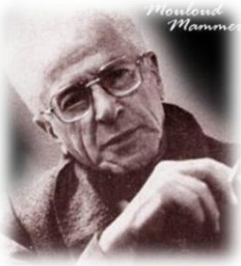
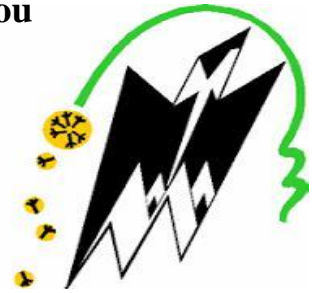


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi - Ouzou



Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master professionnel
en génie civil

Option : Construction métallique

Thème

**Etude d'un hangar industriel avec deux
mezzanines**

Présenté par:

**KERNOUG IDIR
OUADHI RABAH**

Encadré par : Mr Labiod.M

2019/2020



Remerciement

*Au terme de ce travail, nous remercions **DIEU** le tout puissant de nous avoir permis d'accomplir ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.*

En seconde, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est la récolte de long cursus.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **M^r LABIOD** qui est le guide et le bon exemple dans le travail et surtout pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi notre travail.*

Nous remercions les membres de jurys qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Les seraient incomplets sans ceux, les plus sincères adressés à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire qu'elle trouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.



Dédicaces

*Ce modeste travail est exclusivement
dédié à ma chère famille ; mon père, ma
mère, ma sœur et mes frères.*

*A mon Binôme RABAH, et à toute
personne qui a été toujours avec moi de
près ou de loin.*



Dédicace

Je dédie ce travail à :

*Mes **chers parents** pour leurs sacrifices et leurs patiences, en m'ouvrant leurs bras dans les moments sombres et en M'aidant pour aller vers L'avant, vers un avenir meilleur, que dieu les garde.*

*Mes chères sœurs et mon chère frère **badro** et à toute la famille **ouadhi**.*

*Mon chère ami et binôme **idir** et sa famille aussi.*

*À tous mes **proches**, mes **amis***

*À tous ceux que **j'aime** et qui ont été là pour moi et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce projet*

Liste des notations

Dimensions et caractéristiques de calcul	
Notation	Signification
A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace (section4).
A_{fr}	Aire de l'élément de surface balayé par le vent.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
A_v	Aire de cisaillement.
h	Hauteur.
Z_{min}	Hauteur minimale.
b	Largueur.
L	Longueur.
l	Largeur.
l_k	Longueur de flambement.
d	Diamètre du fut du goujon.
S	Surface.
L_0	La portée de la poutre.
t	Epaisseur.
t_w	Epaisseur de l'âme.
t_f	Epaisseur de la semelle.
r	Rayon de raccordement.
t_p	Epaisseur platine d'extrémité.
d	Diamètre nominal du trou.
d_0	Diamètre du trou.
e	Pince longitudinale ou transversale.

p	Entraxe des boulons.
I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion maximale.
W_{pl}	Module de résistance plastique de la section.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
i	Rayon de giration.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_t	Résistance des boulons en traction.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
Coefficients et grandeurs sans dimensions	
C_t	Coefficient de topographie.
C_d	Coefficient dynamique.
C_p	Coefficient de pression.
C_e	Coefficient d'exposition au vent.
C_r	Coefficient de rugosité.
C_{fr}	Coefficient de frottement.
C_T	Coefficient, fonction du système de contreventement.
ε	Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d .
γ_M	Coefficient partiel de sécurité.
γ_v	Coefficient partiel de sécurité.
β	Coefficient minorateur.
μ	Coefficient de frottement / Coefficient de forme.
R	Coefficient de comportement de la structure.
λ	Élancement.
λ_k	Élancement eulérien.
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit.

λ_{LT}	Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement.
χ	Coefficient de réduction pour le flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
K_T	Facteur de terrain.
C_1	Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.
β_{My}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
γ_c	Facteur de résistance du béton.
Q	Facteur de qualité.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
η	Facteur de correction d'amortissement.
I_w	Facteur de gauchissement.
Sollicitations et contraintes	
M	Moment sollicitant.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{pl}	Moment fléchissant de résistance plastique.
M_{el}	Le moment de résistance élastique.
M_b	Moment résistant de déversement.
M_r	Moment de renversement.
M_s	Moment stabilisant.
V_{sd}	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.
N	Effort normal.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
F_u	La résistance à la traction.
f_y	Limite d'élasticité.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression.
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction.

$F_{t,Rd}$	Résistance de l'âme du poteau à la traction.
F_{PC}	Précontrainte de frottement.
F_{fr}	Force de frottements (d'entraînement) éventuelles.
q_p	Pression dynamique de pointe.
W	Pression aérodynamique du vent.
$q_{réf}$	Pression dynamique de référence.
ρ	Masse volumique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
G	Module cisaillement / Charge permanente.
Q	Surcharge d'exploitation.
Notes de calcul ROBOT (Dimensions, Sollicitations et coefficients)	
N_{sd}	Effort axial.
$N_{t,rd}$	Résistance ultime plastique en traction.
V_{sd}	Effort de cisaillement.
$V_{pl,rd}$	Résistance ultime en cisaillement.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique pour le déversement.
$M_{b,rd}$	Moment ultime pour le déversement.
$M_{pl,rd}$	Moment ultime plastique.
$M_{el,rd}$	Moment ultime élastique.
$M_{y,rd}$	Moment ultime compte tenu de l'interaction.
L_{fy}	Longueur de flambement.
ID_{sup}	Longueur de déversement de la semelle supérieure.
ID_{inf}	Longueur de déversement de la semelle inférieure.
λ_y	Elancement de la barre.
$\lambda_{y,r}$	Elancement relatif de la barre.
λ_{LT}	Elancement fictif de la barre pour le déversement.
X_y	Coefficient de flambement.

X_{LT}	Coefficient de déversement.
K_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
M_{iy}	Coefficient pour le calcul de K_{fy} .
M_{iLT}	Coefficient pour le calcul de K_{LT} .
K_y	Coefficient de réduction en flexion.
C_1	Coefficient pour le calcul du moment critique.
$Beta M_y$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
$Beta_{MLT}$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
u	Flèche.
u_{max}	Flèche admissible.
u_{inst}	Flèche due aux charges variables.
$u_{inst,max}$	Flèche admissible due aux charges variables en z.
Show table ETABS (Sollicitations et déplacements)	
EX	Spectre de réponse selon la direction X.
EY	Spectre de réponse selon la direction Y.
P	Poids de la structure.
VX	Effort tranchant en X.
VY	Effort tranchant en Y.
UX	Déplacement de la barre en X.
UY	Déplacement de la barre en Y.

LISTES DES FIGURES

Figure I - 1 : présentation de l'ouvrage (vue 3D, logiciel Robot).....	3
Figure I - 2 : Diagramme effort-déformation de l'acier.....	5
Figure I - 3 : diagramme contrainte –déformation du béton à L'ELU.....	7
Figure I - 4 : plancher mixte à dalle collaborant.....	8
Figure I - 5 le système de contreventement	10
Figure II - 1 : disposition de charge de neige sur les toitures	13
Figure II - 2 : Charges de neige sans redistribution par le vent.....	14
Figure II - 3 : Dispositions des charges de neige a considérée pour toiture à deux versants...	15
Figure II - 4 : Hauteur de référence Z_e , dépendant de h et b et profil correspondant de pression dynamique de pointe $q_p(z)$	18
Figure II - 5 : La direction du vent V_1	22
Figure II - 6 : légende pour les parois verticale	23
Figure II - 7 : Direction de vent V_1 (versant de toiture).....	23
Figure II - 8 : légende pour les versants de toiture dans la direction v_1	24
Figure II - 9 : la direction du vent V_2	25
Figure II - 10 : légende pour les parois verticale dans la direction V_2	26
Figure II - 11 : Direction de vent V_2 (versant de toiture).....	26
Figure II - 12 : légende pour les versants de toiture suivant v_2	28
Figure II - 13 : Coefficient de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément réparties.	29
Figure II - 14 : Répartition des pressions (daN/m ²) sur les parois verticales V_1	32
Figure II - 15 : Répartition des pressions (daN/m ²) sur la toiture V_1	33
Figure II - 16 : Répartition des pressions (daN/m ²) sur les parois verticales- direction V_1 du vent (Ouvertures fermées).....	34
Figure II - 17 : Répartition des pressions (daN/m ²) sur la toiture- direction V_1 du vent (Ouvertures fermées).....	35
Figure II - 18 : Répartition des pressions (daN/m ²) sur les parois verticales selon V_2	37
Figure II - 19 : Répartition des pressions (daN/m ²) sur la toiture selon V_2	37
Figure II - 20 : Répartition des pressions (daN/m ²) sur les parois verticales selon V_2 (Ouvertures fermées).....	39

Figure II - 21: Répartition des pressions (daN/m ²) sur la toiture- direction V2 du vent (Ouvertures fermées).....	39
Figure II - 22: Répartition des pressions (daN/m ²) sur les parois verticales selon la direction V3.....	42
Figure II - 23: Répartition des pressions (daN/m ²) sur la toiture selon la Direction V3	42
Figure II - 24: Répartition des pressions (daN/m ²) sur les parois verticales selon V3 (Ouvertures fermées).....	44
Figure II - 25: Répartition des pressions (daN/m ²) sur la toiture selon V3 (Ouvertures fermées).....	44
Figure II - 26: Répartition des pressions (daN/m ²) sur les parois verticales selon V4.....	46
Figure II - 27 : Répartition des pressions (daN/m ²) sur la toiture selon V4	47
Figure II - 28: Répartition des pressions (daN/m ²) sur les parois verticales selon V4 (Ouvertures fermées).....	48
Figure II - 29: Répartition des pressions (daN/m ²) sur la toiture selon V4 (Ouvertures fermées).....	49
Figure II - 30: Prise en compte des effets de frottement.....	50
Figure II - 31: la stabilité transversale	53
Figure II - 32: la stabilité longitudinale	55
Figure III - 1: Disposition de la panne sur la toiture.....	57
Figure III - 2: Schéma statique des charges permanent G sur les pannes	58
Figure III - 3: Surcharge de vent sur la panne	58
Figure III - 4: Surcharge de neige sur la panne	59
Figure III - 5: Schéma statique des charges d'entretien P et P' sur les pannes	59
Figure III - 6: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement	63
Figure III - 7 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.	66
Figure III - 8 : Vérification de la flèche	69
Figure III - 9: Dispositions des liernes.	72
Figure III - 10: Chargement des liernes.....	72
Figure III - 11: Efforts dans les liernes.....	74
Figure III - 12: Disposition d'échantignolle.....	76
Figure III - 13: pression de vent sur la lisse.	78
Figure III - 14: Disposition des liernes et lisses de bardages.	79
Figure III - 15: chargement sur la lisse.....	80
Figure III - 16: Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.....	84

Figure III - 17 : Efforts de traction dans les liernes de long- pan.....	88
Figure III - 18: Représentation des charges et surcharges sur le potelet	100
Figure III - 19: vue en 3D d'un escalier	111
Figure III - 20: vue en élévation et en plan de l'escalier	112
Figure III - 21: disposition des cornières.....	113
Figure III - 22: Charge appliqué sur la cornière	115
Figure III - 23: Distribution des charges sur un limon.	117
Figure III - 24: charge équivalente(G).....	119
Figure III - 25: charge équivalente(Q).....	119
Figure III - 26: Les charges sur la poutre d'appuis des limons	122
Figure III - 27: Les charges sur la poutre d'appuis des limons	122
Figure IV - 1: Eléments constructifs d'un planché collaborant	126
Figure IV - 2: Disposition des solives.....	127
Figure IV - 3: Présentation de la tôle HIBON 55	128
Figure IV - 4: La largeur participante de la dalle.....	133
Figure IV - 5: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).....	134
Figure IV - 6: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).....	137
Figure IV - 7: position des connecteurs.	138
Figure IV - 8: dimensionnement des connecteurs.....	138
Figure IV - 9: Longueur critique.....	140
Figure IV - 10 : Espacement des connecteurs.....	141
Figure IV - 11: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).....	148
Figure IV - 12: Espacement des connecteurs.....	151
Figure V0- 1: Disposition des solives, des poutres secondaire et des poutres principales ...	152
Figure V – 2: surface reprise par le poteau le plus sollicite	153
Figure V - 3: Éléments constituant le portique	157
Figure V - 4: La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml (dépression).....	160
Figure V - 5: Les efforts agissants sur le portique	163
Figure V - 6: Diagramme des moments à l'aide du logiciel Robot.....	163
Figure V - 7: Diagramme des moments à l'aide du logiciel Robot.....	164

Figure V - 8: Diagramme des moments à l'aide du logiciel Robot.....	164
Figure VII- 1: Dispositions des contreventements.	182
Figure VII- 2: Effort du vent sur le pignon.....	184
Figure VII- 3: Schéma statique de la poutre au vent	184
Figure VII- 4: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.....	186
Figure VII- 5: Montants de la poutre au vent en flexion sous les différents plans de chargement	188
Figure VII- 6: Schéma statique de Palée de stabilité en long pan	197
Figure VII-7 : Effort de traction dans la diagonale tendue	198
Figure VIII - 1: Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT.....	200
Figure VIII - 2: Vue en 3D de la structure	202
Figure VIII - 3: Vue en plan du plancher	202
Figure VIII - 4: Vue en élévation de la face longue pan	203
Figure VIII - 5: Vue en élévation de la face pignon.....	203
Figure IX-1 : Vue 3D de l'assemblage poteau-poutre maitresse.....	224
Figure IX-2 : Détail sur l'assemblage poteau-poutre maitresse.....	225
Figure IX-3 : Vue 3D de l'assemblage poteau traverse.....	235
Figure IX-4 : Détail de l'assemblage poteau traverse.....	235
Figure IX-5 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de faitage.....	246
Figure IX-6 : Détail de l'assemblage au niveau de faitage	246
Figure IX-7 : Vue 3D de l'assemblage poutre secondaire- poteau.....	256
Figure IX-8 : Détail de l'assemblage poutre secondaire- poteau	256
Figure IX-9 : Vue 3D de l'assemblage solive-poutre maitresse.....	266
Figure IX-10 : Détail de l'assemblage solive-poutre maitresse	267
Figure IX-11 : Vue 3D de l'assemblage au gousset.....	272
Figure IX-12 : Détail de l'assemblage au gousset.....	272
Figure IX-13 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau.....	280
Figure IX-14 : Détail de l'assemblage au niveau de pied de poteau	281
Figure X- 1: Dimensions de la semelle.	292
Figure X- 2: Contraintes agissent sur les fondations.	293
Figure X- 3: Ferrailage des longrines	295

Liste des tableaux

Tableau I - 1: valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u des aciers (tableau 3.1 Eurocode3).....	4
Tableau II - 1: Valeurs des coefficients de formes μ_i	13
Tableau II - 2: Valeur de la pression dynamique de référence.....	17
Tableau II - 3: caractéristiques de notre terrain (RNV 2013, tableau 2.5 P53).....	19
Tableau II - 4: Coefficients de topographie	20
Tableau II - 5: valeurs de surfaces et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois verticales	22
Tableau II - 6: valeurs des coefficients c_{pe} pour les versants de toiture	24
Tableau II - 7: valeurs du coefficient extérieur pour les parois verticales suivant la direction v_2	25
Tableau II - 8: coefficient de pression extérieures pour les toitures à deux versants	27
Tableau II - 9: valeurs des C_{pe} pour le bâtiment à deux versants suivant la direction du vent V_2	28
Tableau II - 10: dimensions des ouvertures	30
Tableau II - 11: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V_1	31
Tableau II - 12: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V_1	32
Tableau II - 13: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V_1	33
Tableau II - 14: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V_1	34
Tableau II - 15: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V_2	36
Tableau II - 16: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V_2	36
Tableau II - 17: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V_2 (Ouvertures fermées).....	38
Tableau II - 18: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V_2	38
Tableau II - 19: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V_3	41
Tableau II - 20: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V_3	41
Tableau II - 21: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V_3 (Ouvertures fermées).....	43
Tableau II - 22: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V_3 (Ouvertures fermées).....	43
Tableau II - 23: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V_4	45
Tableau II - 24: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V_4	46

