328	333	-	363	-	-	-		
	20	(0,3..15)		2/1	L2	(5,4)	L3	193		320		-	353	368	383	-	-		
M5	24	0,4..20	30	SHF 5020-20	7,5	4HS5	443	1/55	543	1/60	-	-	-	-	-	-	-		
	40	(0,48..24)		1/1 *2	L2	(9,0)	L3	448		583		-	-	-	-	-	-		
2500	M5	6	1/6,3	-	SH 3006-25	0,4/2,9	H33	160	1/53	280	1/61	310	315	-	340	-	-	-	
		10	(1,2/7,5)		4/1	L2	(0,5/3,5)	L3	170		295		-	325	-	350	-	-	
	M5	6	1,6/10	-	SH 3006-40	0,7/4,5	H42	164	1/53	284	1/61	314	319	-	344	-	-	-	
10		(2/12)		4/1	L2	(0,9/5,4)	L3	174		299		-	329	-	354	-	-		
M5	12	1,6/10	-	SH 4012-20	0,7/4,5	H42	190	1/54	305	1/62	340	345	-	375	-	-	-		
	20	(2/12)		2/1	L2	(0,9/5,4)	L3	205		332		-	365	380	395	-	-		

ANNEXE7



A Member of the GANTRY GROUP

Crane Rails

Standard European Profiles
A-Rail (A45-A150)*

The DIN "A" type rails (standard European profile) are rolled based on the DIN 536/1991 Specification.

The "A" rails, with their wide base, low center of gravity and wide web, are ideal for high side thrusts.

They are available in several sizes from A45 to A150, where the numbers represent the width of the head in mm. In the past these rails were offered in two types of steel: 700 and 900.

Recently, due to a progressive increase of the vertical loads of cranes on some special projects, the requirements for a rail with a greater hardening surface was required. These rails are rolled in 1100 steel whose chemical composition and mechanical properties are not governed

Chemical Composition (%)

Type of steel	C	Eel ents Mn	Si (max)	P (max)	S (max)
700 or 70 grade	0.40 - 0.60	0.80 - 1.20	0.35	0.045	0.045
900 or 90 grade	0.60 - 0.80	0.80 - 1.30	0.50	0.045	0.045

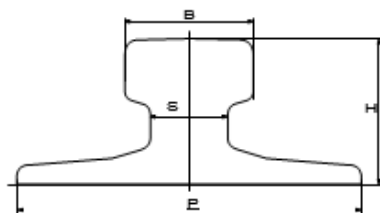
Mechanical Properties

Type of steel	Tensile strength (N/mm ²)	App ximate B irenl aHrens
700	min 690	min 204
90 AD	min 880	min 261
1100	min 1080	min 319

Technical Data

Profile	Area of Inertia (cm ⁴)	Moment Head (cm ³)	Sec. Modulus Base (cm ³)	Sec. Modulus (cm ³)
A45	28.2	90.0	41.5	27.0
A55	40.5	178.0	68.6	45.6
A65	54.9	319.0	105.4	71.3
A75	71.6	531.0	153.6	105.3
A100	94.7	856.0	203.4	161.8
A120	127.4	1361.0	289.1	235.0
A150	191.4	4373.0	601.5	565.7

by the DIN 536/1991 Specification.



Profile	Weight		aBsP		Height H		eHdB		W beS	
	lbs/ft	kg/m	inches	mm	inches	mm	inches	mm	inches	mm
A45	44.55	22.1	4.92	125	2.17	55	1.77	45	0.94	24
A55	64.11	31.8	5.91	150	2.56	65	2.17	55	1.22	31
A65	86.89	43.1	6.89	175	2.95	75	2.56	65	1.50	38
A75	113.29	56.2	7.87	200	3.35	85	2.95	75	1.77	45
A100	149.78	74.3	7.87	200	3.74	95	3.94	100	2.36	60
A120	201.59	100.0	8.66	220	4.13	105	4.72	120	2.83	72
A150	302.99	150.3	8.66	220	5.91	150	5.91	150	3.15	80

* Consult Gantrex for clips and pad selection.