Tableau II - 25: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V4 (Ouvertures fermées).....	47
Tableau II - 26: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V4 (Ouvertures fermées).....	48
Tableau II - 27: tableau recapulatif pour les parois verticales	49
Tableau II - 28: tableau recapulatif pour les versants de toiture	49
Tableau II - 29: les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent V1.....	51
Tableau II - 30: les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent V2	52
Tableau III - 1: Caractéristiques géométriques de l'IPE 160	63
Tableau III - 2: Évaluation des efforts dans les liernes.	74
Tableau III - 3 : Caractéristiques géométriques de l'UPN 140.....	81
Tableau III - 4: Caractéristiques géométriques de l'IPE 400	101
Tableau III - 5: Caractéristiques géométriques de la cornière L50×50×4.....	115
Tableau III - 6: Caractéristiques géométriques de l'UPN 200.....	120
Tableau III - 7: Caractéristiques géométriques de l'IPE270	124
Tableau IV - 1: Dimension et caractéristique de l'IPE 180.....	130
Tableau IV – 2 : Dimension et caractéristique de l'IPE 270.....	143
Tableau V - 1: Dimension et caractéristique de HEA 180.....	154
Tableau V - 2: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V1 (Ouvertures fermées), cas de vent le plus défavorable	159
Tableau V - 3: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V1 (Ouvertures fermées), cas de vent le plus défavorable	159
Tableau V - 4: les charges à appliquer sur robot.....	162
Tableau V - 5: Les réactions d'appuis à l'ELU.....	164
Tableau V - 6: Les efforts agissants sur le portique à l'ELU.....	165
Tableau V - 7: Dimension et caractéristique de HEA 400.....	173
Tableau VI - 1: Valeurs des pénalités Pq du RPA 99 V2003.....	177
Tableau VI - 2: Valeur du coefficient de qualité	177
Tableau VI - 3: Le poids propre des éléments.....	179
Tableau VII- 1: Coefficients minorateurs β_2 et β_3	187
Tableau VIII - 1: Liste des profilés utilisé	201

Sommaire

Chapitre I : Généralité

I.1.	Introduction	1
I.2.	Présentation de l'ouvrage	2
I.2.1.	Données concernant le site	2
I.2.2.	Caractéristiques	2
I.2.2.1.	La géométrie de l'ouvrage	2
I.2.2.2.	Rapport de sol	3
I.2.2.3.	Matériaux utilisés	3
I.2.2.4.	Ossature et stabilité de la structure	7
I.2.2.5.	Les Assemblages	8
I.3.	Règlements utilisés	9
I.4.	Les états limitent.....	9
I.4.1.	Etat limite ultime (E.L.U)	9
I.4.2.	Etat limite de service (E.L.S)	9
I.5.	Les charges d'actions.....	9
I.6.	Présentation des systèmes du contreventement.....	10

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

II.1.	Introduction	11
II.2.	Charges permanentes	11
II.3.	Surcharges d'exploitations	11
II.4.	Surcharge climatiques.....	11
II.4.1.	Action de la neige.....	11
II.4.1.1.	Calcul de la charge de neige sur le sol SK.....	11
II.4.1.2.	Calcul des charges de la neige S sut la toiture	12
II.4.1.3.	Calcul du coefficient de forme μ	13

II.4.2.	Action du vent	15
II.4.2.1.	Données relative au site :	16
II.4.2.2.	Coefficient dynamique cd :	17
II.4.2.3.	La pression dynamique de pointe « qp. dyn ».....	17
II.4.2.4.	Détermination du coefficient d'exposition : «Ce (z)»	18
II.4.2.5.	Coefficient de rugosité (cr)	19
II.4.2.6.	Le coefficient de topographie	20
II.4.2.7.	L'intensité de turbulence.....	20
II.4.2.8.	Le coefficient de pression extérieur cpe	21
II.4.2.9.	Le coefficient de pression intérieur Cpi :	29
II.4.2.10.	Forces de frottements	50
II.4.3.	Action d'ensemble.....	51
II.4.4.	Calcul de la stabilité d'ensemble.....	53
II.4.4.1.	Vérification de la stabilité transversale.....	53
II.4.4.2.	Vérification de la stabilité longitudinale.....	55

Chapitre III : prés-dimensionnement des éléments secondaires

III.1.	Introduction	56
III.2.	Etude des pannes	56
III.2.1.	Définition	56
III.2.2.	Les données de calcul.....	56
III.2.3.	Evaluation des charges et surcharges	57
III.2.3.1.	Les charges permanentes	57
III.2.3.2.	Les charges variables	58
III.2.4.	Combinaison de charge les plus défavorables.....	60
III.2.5.	Principe de pré dimensionnement	61
III.2.6.	Condition de la flèche	62
III.2.7.	Vérification à l'État limite ultime (ELU) :	63
III.2.7.1.	Vérification de la section en flexion déviée :	63
III.2.7.2.	Vérification de la section au cisaillement	66
III.2.7.3.	Vérification de l'élément au déversement	67
III.2.8.	Vérification à l'État limite de service (ELS).....	69
III.2.8.1.	Conclusion	71

III.3.	Dimensionnement des liernes des pannes	71
III.3.1.	Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes	72
III.4.	Dimensionnement des échantignolles	75
III.4.1.	Calcul des charges revenant à l'échantignolle	76
III.4.2.	Calcul du moment de renversement	77
III.4.3.	dimensionnement de l'échantignolle.....	77
III.5.	Dimensionnement des lisses de bardage	78
III.5.1.	Vérification de la lisse de long-pan.....	79
III.5.1.1.	Evaluation des charges et surcharges.....	79
III.5.1.2.	Charge appliqué à l'ELU	80
III.5.1.3.	Charge appliqué à l'ELS	80
III.5.1.4.	Condition de la flèche	80
III.5.2.	Vérification à l'état limite ultime (ELU).....	81
III.5.2.1.	Vérification la section en flexion bi-axiale.....	82
III.5.2.2.	Vérification au cisaillement	83
III.5.2.3.	Vérification au déversement :	84
III.5.3.	Vérification à l'état limite de service (ELS)	86
III.5.4.	Calcul des liernes pour les lisses de bardage.....	87
III.5.5.	Vérification de la lisse de pignon	89
III.5.5.1.	Evaluation des charges et surcharges.....	89
III.5.5.2.	Charge appliqué à l'ELU	90
III.5.5.3.	Charge appliqué à l'ELS	90
III.5.5.4.	Condition de la flèche	90
III.5.5.5.	Vérification à l'état limite ultime (ELU)	91
III.5.5.6.	Vérification à l'état limite de service (ELS).....	96
III.5.5.7.	Conclusion	97
III.5.6.	Calcul des liernes pour les lisses de bardage du pignon.....	97
III.6.	Dimensionnement des potelets	99
III.6.1.	Définition	99
III.6.2.	Détermination des sollicitations	99
III.6.3.	Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (Potelet du milieu) :.....	100
III.6.4.	Dimensionnement du potelet :.....	100
III.6.4.1.	Sous la condition de la flèche :	100
III.6.4.2.	Vérification de la section à la résistance :.....	101

III-6-4-3.....	104
III.6.4.3. Conclusion	110
III.7. Conclusion.....	110
III.8. Etude des escaliers.....	110
III.8.1. Introduction	110
III.8.1.1. Terminologies	110
III.8.2. Prés-dimensionnement des marches.....	111
III.8.3. Dimensionnement de la cornière (support de marche).....	113
III.8.3.1. Evaluation des charges et surcharge	114
III.8.3.2. Vérification à l'état limite ultime (ELU)	115
III.8.3.3. Vérification à l'état limite de service (ELS).....	116
III.8.3.4. Conclusion	116
III.8.4. Prés-dimensionnement des limons	117
III.8.4.1. Evaluation des charges et surcharge	117
III.8.4.2. Calcul de la charge équivalente	118
III.8.4.3. Condition de flèche	119
III.8.4.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU)	121
III.8.4.5. Conclusion	121
III.9. Etude de la poutre palière des limons.....	122
III.9.1. Evaluation des charges :.....	122
III.9.2. Condition de la flèche	123
III.9.3. Vérification à L'ELU	124
III.9.4. Vérification à L'ELS.....	125
III.9.5. Conclusion.....	125

Chapitre IV : Etude de plancher collaborant

IV.1. Introduction	126
IV.2. Description d'un plancher collaborant	126
IV.2.1. Avantages des dalles mixtes.....	126
IV.3. Pré dimensionnement des solives.....	127
IV.3.1. Vérification a la Phase de construction	128
IV.3.1.1. Evaluation des charges et surcharges.....	128
IV.3.1.2. Combinaison de charge.....	129

IV.3.1.3.	Condition de flèche	129
IV.3.1.4.	Vérification à l'état limite ultime (ELU)	130
IV.3.1.5.	Vérification à l'état limite de service (ELS)	131
IV.3.1.6.	Conclusion	132
IV.3.2.	Vérification au stade finale	132
IV.3.2.1.	Evaluation des charges et surcharges.....	132
IV.3.2.2.	Combinaison de charge.....	132
IV.3.2.3.	Caractéristique de la dalle mixte.....	133
IV.3.2.4.	Vérification à l'état limite ultime (ELU)	134
IV.3.2.5.	Vérification à l'état limite de service (ELS)	135
IV.3.2.6.	Conclusion	137
IV.3.3.	Calcul des connecteurs acier-béton	137
IV.3.3.1.	Choix des dimensions des connecteurs suivant l'Eurocode 4	138
IV.3.3.2.	Conclusion	141
IV.4.	Pré dimensionnement des poutres principales.....	141
IV.4.1.	Stade de montage	141
IV.4.1.1.	Evaluation des charges et surcharges.....	142
IV.4.1.2.	Combinaison de charge.....	142
IV.4.1.3.	Condition de flèche	142
IV.4.1.4.	Vérification à l'état limite ultime (ELU)	143
IV.4.1.5.	Vérification à l'état limite de service (ELS)	144
IV.4.1.6.	Conclusion	145
IV.4.2.	Vérification au stade finale	145
IV.4.2.1.	Evaluation des charges et surcharges.....	145
IV.4.2.2.	Combinaison de charge.....	146
IV.4.2.3.	Caractéristique de la dalle mixte.....	146
IV.4.2.4.	Vérification à l'état limite ultime (ELU)	146
IV.4.2.5.	Vérification à l'état limite de service (ELS)	147
IV.4.2.6.	Conclusion	149
IV.4.3.	Calcul des connecteurs acier-béton	149

Chapitre V : prés-dimensionnement des éléments structuraux

V.1.	Introduction :	152
------	----------------------	-----

V.2.	Pré dimensionnement des poutres secondaire :	152
V.3.	Pré dimensionnement des poteaux	152
V.3.1.	Les charges revenant au poteau :	152
V.3.2.	Vérification à la résistance en section transversale :	153
V.3.3.	Vérification de l'élément au flambement :	155
V.3.4.	Conclusion :	156
V.4.	Pré dimensionnement du portique	157
V.4.1.	Introduction	157
V.4.2.	Les efforts sollicitant le portique	157
V.4.2.1.	Évaluation des charges et surcharge	157
V.4.3.	Combinaison des charges à l'ELU	160
V.4.4.	Combinaison des charges à l'ELS	161
V.4.5.	Pré-dimensionnement de la traverse	161
V.4.5.1.	Calcul des sollicitations à l'aide de logiciel ROBOT	163
V.4.5.2.	Vérification du portique a l'ELU à l'aide de logiciel ROBOT	165
V.4.5.3.	Conclusion	168
V.4.6.	Vérification de la traverse manuel	168
V.4.6.1.	Les moments maximaux sollicitant à la traverse	168
V.4.6.2.	Vérification de la section en flexion	169
V.4.6.3.	Vérification de la traverse a ELS	169
V.4.6.4.	Vérification au déversement	170
V.4.7.	Dimensionnement des poteaux	172
V.4.7.1.	Evaluation des charges et surcharge	172
V.4.7.2.	Combinaisons de charge	172
V.4.7.3.	Choix de type de profilé	173
V.4.7.4.	Vérification de la section a la résistance	173

Chapitre VI : Etude sismique

VI.1.	Introduction	175
VI.2.	Méthode statique équivalente	175
VI.2.1.	Principe de calcul	175
VI.2.2.	Conditions d'application de la méthode statique équivalente	176
VI.2.3.	Calcul de la force sismique totale	176

VI.2.4.Comparaison entre l'effort sismique et la force due au vent.....	180
VI.3. CONCLUSION	181

Chapitre VII : prés-dimensionnement des contreventements

VII.1. Introduction	182
VII.1.1.Rôle des systèmes de contreventement.....	182
VII.1. Les différents types de contreventement	183
VII.2. Pré dimensionnement de la poutre au vent l'EC3	184
VII.2.1.Évaluation des efforts horizontaux en tête des poteaux.....	184
VII.2.2Vérification à la résistance ultime de la section.....	187
VII.2.3Conclusion	188
VII.3. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance	188
VII.3.1Vérification de la résistance en section.....	189
VII.3.2.Vérification de l'élément aux instabilités	191
VII.3.3.Conclusion	197
VII.4. Pré dimensionnement de la palée de stabilité en long pan	197
VII.4.1.Vérification à la résistance ultime de la section nette.....	199
VII.4.2.Conclusion :	199

Chapitre VIII : Vérification des éléments

VIII.1. Introduction	200
VIII.2. Méthode de travail	200
VIII.3. Les étapes de modélisation	201
VIII.3.1. Matériaux utilisé.....	201
VIII.3.2. Profilé utilisé	201
VIII.3.3. Modélisation géométrique.....	202
VIII.3.4. Les combinaisons de charge.....	203
VIII.4. Les résultats de vérifications de l'ossature à l'aide du logiciel ROBOT.....	204
VIII.4.1. Vérification des pannes	204
VIII.4.2. Vérification des lisses de bardages.....	206
VIII.4.3. Vérification des potelets.....	207

VIII.4.4.	Vérification des solives	208
VIII.4.5.	Vérification des poutres maitresse	209
VIII.4.6.	Vérification des traverses	210
VIII.4.7.	Vérification des poteaux de l'étage	211
VIII.4.8.	Vérification des poteaux du RDC de hauteur (h = 3,06 m).....	213
VIII.4.9.	Vérification des poteaux du RDC de hauteur h = 6,12 m	214
VIII.4.10.	Vérification des poteaux de portique	215
VIII.4.11.	Vérification des poutres au vent.....	217
VIII.4.12.	Vérification des palées de stabilité.....	220
VIII.4.13.	Conclusion.....	223

Chapitre IX : Calcul des assemblages

IX.1.	Introduction	224
IX.2.	Assemblage des poutres maitresse –poteau	224
IX.3.	Assemblage poteau traverse	235
IX.4.	Assemblage des deux traverses au niveau de faitage	246
IX.5.	Assemblage poutre secondaire –poteau	256
IX.6.	Assemblage solive-poutre maitresse.	266
IX.7.	Assemblage gousset	272
IX.8.	Encastrement en pieds de poteau	280

Chapitre X : Etudes des fondations

X.1.	Introduction	291
X.2.	Choix du type de fondation	291
X.3.	Etude de fondation	291
X.4.	Etude d'ancrage.....	292
X.5.	Dimensionnement des fondations	292
X.5.1.	Sollicitations maximales (selon logiciel Robot 2018)	292
X.5.2.	Calcul de la hauteur de la semelle.....	293
X.6.	Ferraillage de la semelle isolée	293
X.7.	Calcul des longrines	293

X.7.1.	Dimensionnement des longrines	294
X.7.2.	Calcul du ferrailage.....	294
X.7.3.	Vérification de condition de non-fragilité.....	295
X.7.4.	Calcul d'armatures transversales	295
X.7.5.	Calcul d'espacement des cadres.....	295

Introduction générale

La moitié de 19^{ème} siècle est caractérisée par la révolution industrielle, qui pour beaucoup doit à l'essor de la métallurgie.

La révolution industrielle engendre un bouleversement économique, certes, mais sans doute une révolution des matériaux.

Dans un premier temps, les ouvrages réalisés en métal le seront avec un ordre pratique (des ponts notamment), mais dès que les techniques seront maîtrisées les ingénieurs se transforment en architectes voire en artistes. C'est cela pour ses principaux avantages qui sont

(La fiabilité, ductilité, légèreté, le montage rapide, les transformations plus faciles dans la conception).

L'ensemble de la construction doit être conçu de telle sorte que les efforts extérieurs appliqués à la construction s'acheminent dans ces différents éléments et les attaches assurant la liaison entre ces éléments, jusqu'aux fondations sans la moindre ruine dans la construction.

L'ouvrage à étudier est un hangar en ossature métallique. Pour cela, nous avons suivi le plan de travail suivant :

- Chapitre I : Généralités
- Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges
- Chapitre III : Pré-Dimensionnement des éléments secondaires
- Chapitre IV : Étude de plancher collaborant
- Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux
- Chapitre VI : Etudes sismique
- Chapitre VII : pré dimensionnement des contreventements
- Chapitre VIII : Vérification des éléments
- Chapitre IX : Calcul des assemblages
- Chapitre X : Etudes des fondations
- Enfin, nous terminerons par une conclusion générale.



2019/2020



Chapitre I Généralités



Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou



I.1. Introduction

Les structures en charpentes métallique sont définies et calculées pour rester en cohérence avec le projet architectural. Tous les calculs et justifications seront faits en respectant les réglementations en vigueur.

Les plans d'exécution des ouvrages indiqueront les hypothèses des notes de calcul, les sections et dimensions des éléments, l'implantation de chaque élément, les assemblages et organes d'assemblages, les appuis d'ancrages ainsi que tous les dispositifs de stabilité d'ensemble des structures.