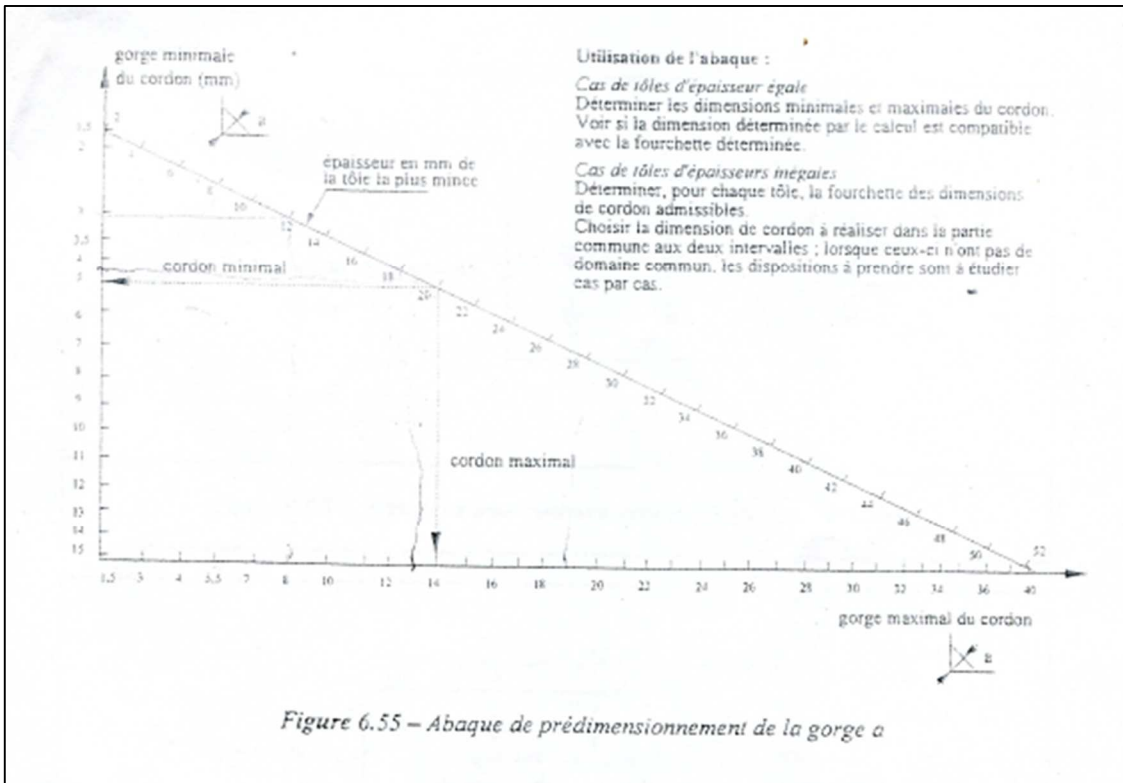


TOLL FREE: 800 2 GANTREX (800) 242-6873

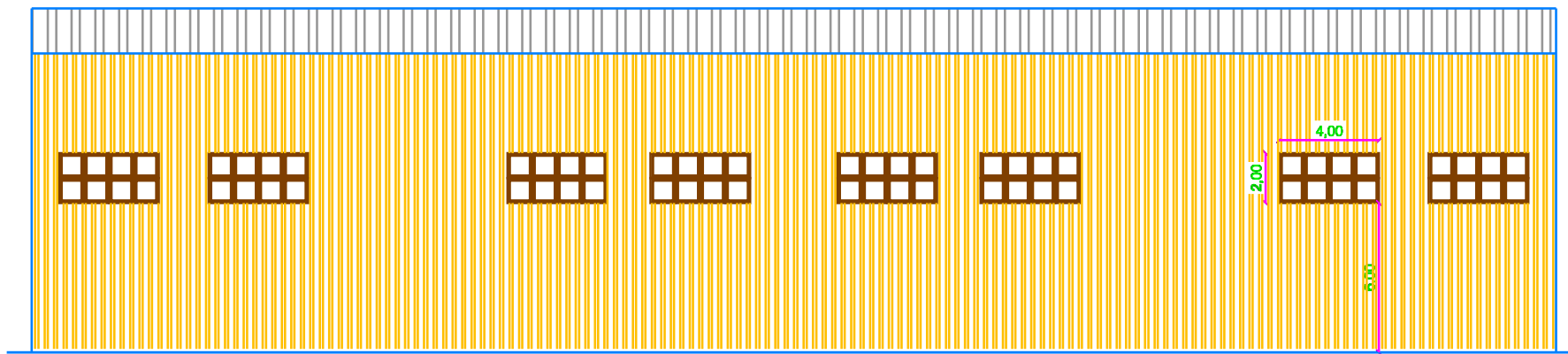
Web site: www.gantrex.com • Email: sales@gantrex.com

© GANTREX, 2008
PRINTED in U.S.A.
Rev. 10/11

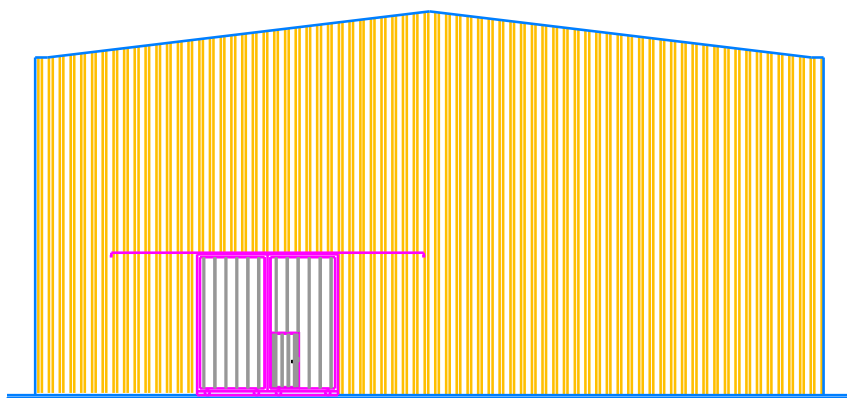
ANNEXE8



PLAN DE FACADE



FACADE LONG PAN



FACADE PIGNON