L'étude d'un projet architectural s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur en génie civil à tenir compte des paramètres suivants :

L'usage, la résistance, les exigences esthétiques, les conditions économique.

Les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessus.

➤ **Avantage:**

- Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.
- En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément voir même exportés.
- La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.
- Grace à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques. - Transformations, adaptations, surélévations ultérieurs d'un ouvrage sont facilement réalisables.
- Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

➤ **Inconvénients:**

L'acier présent deux inconvénients majeurs :

- sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste en l'étude d'un hangar en ossature métallique destinée à usage industriel

Doté d'un plancher mixte (MEZZANINE) à usage bureautique, situé à TADMAIT, DRAA BEN KHEDA (**D.B.K**) wilaya de Tizi-Ouzou, sur un site plat d'une altitude de **70 m**.

I.2.1. Données concernant le site

- Altitude = 70 m
- Zone de neige : zone A
- Zone du vent : zone 1
- Zone sismique : II a (sismicité moyenne).
- Catégorie de terrain : III

I.2.2. Caractéristiques

I.2.2.1. La géométrie de l'ouvrage

- Longueur total long pan (gauche).....48, 27 m
- Longueur total long pan (droite).....48,27 m
- Longueur total pignon.....36,80 m
- La hauteur de plancher 1..... 6,12 m
- La hauteur de plancher 2.....9, 18 m
- Hauteur total.....14,28 m

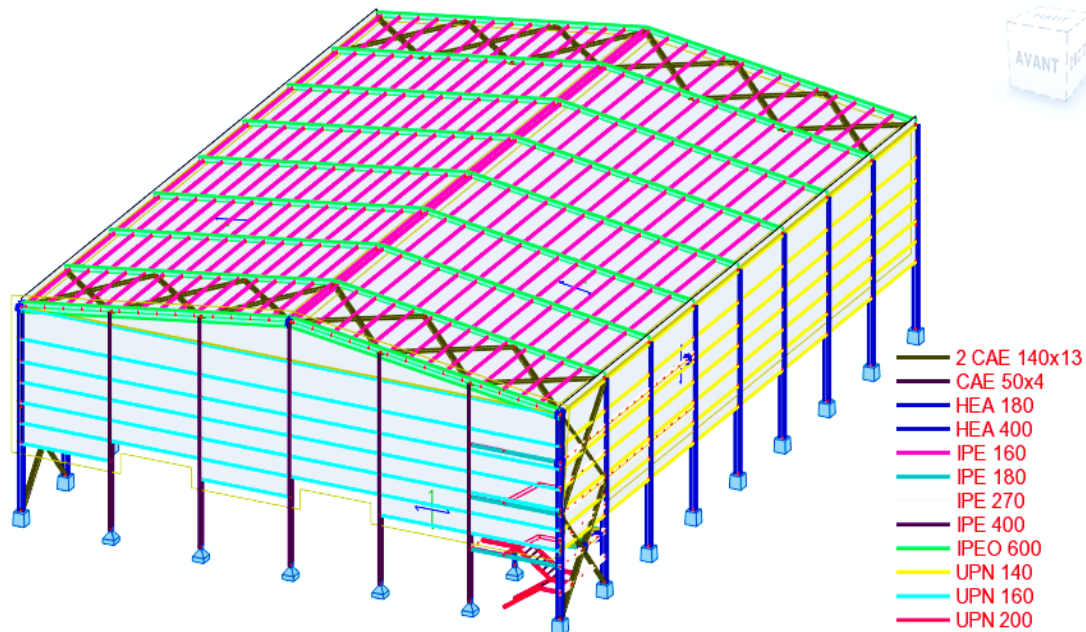


Figure I - 1 : présentation de l'ouvrage (vue 3D, logiciel Robot)

I.2.2.2. Rapport de sol

Les études faites sur le sol (rapport préliminaire de sol) ou le projet sera implanté nous renseigne sur :

La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$

I.2.2.3. Matériaux utilisés

A. Acier de construction

- **Définition :**

L'acier est un mélange constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extrait de matière première naturelle tirée du sous-sol (mine de fer et de charbon). Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers, ou volontairement comme le silicium, le cuivre, le manganèse, le nickel, le chrome le tungstène, le vanadium,....etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristique mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, soudabilité et corrosion.....)

• **Essais de contrôle des aciers :**

Les essais normalisés de contrôle des aciers sont de deux types :

- **les essais destructifs:** qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers :
 - ✓ Essai de dureté.
 - ✓ Essai de résilience.
 - ✓ Essai de pliage.
 - ✓ Essai de fatigue.
 - ✓ Essai de traction.
- **Les essais non destructifs (essais métallographiques) :**

Qui renseigne sur la composition et la structures des aciers. Ce sont :

- ✓ La macrographie.
- ✓ La micrographie.
- ✓ La radiographie.
- ✓ Utilisation des ultrasons

• **Les propriétés de l'acier doux :**

a. La résistance :

Les nuances d'acier courant et leurs résistances limites sont données par le règlement Euro code 3 et CCM97.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier s235

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

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

Tableau I - 1: valeurs nominales de la limite d'élasticité fy et de la résistance à la traction fu des aciers (tableau 3.1 Eurocode3)

b. Ductilité : CCM97 (chapitre 3.2.2.3)

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieure à 20% au moins à la limite d'élasticité f_y .
- ✓ L'Allongement à la rupture ϵ_u sur une longueur de $5.65\sqrt{A}$ doit être supérieur à 15 %.

Avec : A est la section transversale initiale.

- ✓ L'allongement à rupture ϵ_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois l'allongement ϵ_u (correspondant à f_y)

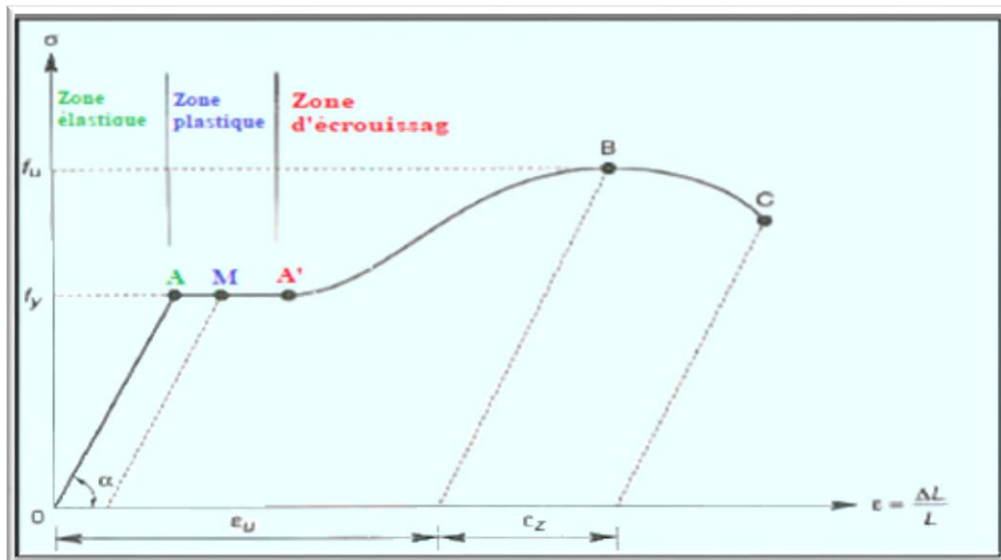


Figure I - 2 : Diagramme effort-déformation de l'acier.

c. Propriétés mécanique :

- ✓ la résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ Mpa}$
- ✓ la limite élastique : $f_y = 235 \text{ Mpa}$
- ✓ Masse volumique : 7850 dan/m^3
- ✓ Module de Young : $E = 210000 \text{ Mpa}$
- ✓ Module d'élasticité transversal : $G = E/2(1 + \nu) = 81000 \text{ Mpa}$
- ✓ Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- ✓ Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6}/^\circ\text{C}$

B. Béton :

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats et d'eau. Tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange « béton ». On utilise ce matériau pour sa bonne tenue en compression. Ces caractéristiques sont : Le béton utilisé est de classe C25 :

- ✓ La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$
- ✓ Poids volumique : $\rho = 2400 \text{ daN/m}^3$
- ✓ Module d'élasticité : $E = 14000 \text{ MPa}$.
- ✓ Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$

• Contraintes limites ultime :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$F_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{(BAEL: Art A.4.3, 41)}$$

• Contraintes de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement selon le (BAEL 91 : Art A.5.1, 211) prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible : $\tau = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPA}) = 3.25 \text{ MPA}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$

• Coefficient de poisson :

Selon le (BAEL 91, Art .2.1, 3) les valeurs sont les suivantes :

$\nu = 0$ à l'ELU.

$\nu = 0.2$ à l'ELS

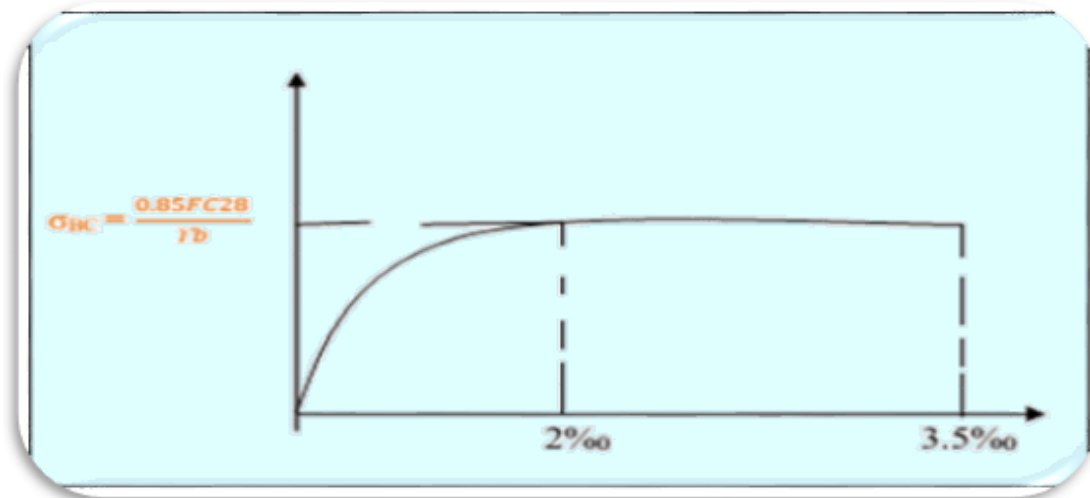


Figure I - 3: diagramme contrainte –déformation du béton à L'ELU

I.2.2.4. Ossature et stabilité de la structure

La structure est constituée de 9 portiques a deux versants, Ces portiques assure la stabilité transversale de l'ossature et la stabilisé longitudinale est assurée par des palée de stabilité.

- **les planchers:**

La structure comporte deux dalles en planchers collaborant constitués de :

- ✓ Une dalle en béton armé.
- ✓ Armatures.
- ✓ une tôle nervurée
- ✓ Des solives
- ✓ Des goujons connecteurs

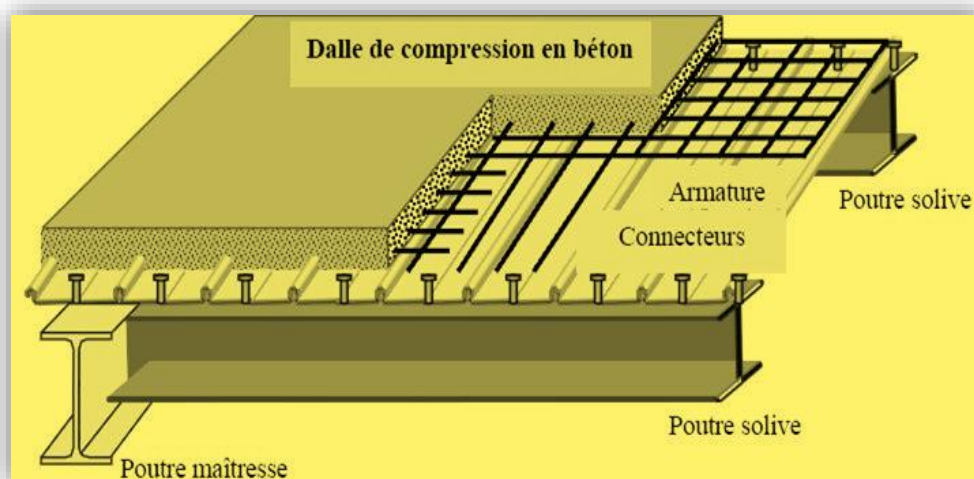


Figure I - 4: plancher mixte à dalle collaborant

- **La toiture :**

La toiture est réalisée en panneaux sandwich. Ces derniers offrent l'avantage de rassembler à un seul élément les trois rôles principaux d'une toiture : le pare-vapeur, l'isolation et l'étanchéité. Ces panneaux permettent un écartement des pannes relativement grand et représente surtout un gain de temps appréciable au montage. Ils se composent de deux lobes en acier plats ou nervurés et d'une âme rigide isolante. Pour cet ouvrage, nous avons utilisé des panneaux sandwichs du type « TL 75 » constitués d'une peau externe trapézoïdale et d'une peau interne linéaire intercalées par une mousse dure conçue pour l'isolation thermique.

- **Les façades et cloisons :**

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwich fixés aux lisses de bardages, Et des murs en maçonnerie au niveau de RDC.

Des cloisons en maçonnerie au niveau des planchers réservé aux bureaux.

I.2.2.5. Les Assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

- **Le boulonnage :**

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

Pour notre cas on a utilisé des boulons de haute résistance (HR) de classe 10.9 et 8.8 pour les assemblages rigides des portiques auto stable. Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

I.3. Règlements utilisés

- **CCM97** : Règles de calcul des constructions en acier.
- **RPA 99** : Calcul des structures en Béton Armé
- **DTR C2.2** : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- **RPA99** : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- **RNV 2013**: Règles définissant les effets de la neige et du vent
- **Eurocode 3** : (calcul des structures métalliques).
- **Eurocode 4** :(calcul des structures mixtes).

I.4. Les états limitent

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

I.4.1. Etat limite ultime (E.L.U)

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

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

I.4.2. Etat limite de service (E.L.S)

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

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

I.5. Les charges d'actions

❖ Actions permanent G_i :

Poids propre des éléments de la construction.

Poids propre des équipements fixes

❖ Actions variables Q_i :

Charges d'exploitation

Charges appliquées en cours d'exécutions.

❖ Actions climatiques :

Vent (W)

Neige (S)

❖ Actions accidentelles E_i :

Le Séisme.

I.6. Présentation des systèmes du contreventement

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et du Séisme dans la structure et les transmettre aux fondations.

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

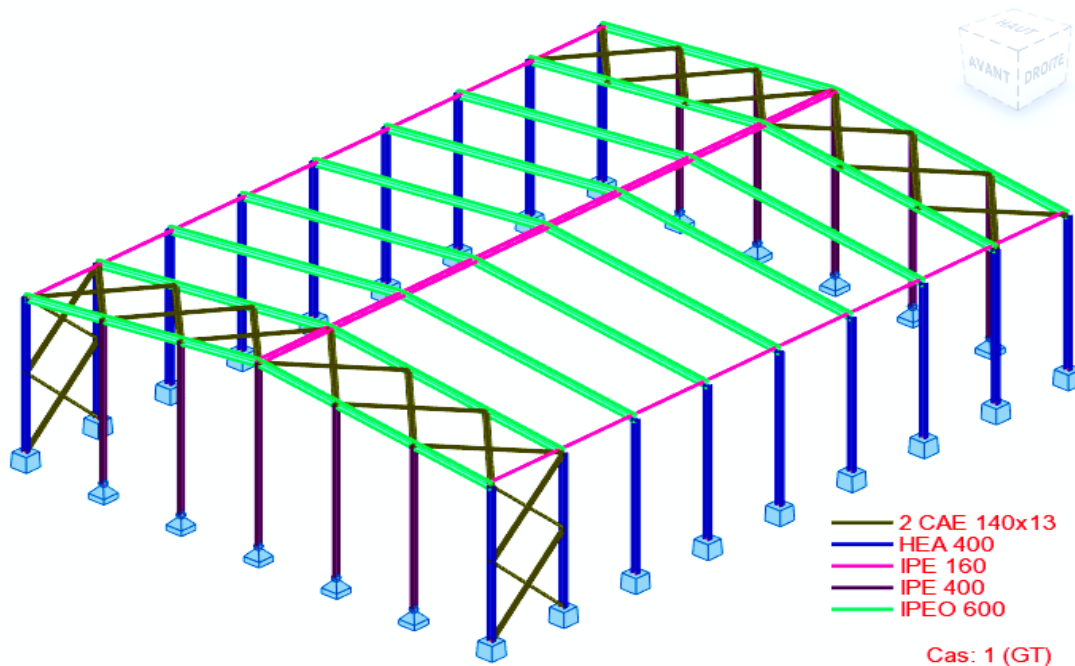


Figure I - 5 le système de contreventement



2019/2020



Chapitre II

Evaluation des charges et surcharges

II.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitations et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.2. Charges permanentes

Elle comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que la couverture de bardage.

- Bardage en tôle nervurée TL3510.544dan/m²
- Couverture en tôle nervurée TL 75.....13.834dan/m².

II.3. Surcharges d'exploitations

Les charges d'exploitations sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C 2 .2.

II.4. Surcharge climatiques

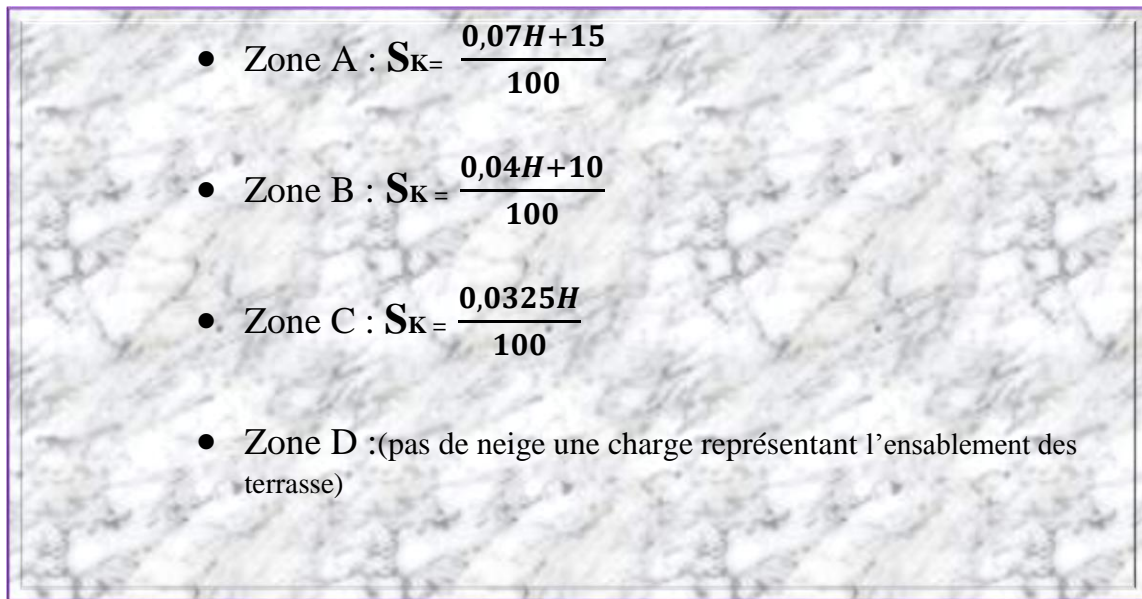
II.4.1. Action de la neige

Le règlement **RNV 2013** définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessous du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment Sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **2000** mètres.

II.4.1.1. Calcul de la charge de neige sur le sol S_k

La charge caractéristique de neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et l'altitude du lieu considère. La valeur de S_k est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude H du point considéré (par rapport au niveau de la mer) et représentées graphiquement sur la figure 1. (**RNV 2013 Art 4**).

- ✚ Notre structure implantée dans la wilaya de Tizi Ouzou (TADMAIT).
- ✚ Terrain de catégorie III zone suburbaine (zone industrielle). (RNV 2013)
- ✚ Le projet est implanté à TADMAIT qui classe en zone A (zone de neige), l'altitude Par rapport au niveau de la mer est $H = 70 \text{ m}$ donc :



$$S_K = \frac{0,07H+15}{100} = \frac{0,07 \times 70 + 15}{100} = 0,199 \quad \longrightarrow \quad S_K = 0,199 \text{ KN / m}^2$$

II.4.1.2. Calcul des charges de la neige S sur la toiture

La charge caractéristique de 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 (**RNV 2013. Art.3.1.1**) :

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

Avec :

- **S_K** (en KN /m²) : est la charge de neige sur le sol en fonction de l'altitude e la zone de neige.
- **μ**: est un coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de la Toiture (coefficient de forme).

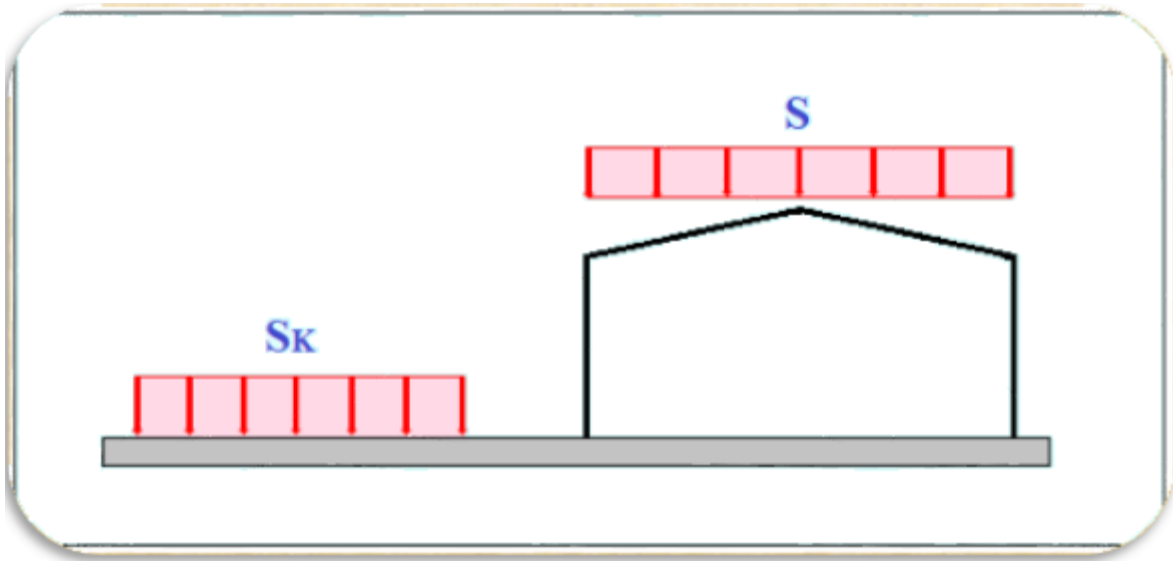


Figure II - 1: disposition de charge de neige sur les toitures

II.4.1.3. Calcul du coefficient de forme μ

Les valeurs de coefficients de forme μ sont donne en fonction de pente de versant (angle α du toit avec l'horizontale), dans le tableau 1

Pour notre construction on a une toiture à deux versants symétrique avec l'inclinaison de la toiture $\alpha=7,06$

(α) pente du versant (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient μ_1	0,8	$0,8\left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0
Coefficient μ_2	$0,8+08\left(\frac{\alpha}{30}\right)$	1,6	–

Tableau II - 1: Valeurs des coefficients de formes μ_i

Notre toiture se termine par un obstacle ainsi le coefficient de forme ne sera pas inférieur

À 0,8 ($\mu \leq 0,8$).

- **Sans accumulation :**

$$\alpha = 7,06 \longrightarrow 0 \leq \alpha \leq 30 \longrightarrow \mu = 0,8$$

$$S = \mu \cdot S_K$$

$$S = 0,8 \times 0,199 = 0,1592 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 15,92 \text{ daN /m}^2 \longrightarrow \text{par projection horizontal}$$

$$S = 0,1592 \cos 7,06 = 0,158 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 15,80 \text{ daN /m}^2 \longrightarrow \text{suivant rampant}$$

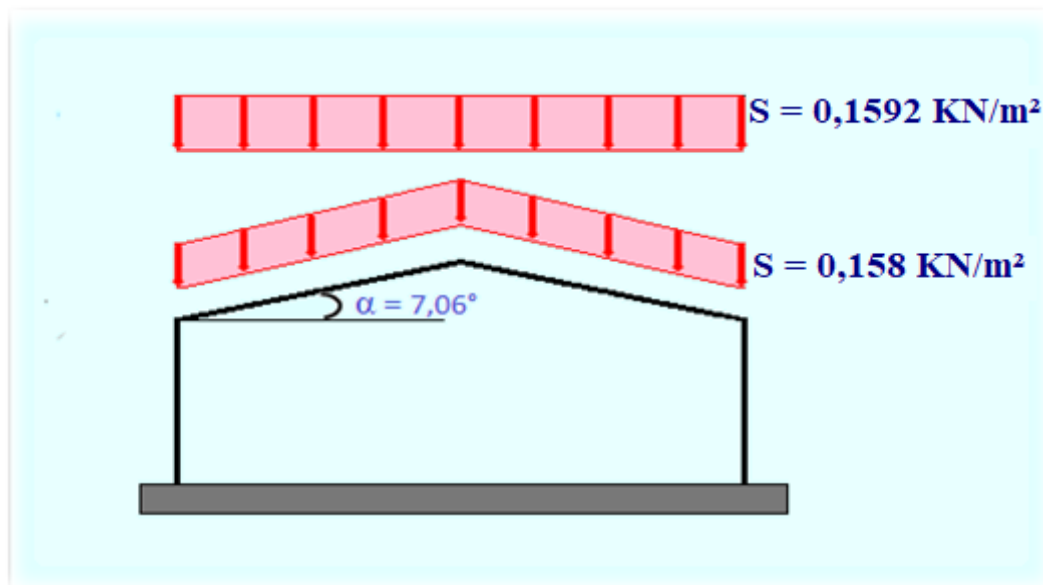


Figure II - 2: Charges de neige sans redistribution par le vent

- **Avec accumulation :**

L'un des versants aura la moitié de sa charge de neige calculée sans redistribution :

$$0,5 S = 0,5 \times 0,159 = 0,0796 \text{ KN /m}^2 \longrightarrow \text{par projection horizontal}$$

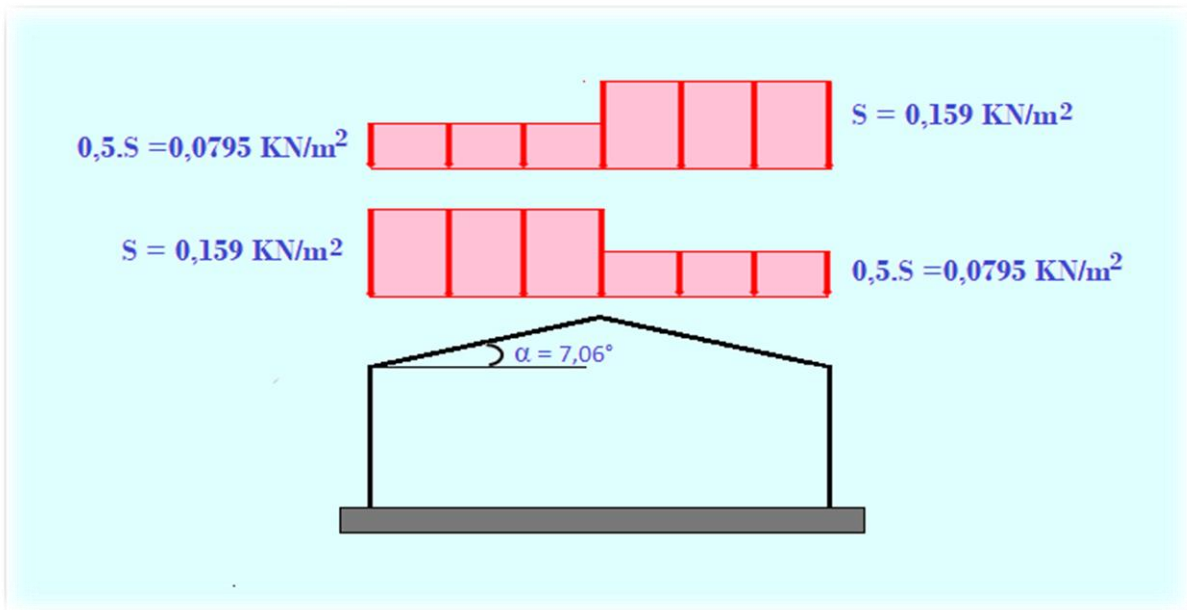


Figure II - 3: Dispositions des charges de neige à considérée pour toiture à deux versants

II.4.2. Action du vent

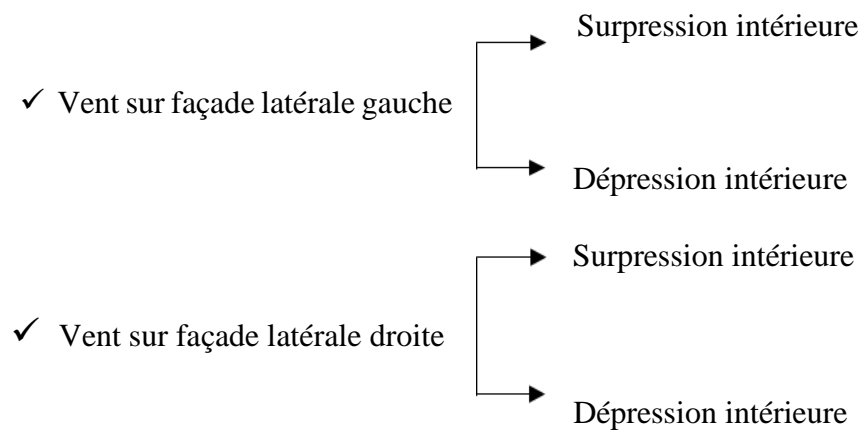
L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude doit être effectuée pour la détermination des différentes actions dues au vent ceci dans toute la direction possible.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- ✓ La direction
- ✓ L'intensité.
- ✓ La région.
- ✓ le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- ✓ La forme géométrique et les ouvertures de la structure

Selon les sens possible du vent et la géométrie de notre ouvrage, huit cas sont envisager et a considérer dans les calculs :

- ✓ Vent sur la façade principale
 - Surpression intérieure.
 - Surpression intérieure.



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

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$Ph = cd \cdot q_{dyn} (cpe - cpi)$$

Avec :

q_{dyn} : Pression dynamique du vent

cd : Coefficient dynamique

cpe : Coefficient de pression extérieur.

cpi : Coefficient de pression intérieur.

II.4.2.1. Données relative au site :

Le site du projet se trouve à TADMAIT wilaya de Tizi Ouzou.

- ✓ Zone du vent I..... $q_{ref} = 37.5 \text{ dan/m}^2$.
- ✓ Terrain de catégorie III..... $Kt = 0.215$; $h_0 = 0.3\text{m}$; $h_{min} = 5\text{m}$
- ✓ Nature du site : plat..... $Ct = 1$

II.4.2.2. Coefficient dynamique C_d :

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

Il dépend des dimensions de la structure, ainsi que des matériaux de la structure.

Notre structure est un hangar de hauteur $H=14,28$ m est inférieur à **15 m**.

Donc $C_d = 1$ (RNV -VERSION 2013)

II.4.2.3. La pression dynamique de pointe « $q_{p,dyn}$ »

La pression dynamique de pointe $q_p(z)$ qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur z est donnée par la relation suivante :

$$q_p(z) = q_{ref} \times C_e(z) \quad (\text{dan/m}^2) \dots \dots \dots \text{RNV 2013(P50)}.$$

Avec :

q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes en fonction de la zone du vent.

$$q_{ref} = 37,5 \text{ dan/m}^2$$

Il est donné par le tableau suivant..... RNV 2013(P50)

Zone	$q_{ref} (\text{dan/m}^2)$
I	37,5
II	43,5
III	50,0
IV	57,5

Tableau II - 2: Valeur de la pression dynamique de référence

$C_e(z)$: Coefficient d'exposition au vent

II.4.2.4. Détermination du coefficient d'exposition : «Ce (z)»

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 Z au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$$C_e(z) = c_t^2(z) \times c_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

Avec :

C_r : coefficient de rugosité

C_t : coefficient de topographie

I_v : l'intensité de la turbulence

Z : (en m), est la hauteur considérée

- La hauteur de référence pour l'action extérieure du vent Z_e

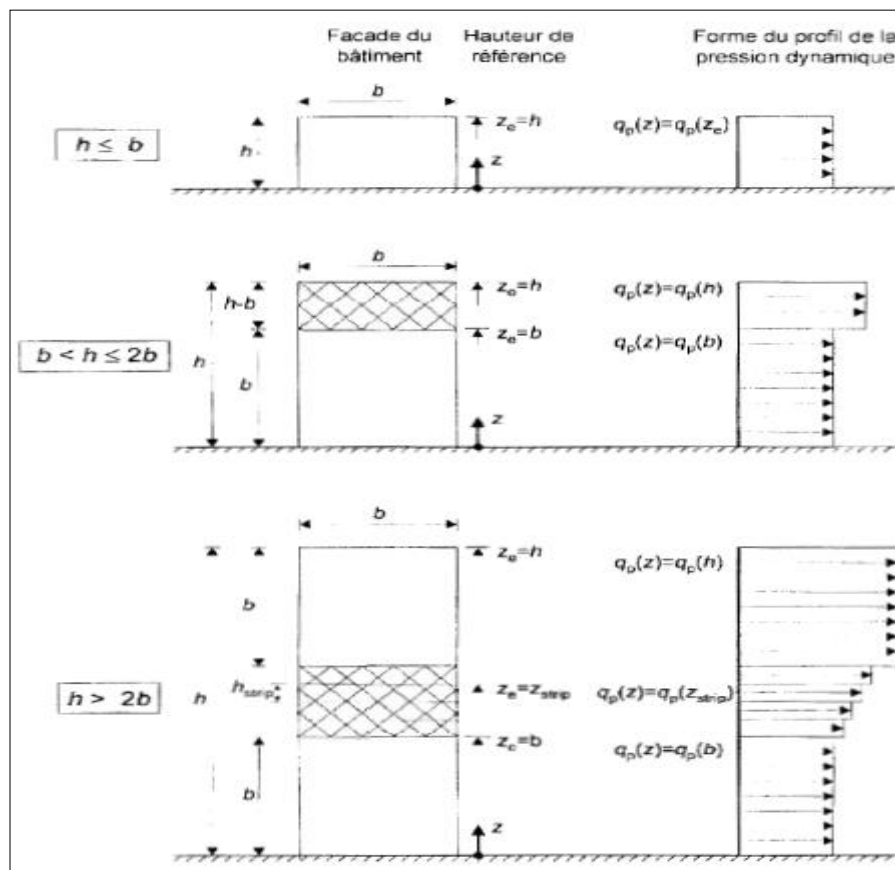


Figure II - 4: Hauteur de référence Z_e , dépendant de h et b et profil correspondant de pression dynamique de pointe $q_p(z)$.

Dans notre cas :

$$14,28 < 36,80 \quad h \leq b \dots\dots\dots \text{RNV 2013 (P51)}$$

Donc

Z = 14,28 m dans la toiture.

Z = 12 m dans les parois verticales.

II.4.2.5. 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. la rugosité du sol engendre des frottements qui ralentissent le vent a basse altitude. il est défini par la loi (RNV 2013 P53)

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

$$Cr(z) = Cr(Z_{min}) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \dots\dots\dots \text{Si } Z < Z_{min}$$

Avec :

K_t : facteur de terrain.

Z₀ : longueur de rugosité (en m)

Z_{min} : hauteur minimale(en m)

Z : hauteur considérée (en m)

Catégorie de terrain	<i>K_t</i>	<i>Z₀</i> (m)	<i>z_{min}</i> (m)
III	0,215	0,3	5

Tableau II - 3: caractéristiques de notre terrain (RNV 2013, tableau 2.5 P53)

On a $Z_{min} = 5m < h = 14,28 < 200m$

Donc :

$$Cr(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

$$Cr(z=14,28) = 0,215 \times \ln\left(\frac{14,28}{0,3}\right) = 0,831$$

$$Cr(z=14,28) = 0,831$$

II.4.2.6. Le coefficient de topographie

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

Pour plus de précision voir le règlement (RNV 2013)

Pour des raisons pratiques et de simplicité on peut utiliser les valeurs données dans le tableau ci-dessous en fonctions de la nature du site.

Site	Ct
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1,3
Site aux alentours des plateaux	1,15
Site aux alentours des collines	1,15
Site montagneux	1,5

Tableau II - 4: Coefficients de topographie

Dans notre cas Le site est plat, donc $Ct(z) = 1$

II.4.2.7. L'intensité de turbulence

L'intensité de turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par la relation suivante :

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

$$I_V(z) = \frac{1}{Ct(z) \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z \leq Z_{min}$$

On a : $Z_{min} = 5\text{m} < Z = 14,28\text{ m}$

$$\text{Donc : } I_V(z) = \frac{1}{Ct(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$$I_V(z) = \frac{1}{1 \ln\left(\frac{14,28}{0,3}\right)} = 0,259 \quad I_V(z) = 0,259$$

Donc le coefficient d'exposition est :

$$C_e(z) = c_t^2(z) \times c_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

$$C_e(14, 28) = 1^2 \times 0,831^2 \times [1 + 7 \times 0,259] = 1,95$$

$$C_e(14, 28) = 1,95$$

La pression dynamique de pointe est:

$$q_p(z) = q_{ref} \times C_e(z) = 37,5 \times 1,95 = 73,13 \text{ dan/m}^2$$

$$q_p(z) = 73,13 \text{ dan/m}^2$$

II.4.2.8. Le coefficient de pression extérieur c_{pe}

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leur élément constitutifs individuels dépendent des dimensions de la surface chargée. Ils sont définis pour les surfaces chargées de 1 m^2 et de 10 m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C_{pe1} et C_{pe10}

C_{pe} s'obtient à partir de formules suivantes :

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

Où S (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée

A). Direction du vent perpendiculaire au pignon V1

- pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent (V1) :

$$b = 36,80 \text{ m} ; d = 48,27 \text{ m} ; h = 14,28 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(36,80 \text{ m} ; 28,56 \text{ m}) = 28,56 \text{ m}$$

$$e = 28,56 \text{ m}$$

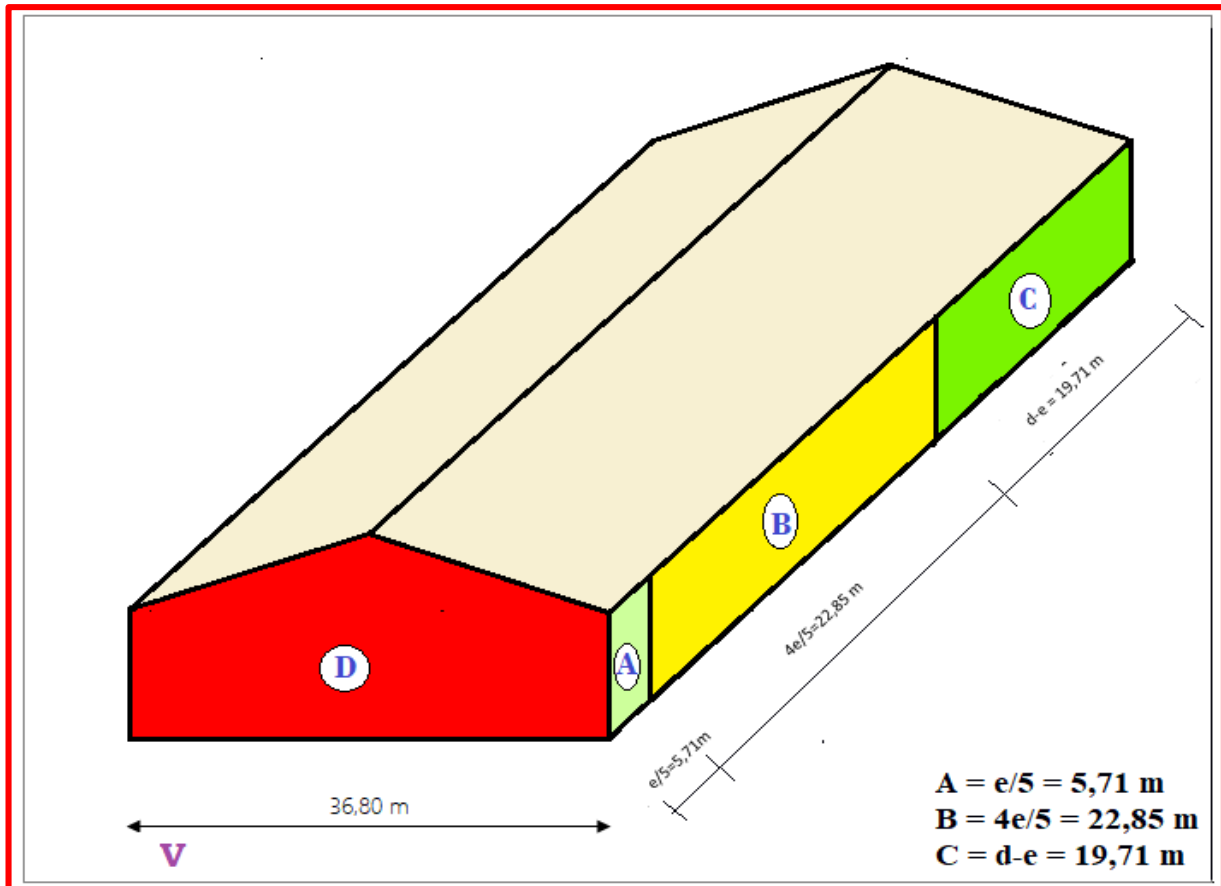


Figure II - 5: La direction du vent V1

Donc $e < d$

Alors on a trois zones A et B et C

ZONE	SURFACE (m ²)	LE COEFFICIENT DE PRESSION (C_{pe})
D	483,55	+0.8
E	483,55	-0.3
A	74,23	-1.0
B	297,05	-0.8
C	256,23	-0.5

Tableau II - 5: valeurs de surfaces et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois verticales

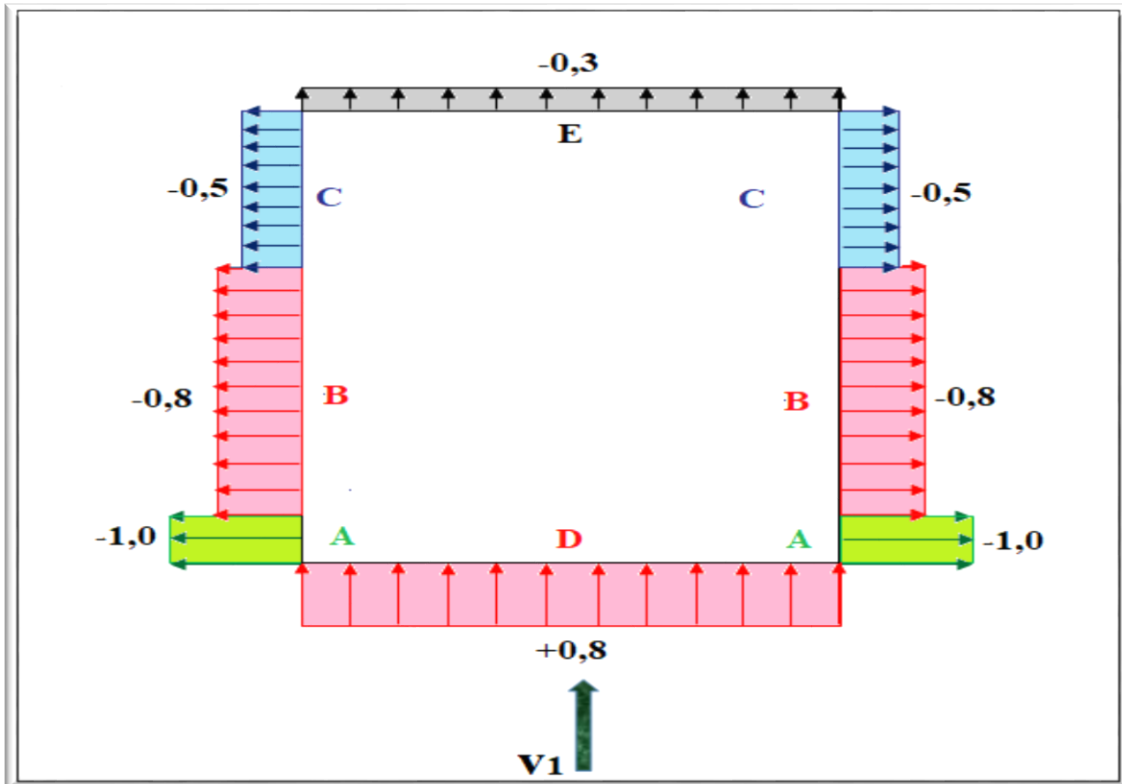


Figure II - 6: légende pour les parois verticale

- POUR LES VERSANTS DE TOITURE

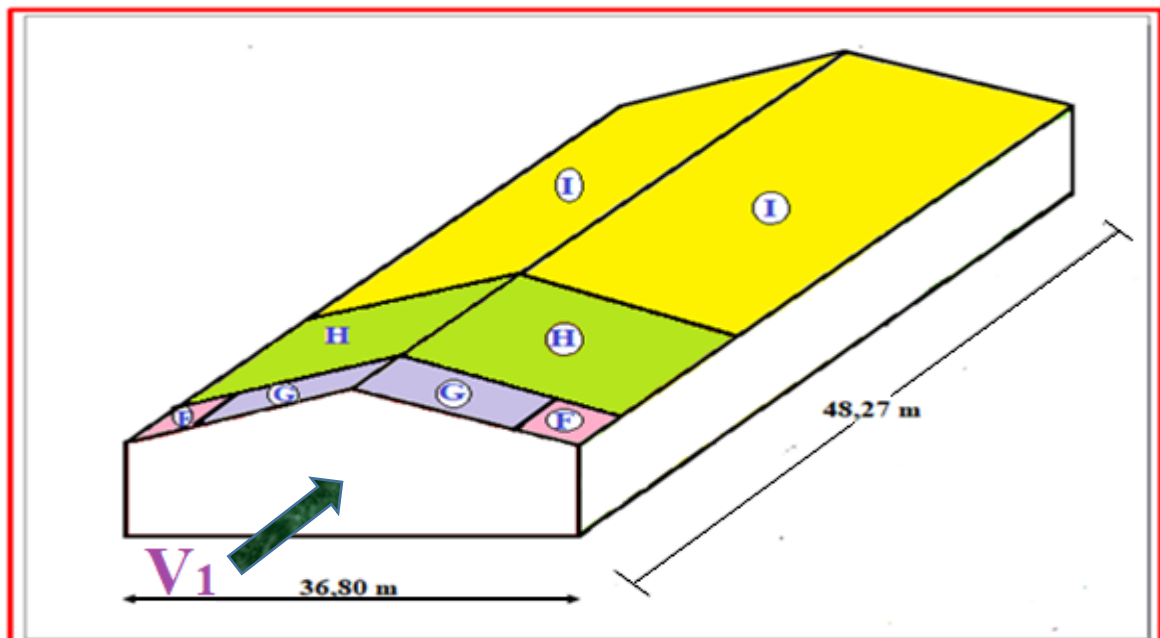


Figure II - 7: Direction de vent V1 (versant de toiture)

On a une toiture a deux versants $\alpha = 7,06^\circ$

Donc on trouve le coefficient de pression extérieur par l'interpolation linéaire entre les valeurs de coefficient extérieur de $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$

Zones	Coefficient extérieur (Cpe)
F	-1,5
G	-1,3
H	-0,68
I	-0,58

Tableau II - 6: valeurs des coefficients cpe pour les versants de toiture

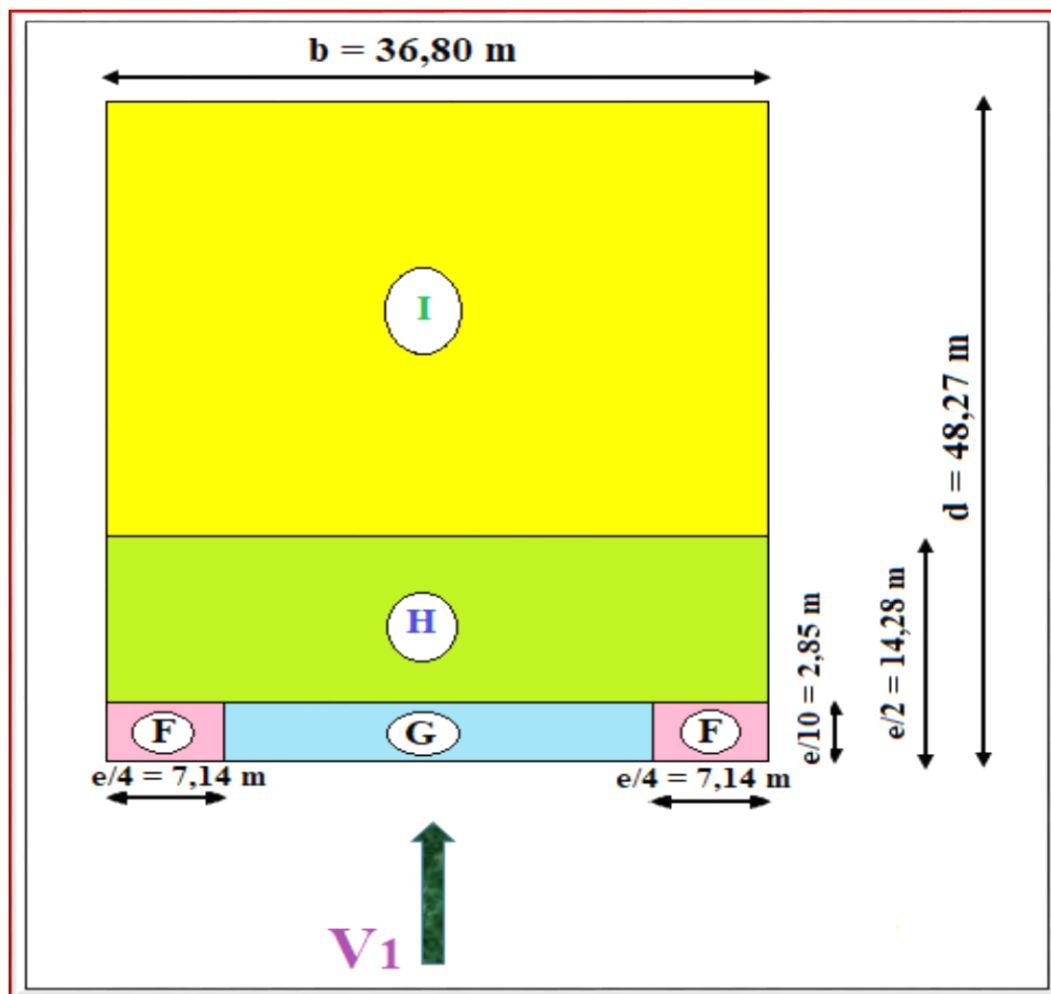


Figure II - 8: légende pour les versants de toiture dans la direction v_1

B). Direction du vent perpendiculaire au long pan v2 :

- Pour les parois verticales

Pour cette direction du vent (V2) :

$$b = 48,27 \text{ m} ; d = 36,80 \text{ m} ; h = 14,28 \text{ m}$$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (48,27 \text{ m} ; 28,56 \text{ m}) = 28,56 \text{ m}$$

$$e = 28,56 \text{ m}$$

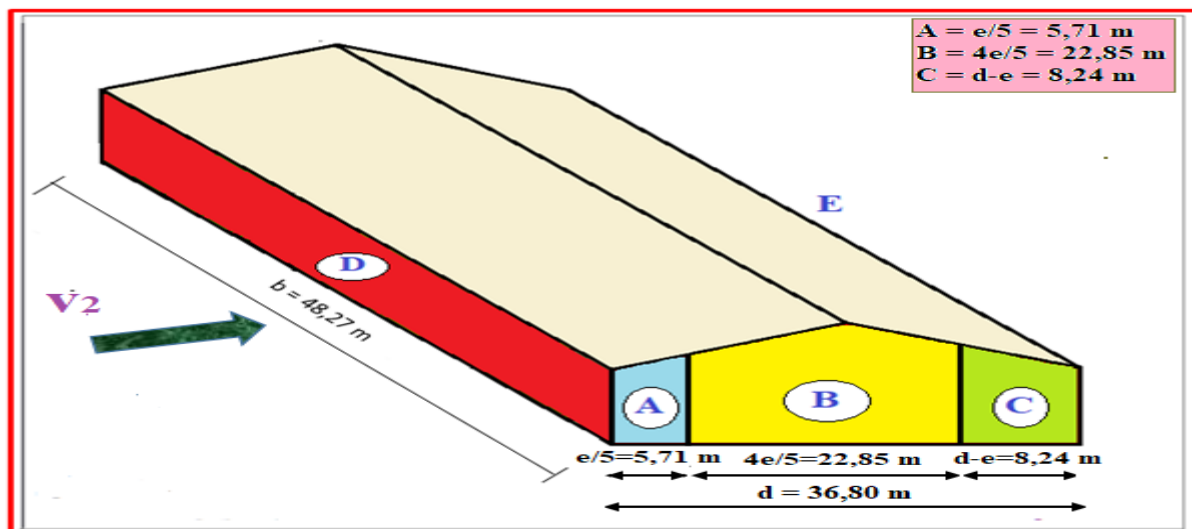


Figure II - 9: la direction du vent V2

Donc $e < d$

Alors on a trois zones A et B et C

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

ZONE	SURFACE (m ²)	LE COEFFICIENT DE PRESSION(C_{pe})
D	627,51	+0.8
E	627,51	-0.3
A	70,53	-1.0
B	309,94	-0.8
C	103,08	-0.5

Tableau II - 7: valeurs du coefficient extérieur pour les parois verticales suivant la direction v2

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc $C_{pe} = C_{pe10}$.

La figure suivante illustre la répartition C_{pe} pour les parois verticales :

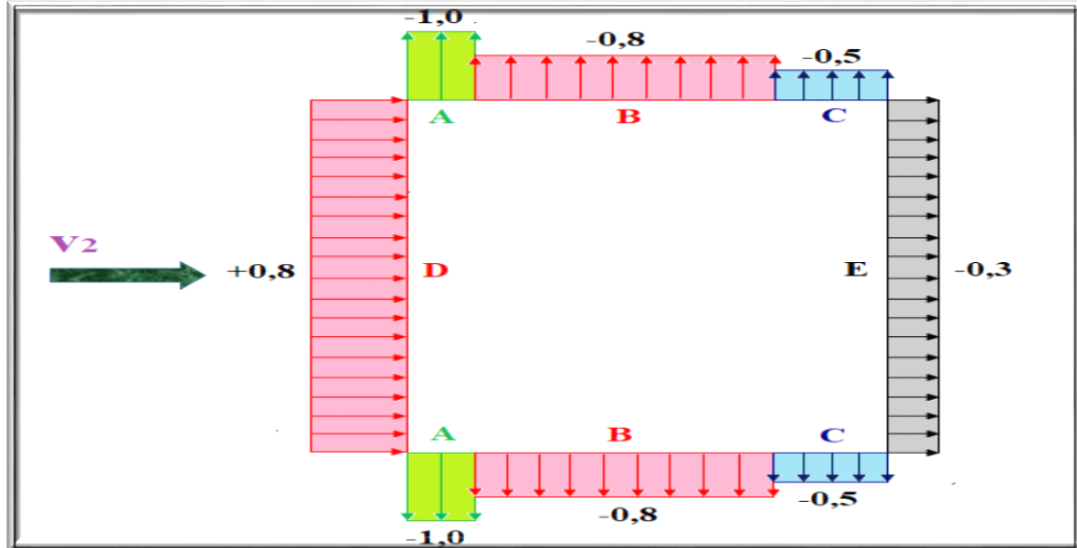


Figure II - 10: légende pour les parois verticale dans la direction V2

- Pour les versants de toiture

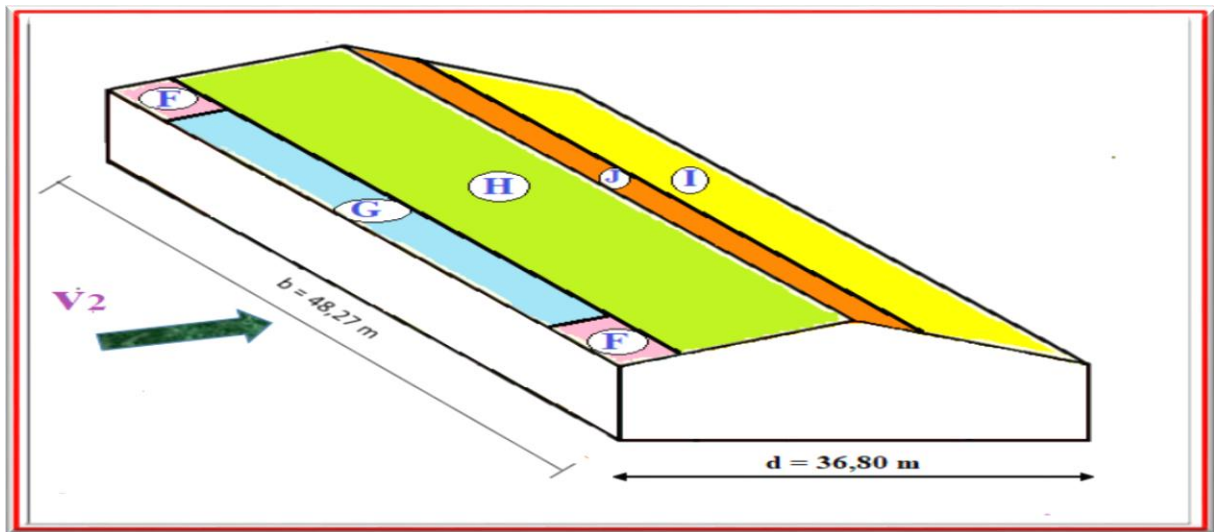


Figure II - 11: Direction de vent V2 (versant de toiture)

Calcul des coefficients extérieurs C_{pe}

Le coefficient de pression extérieure pour une toiture à deux versant avec $\alpha = 7.06$ s'obtient par interpolation linéaire entre les coefficients de la pression pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$

Pour la direction du vent $\theta = 0^\circ$

	Actions vers le haut		Actions vers le bas	
Zone (F)	-1,7	-0,9	+0,0	+0,2
Zone (G)	-1,2	-0,8	+0,0	+0,2
Zone (H)	-0,6	-0,3	+0,0	+0,2
Zone (I)	-0,6	-0,4	-0,6	+0,0
Zone (J)	+0,2	-1,0	-0,6	+0,0
	$\alpha = 5^\circ$	$\alpha = 15^\circ$	$\alpha = 5^\circ$	$\alpha = 15^\circ$

Tableau II - 8: coefficient de pression extérieures pour les toitures a deux versants

La formule est comme suit :

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

➤ **Action vers le haut**

$$\text{Zone (F) : } Ce(F) = Ce(5) + \frac{Ce(15) - Ce(5)}{15 - 5} \times (7,06 - 5)$$

$$Ce(F) = -1,7 + \frac{-0,9 + 1,7}{15 - 5} \times (7,06 - 5)$$

$$Ce(F) = -1,54$$

$$\text{Zone (G) : } Ce(G) = -1,2 + \frac{-0,8 + 1,2}{15 - 5} \times (7,06 - 5)$$

$$Ce(G) = -1,12$$

$$\text{Zone (H) : } Ce(H) = -0,6 + \frac{-0,3 + 0,6}{15 - 5} \times (7,06 - 5)$$

$$Ce(H) = -0,54$$

$$\text{Zone (I) : } Ce(I) = -0,6 + \frac{-0,4 + 0,6}{15 - 5} \times (7,06 - 5)$$

$$Ce(I) = -0,56$$

$$\text{Zone (J) : } Ce(J) = 0,2 + \frac{-1 - 0,2}{15 - 5} \times (7,06 - 5)$$

$$Ce(J) = -0,05$$

➤ Action vers le bas

- Zone (F) ; (G) ;(H)

$$Ce(F)= Ce(G)= Ce(H)= 0 + \frac{0,2-0}{15-5} \times (7,06 - 5)$$

$$Ce(F)= Ce(G)= Ce(H)= -0,04$$

- Zone (I) ; (J) :

$$Ce(I)= Ce(J)= -0,6 + \frac{0+0,6}{15-5} \times (7,06 - 5)$$

$$Ce(I)= Ce(J)= -0,47$$

On résume les résultats trouvés dans le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I	J
Action ↑	-1,54	-1,12	-0,54	-0,56	-0,05
Action ↓	0,04	0,04	0,04	-0,47	-0,47

Tableau II - 9: valeurs des Cpe pour le bâtiment a deux versants suivant la direction du vent V2

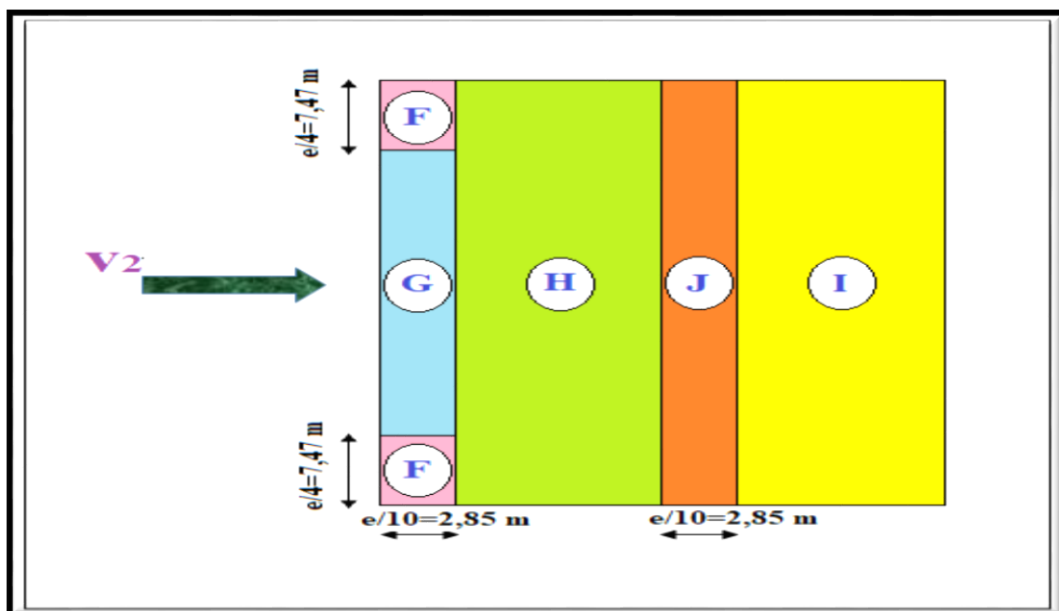


Figure II - 12: légende pour les versants de toiture suivant v2

II.4.2.9. Le coefficient de pression intérieur C_{pi} :

La combinaison la plus défavorable des pressions extérieures et intérieures, considérés comme agissant simultanément. Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air.

Les coefficients de pression intérieurs sont essentiellement donnés en fonction de la perméabilité des parois μ_p . Et le rapport h/d . (RNV 2013)

La perméabilité des parois μ_p a pour expression :

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

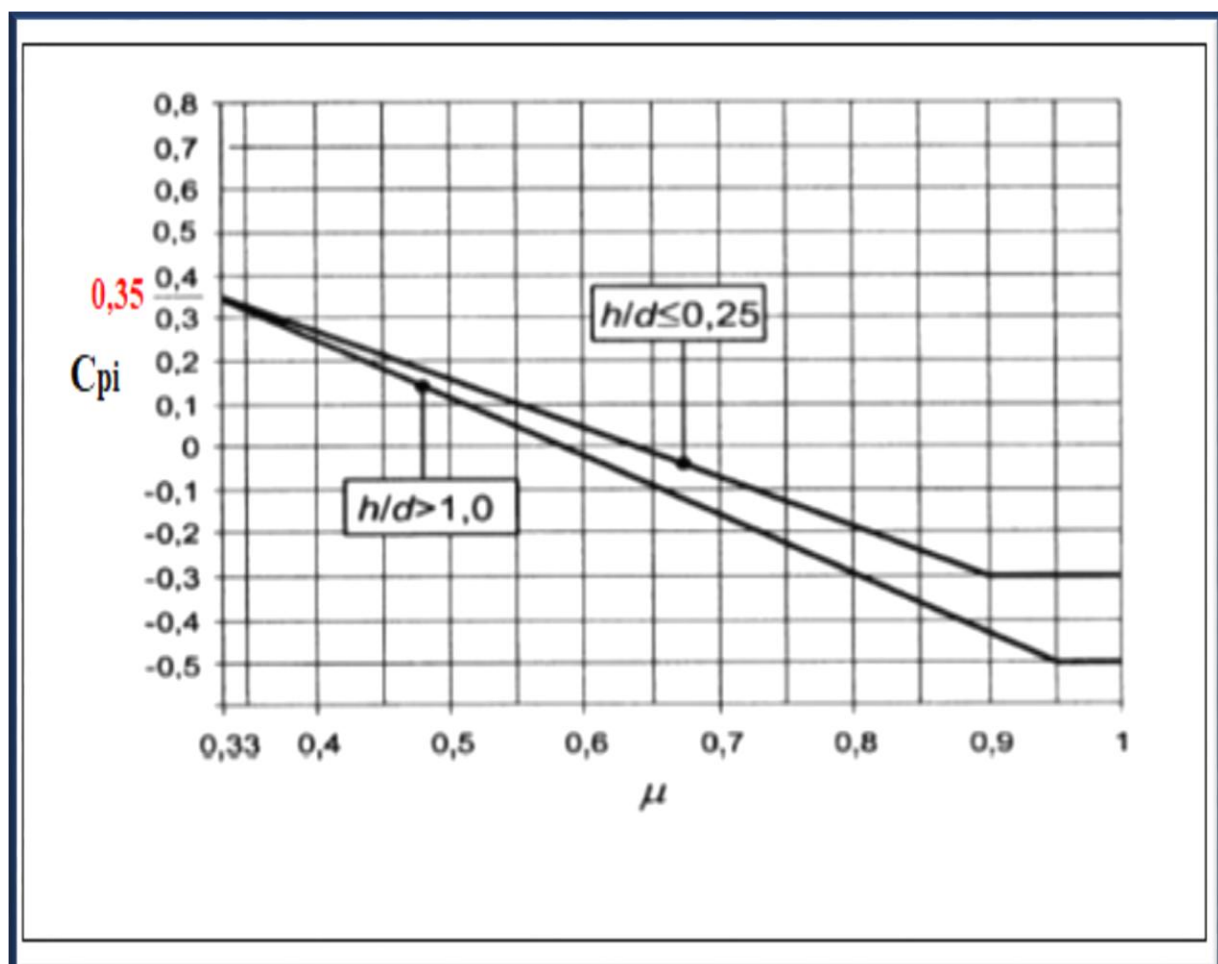


Figure II - 13: Coefficient de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément réparties.

Notre structure possède :

Façade latérale droite	01 porte	18 fenêtres	08 fenêtres	02 fenêtres
Dimensions(m)	(5,40 ; 5,05)	(1,50 ; 1,0)	(1,60 ; 1,50)	(1,0 ; 0,80)
Surface (m²)	27,27	27	19,2	1,6
Façade principale	02 portes	01 porte	16 fenêtres	
Dimensions(m)	(5,40 ; 5,05)	(0,95 ; 2,20)	(1,50 ; 1,0)	
Surface (m²)	54,54	2,09	24	
Façade postérieure	02 portes	24 fenêtres		
Dimensions(m)	(0,95 ; 2,20)	(1,50 ; 1,0)		
Surface (m²)	4,18	36		
Façade latérale gauche	02 portes	22 fenêtres		
Dimensions(m)	(5,40 ; 5,05)	(1,50 ; 1,0)		
Surface (m²)	54,54	33		

Tableau II - 10: dimensions des ouvertures

A). Direction du vent perpendiculaire à la façade principale V1

- dans le cas où toutes les ouvertures sont ouvertes

➤ la face dominante :

Aire des ouvertures : $54,54 + 33 = 87,54 \text{ m}^2$

Aire de la paroi : $48,27 \times 13 = 627,51 \text{ m}^2$

$$\frac{A_{\text{Ouv}}}{A_{\text{Paroi}}} = \frac{87,54}{627,51} = 14\% < 30\%$$

→ La grande face n'est pas dominante.

$$\mu_p = \frac{(27,27 + 27 + 19,2 + 1,6) + (54,54 + 33) + (4,18 + 36)}{(27,27 + 27 + 19,2 + 1,6) + (54,54 + 33) + (4,18 + 36) + (54,54 + 2,09 + 24)}$$

$$\mu_p = 0,715$$

Calcul du rapport h/d :

$$h/d = 14,28/48,27 = 0,29 \longrightarrow h/d = 0,29$$

$0,25 < h/d < 1 \longrightarrow$ par interpolation linéaire entre les deux valeurs de

$C_{pi}(0.25)$ et $C_{pi}(1)$

$$C_{pi}(0.25) = -0,1$$

$$C_{pi}(1) = -0,17$$

$$C_{pi} = -0,1 + \frac{-0,17 + 0,1}{1 - 0,25} \times (0,29 - 0,25) = -0,10$$

$$C_{pi} = -0,10$$

Donc la pression statique du vent est : $\mathbf{Ph} = cd.q_{dyn} (c_{pe}-c_{pi})$

✚ parois verticales :

Zone	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Ph (dan/m ²)
D	73,13	+0,8	-0,10	+0,90	65,82
E	73,13	-0,3	-0,10	-0,20	-14,63
A	73,13	-1	-0,10	-0,90	-65,82
B	73,13	-0,8	-0,10	-0,70	-51,20
C	73,13	-0,5	-0,10	-0,40	-29,25

Tableau II - 11: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon VI

✚ Versant de toiture :

Zone	q _{dyn} (dan/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} – C _{pi}	Ph (dan/m ²)
F	73,13	-1,5	-0,10	-1,40	-102,40
G	73,13	-1,3	-0,10	-1,20	-87,76
H	73,13	-0,68	-0,10	-0,58	-42,42
I	73,13	-0,58	-0,10	-0,48	-35,10

Tableau II - 12: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon VI

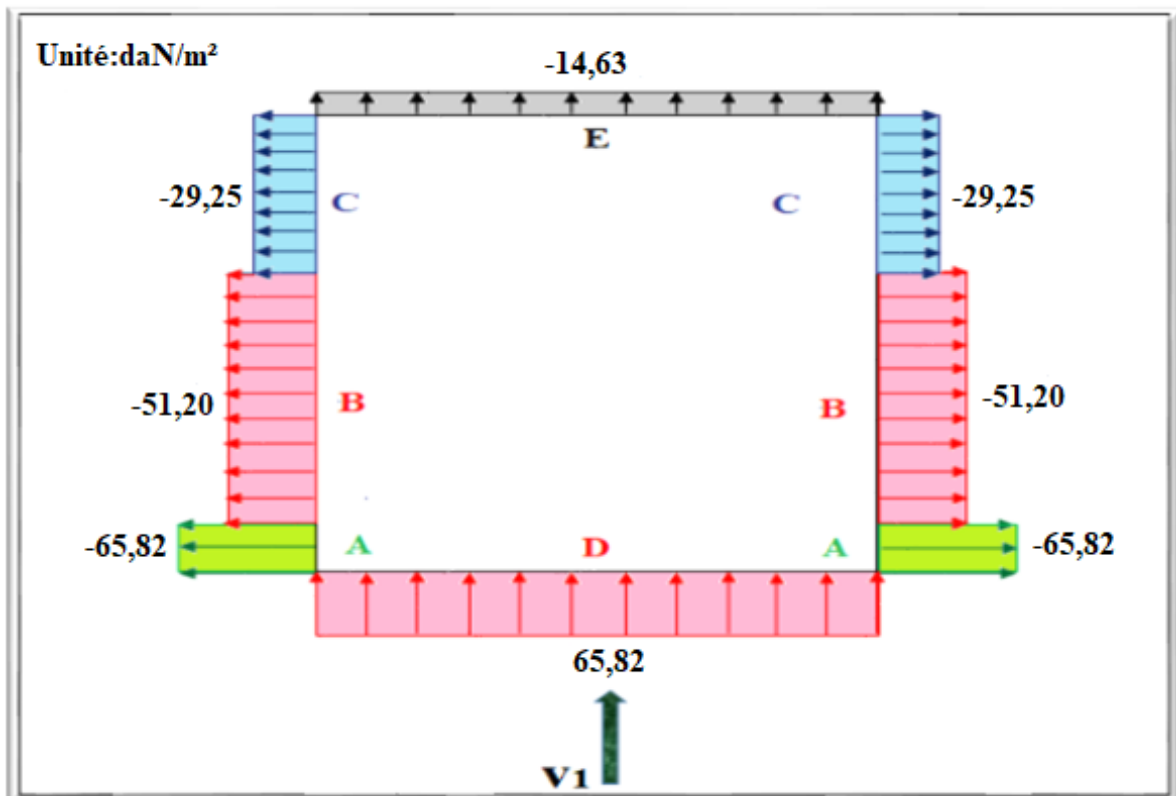


Figure II - 14: Répartition des pressions (daN/m²) sur les parois verticales VI

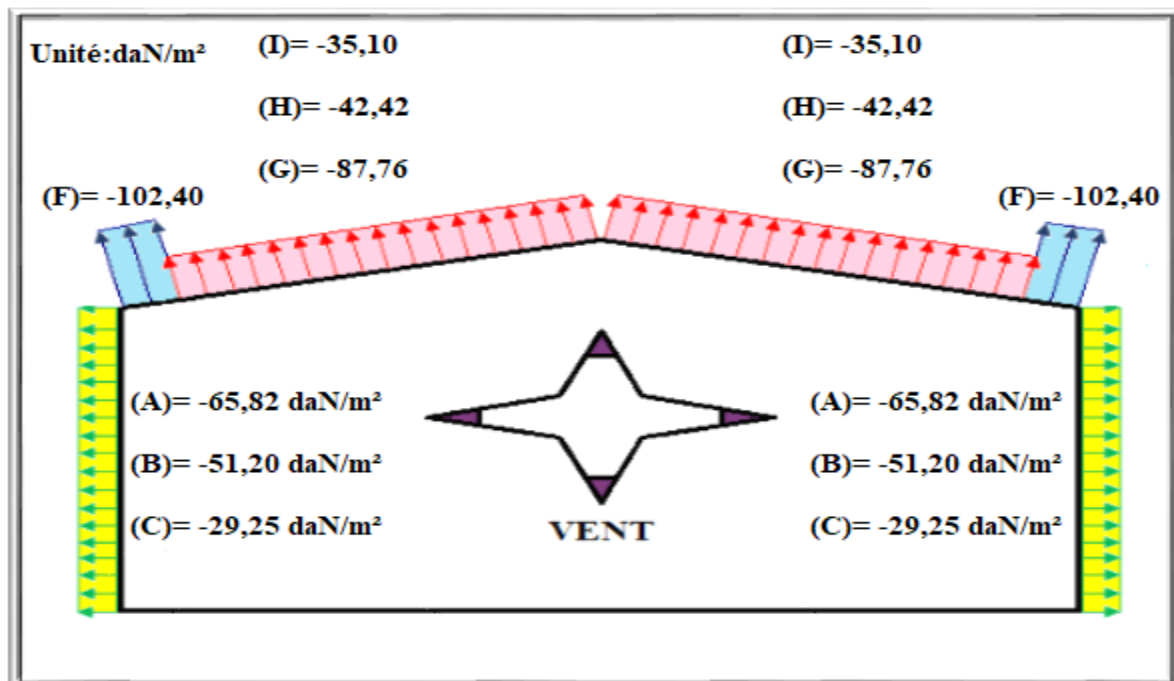


Figure II - 15: Répartition des pressions (daN/m^2) sur la toiture V1

- dans le cas où toutes les ouvertures sont fermées

Le coefficient de perméabilité : $\mu_p = 0$

Le rapport $h/d = 14,28/48,27 = 0,29 \longrightarrow h/d = 0,29$

Donc $C_{pi} = 0,35$

Donc la pression statique du vent est :

✚ parois verticale :

Zone	$q_{dyn} (daN/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$Ph (daN/m^2)$
D	73,13	+0,8	0,35	0,45	32,91
E	73,13	-0,3	0,35	-0,65	-47,54
A	73,13	-1	0,35	-1,35	-98,73
B	73,13	-0,8	0,35	-1,15	-84,10
C	73,13	-0,5	0,35	-0,85	-62,16

Tableau II - 13: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V1

(Ouvertures fermées)

✚ Versant de toiture :

Zone	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Ph (dan/m ²)
F	73,13	-1,5	0,35	-1,85	-135,30
G	73,13	-1,3	0,35	-1,65	-120,67
H	73,13	-0,68	0,35	-1,03	-75,33
I	73,13	-0,58	0,35	-0,93	-68,01

Tableau II - 14: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon VI
(Ouvertures fermées)

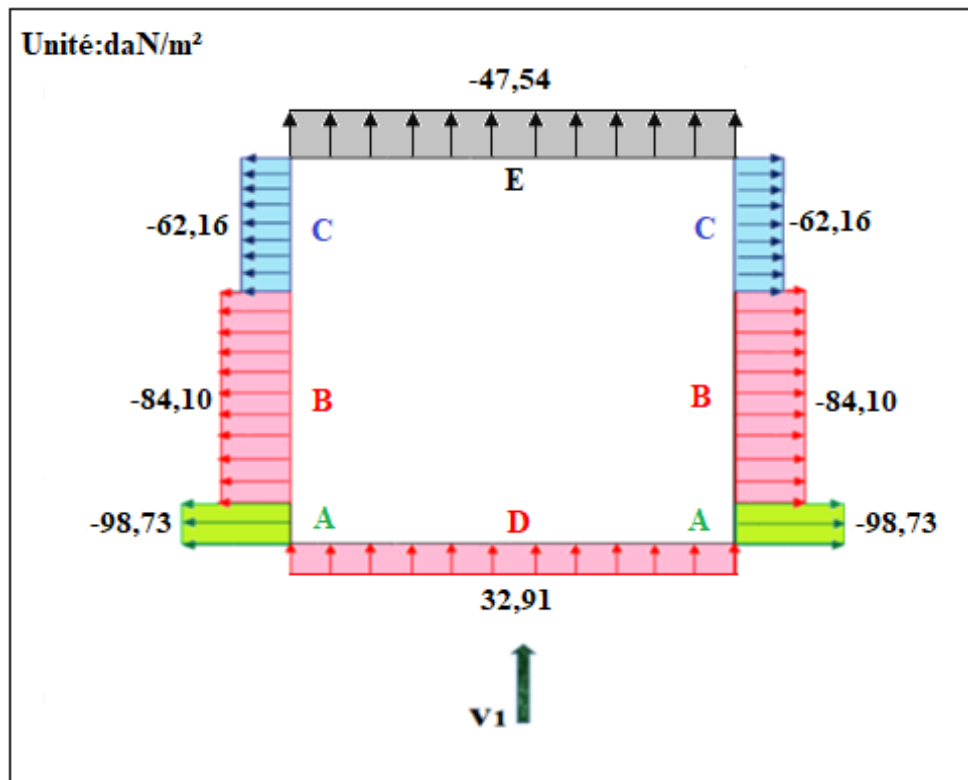


Figure II - 16: Répartition des pressions (daN/m²) sur les parois verticales- direction VI du vent (Ouvertures fermées)

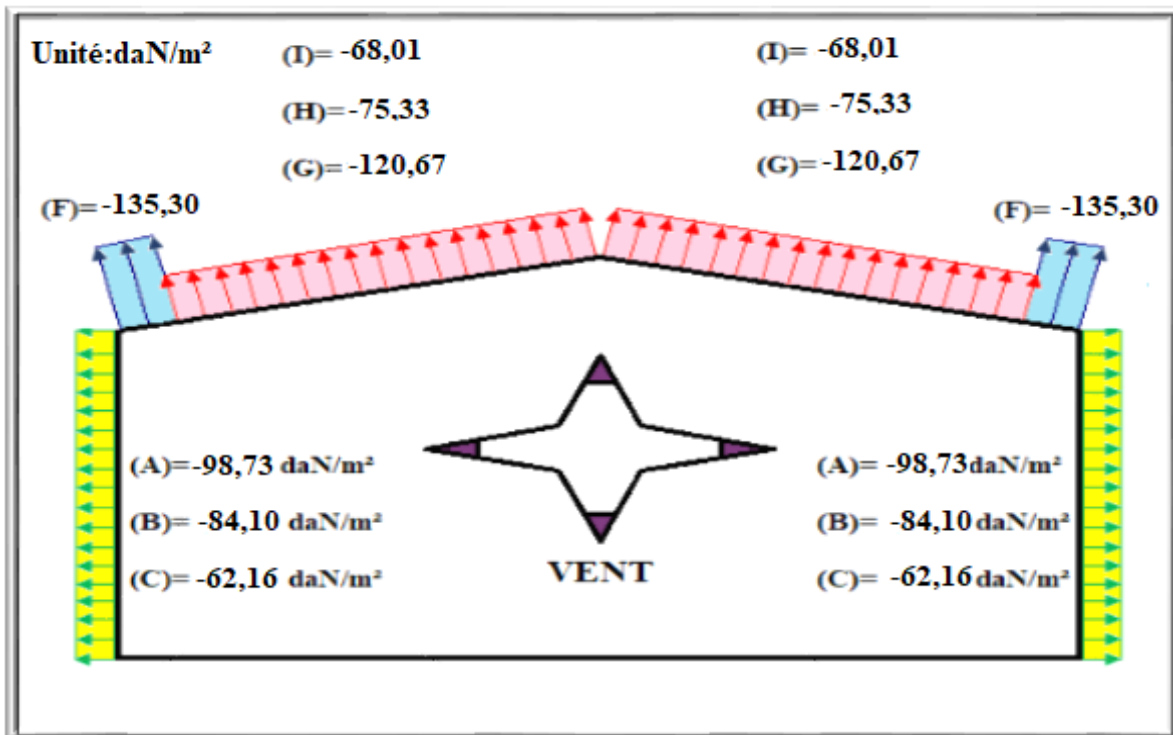


Figure II - 17: Répartition des pressions (daN/m²) sur la toiture- direction VI du vent (Ouvertures fermées)

B). Direction du vent perpendiculaire à la façade Latérale gauche V2

- dans le cas où toutes les ouvertures sont ouvertes

Le coefficient de perméabilité : μ_p

$$\mu_p = \frac{(27,27 + 27 + 19,2 + 1,6) + (54,54 + 2,09 + 24) + (4,18 + 36)}{(27,27 + 27 + 19,2 + 1,6) + (54,54 + 33) + (4,18 + 36) + (54,54 + 2,09 + 24)}$$

$\mu_p = 0,69$

Le rapport $h/d = 14,28/36,80 = 0,39 \longrightarrow h/d = 0,39$

$0,25 < h/d = 0,39 < 1$ donc par interpolation linéaire entre les deux valeurs de

$C_{pi} (0.25)$ et $C_{pi}(1)$

$C_{pi} (0.25) = -0,06$

$C_{pi} (1) = -0,15$

$$C_{pi} = -0,06 + \frac{-0,15 + 0,06}{1 - 0,25} \times (0,39 - 0,25) = -0,077$$

$$C_{pi} = -0,077$$

Donc la pression statique du vent est :

✚ parois verticales :

Zone	$q_{dyn} (dan/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$Ph (dan/m^2)$
D	73,13	+0,8	-0,077	0,877	64,14
E	73,13	-0,3	-0,077	-0,223	-16,31
A	73,13	-1	-0,077	-0,923	-67,50
B	73,13	-0,8	-0,077	-0,723	-52,87
C	73,13	-0,5	-0,077	-0,423	-30,94

Tableau II - 15: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V2

✚ Versant de toiture :

Zone	$q_{dyn} (dan/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$Ph (dan/m^2)$
F	73,13	-1,54	-0,077	-1,463	-106,99
		0,04		0,117	8,56
G	73,13	-1,12	-0,077	-1,043	-76,28
		0,04		0,117	8,56
H	73,13	-0,54	-0,077	-0,463	-33,86
		0,04		0,117	8,56
I	73,13	-0,56	-0,077	-0,483	-35,33
		-0,47		-0,393	-28,74
J	73,13	-0,05	-0,077	0,027	1,98
		-0,47		-0,393	-28,74

Tableau II - 16: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V2

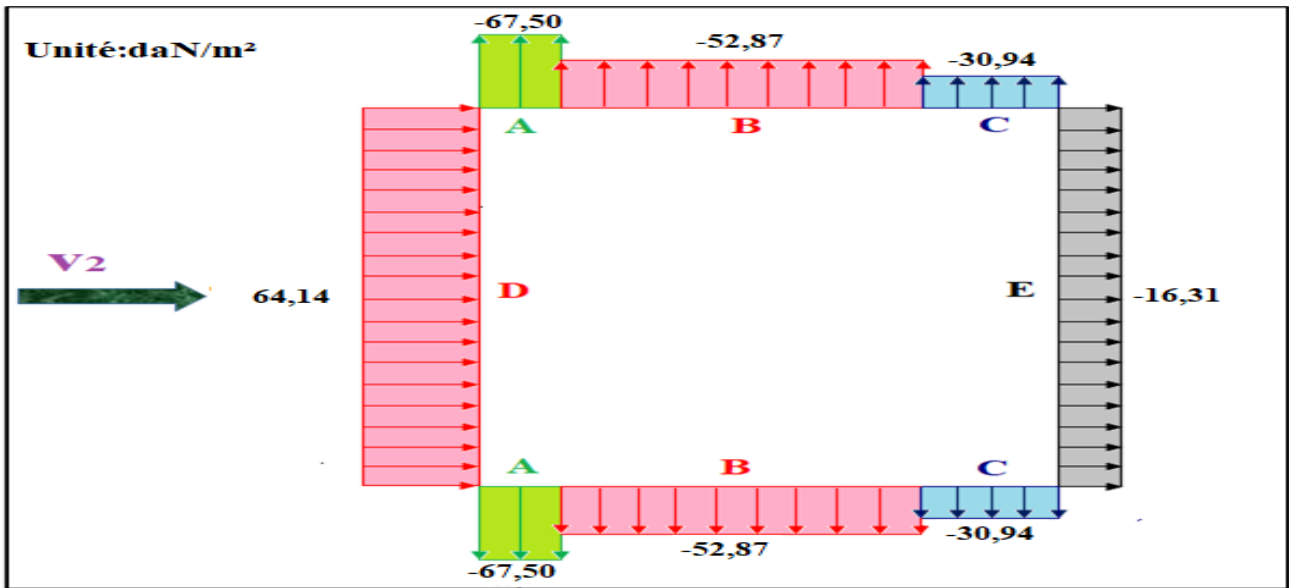


Figure II - 18: Répartition des pressions (daN/m²) sur les parois verticales selon V2

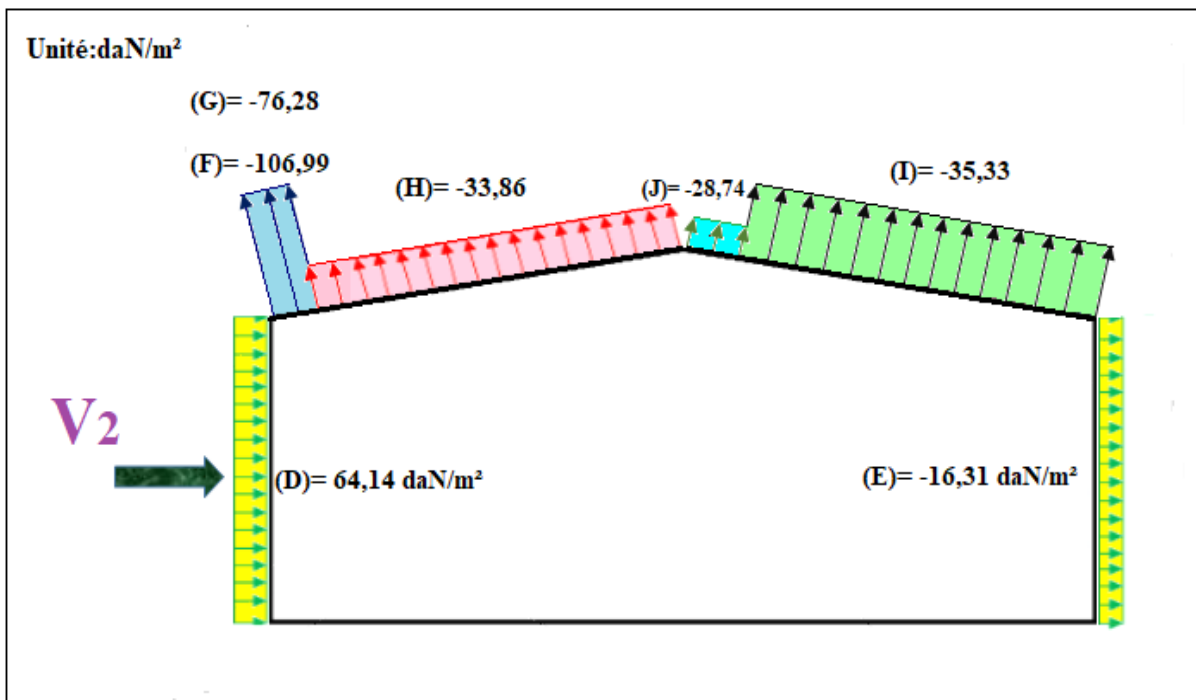


Figure II - 19: Répartition des pressions (daN/m²) sur la toiture selon V2

- dans le cas où toutes les ouvertures sont fermées

Le coefficient de perméabilité : $\mu_p = 0$

Le rapport $h/d = 0,39$

Donc $C_{pi} = 0,35$

La pression statique du vent est :

✚ parois verticales

Zone	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Ph (dan/m ²)
D	73,13	+0,8	0,35	0,45	32,91
E	73,13	-0,3	0,35	-0,65	-47,54
A	73,13	-1	0,35	-1,35	-98,73
B	73,13	-0,8	0,35	-1,15	-84,10
C	73,13	-0,5	0,35	-0,85	-62,16

Tableau II - 17: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V2 (Ouvertures fermées)

✚ Versant de toiture :

Zone	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Ph (dan/m ²)
F	73,13	-1,54	0,35	-1,89	-138,22
		0,04		-0,31	-22,67
G	73,13	-1,12	0,35	-1,47	-107,50
		0,04		-0,31	-22,67
H	73,13	-0,54	0,35	-0,89	-65,09
		0,04		-0,31	-22,67
I	73,13	-0,56	0,35	-0,91	-66,55
		-0,47		-0,82	-59,97
J	73,13	-0,05	0,35	-0,4	-29,26
		-0,47		-0,82	-59,97

Tableau II - 18: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V2 (Ouvertures fermées)

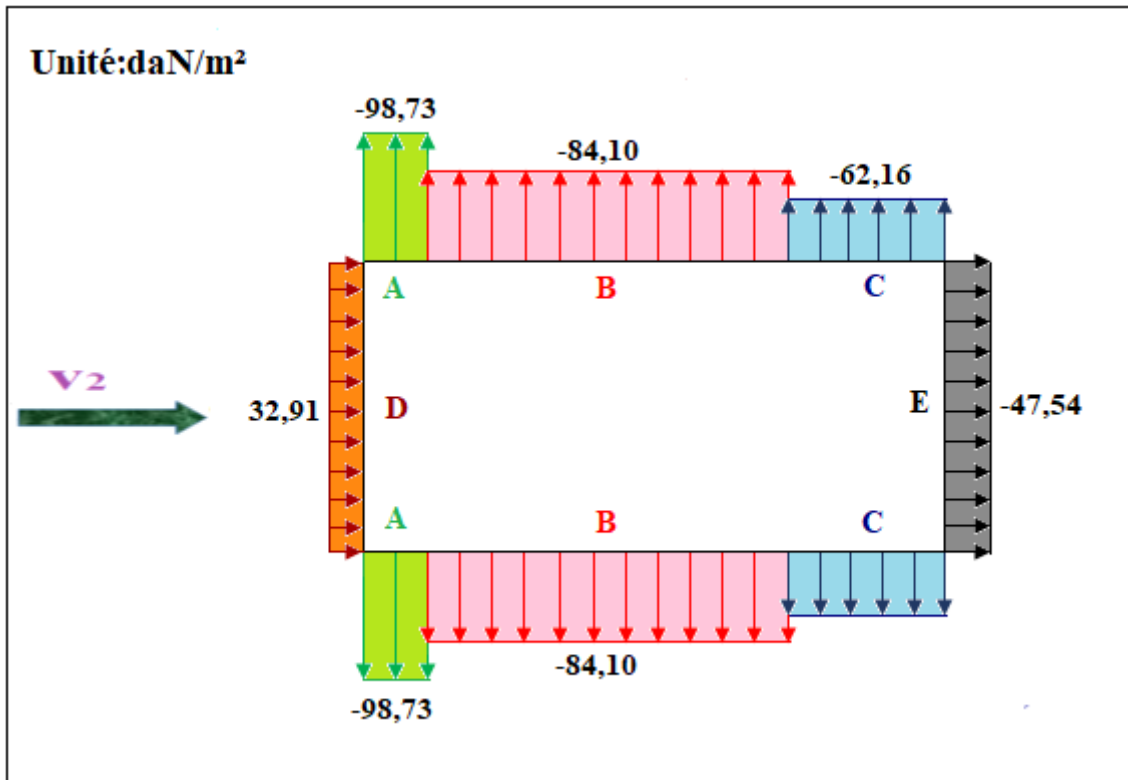


Figure II - 20: Répartition des pressions (daN/m²) sur les parois verticales selon V2 (Ouvertures fermées)

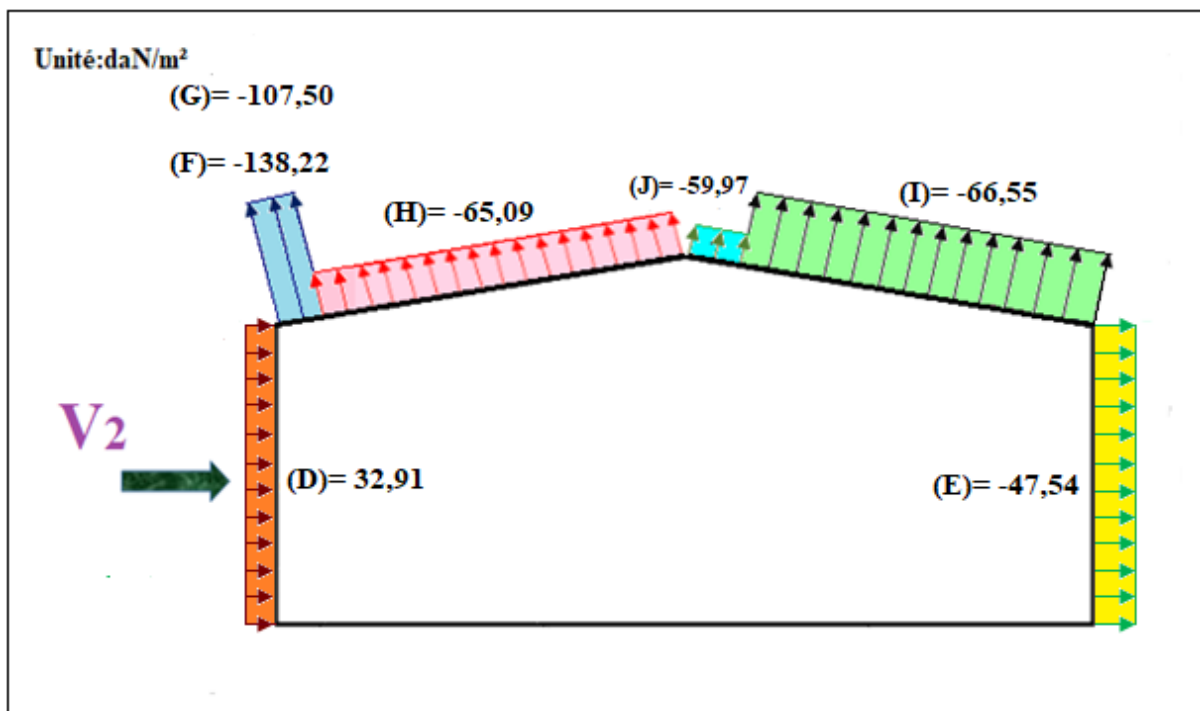


Figure II - 21: Répartition des pressions (daN/m²) sur la toiture- direction V2 du vent (Ouvertures fermées)

C). Direction du vent perpendiculaire à la façade postérieure v3

- dans le cas où toutes les ouvertures sont ouvertes

Le coefficient de perméabilité : μ_p

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

$$\mu_p = \frac{(54,54 + 33) + (27,27 + 27 + 19,2 + 1,6) + (54,54 + 2,09 + 24)}{(27,27 + 27 + 19,2 + 1,6) + (54,54 + 33) + (4,18 + 36) + (54,54 + 2,09 + 24)}$$

$$\mu_p = 0,86$$

Le rapport $h/d = 14,28/48,27 = 0,29$

$$h/d = 0,29$$

$0,25 < h/d < 1$ \longrightarrow par interpolation linéaire entre les deux valeurs de

$C_{pi}(0,25)$ et $C_{pi}(1)$

$$C_{pi}(0,25) = -0,25$$

$$C_{pi}(1) = -0,36$$

$$C_{pi} = -0,25 + \frac{-0,36 + 0,25}{1 - 0,25} \times (0,29 - 0,25) = -0,26$$

$$C_{pi} = -0,26$$

La pression statique du vent est :

✚ parois verticales :

Zone	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Ph (dan/m ²)
D	73,13	+0,8	-0,26	1,06	77,52
E	73,13	-0,3	-0,26	-0,04	-2,93
A	73,13	-1	-0,26	-0,74	-54,12
B	73,13	-0,8	-0,26	-0,54	-39,49
C	73,13	-0,5	-0,26	-0,24	-17,56

Tableau II - 19: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V3

✚ Versant de toiture :

Zone	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Ph (dan/m ²)
F	73,13	-1,5	-0,26	-1,24	-90,69
G	73,13	-1,3	-0,26	-1,04	-76,06
H	73,13	-0,68	-0,26	-0,42	-30,72
I	73,13	-0,58	-0,26	-0,32	-23,41

Tableau II - 20: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V3

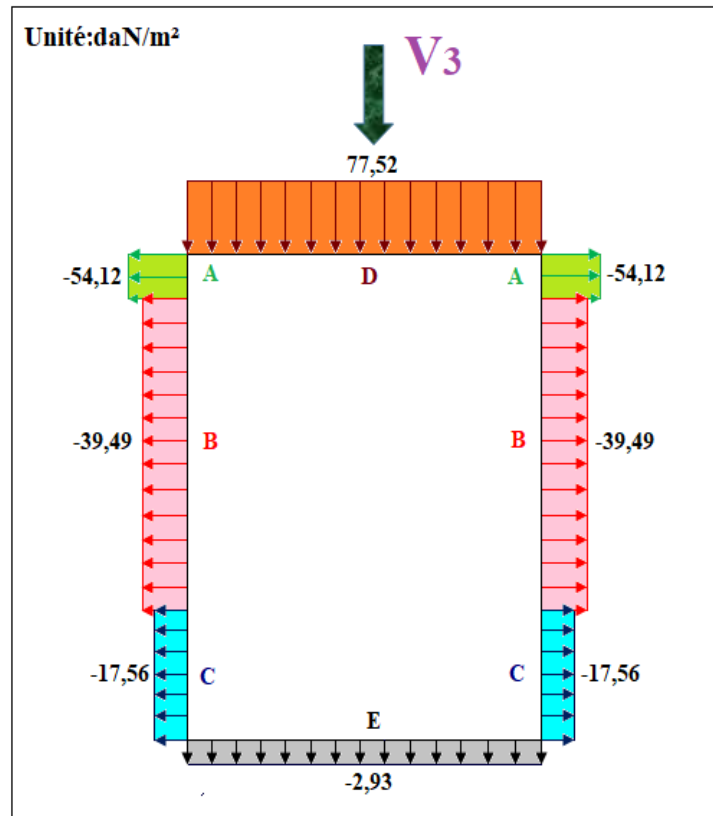


Figure II - 22: Répartition des pressions (daN/m²) sur les parois verticales selon la direction V3

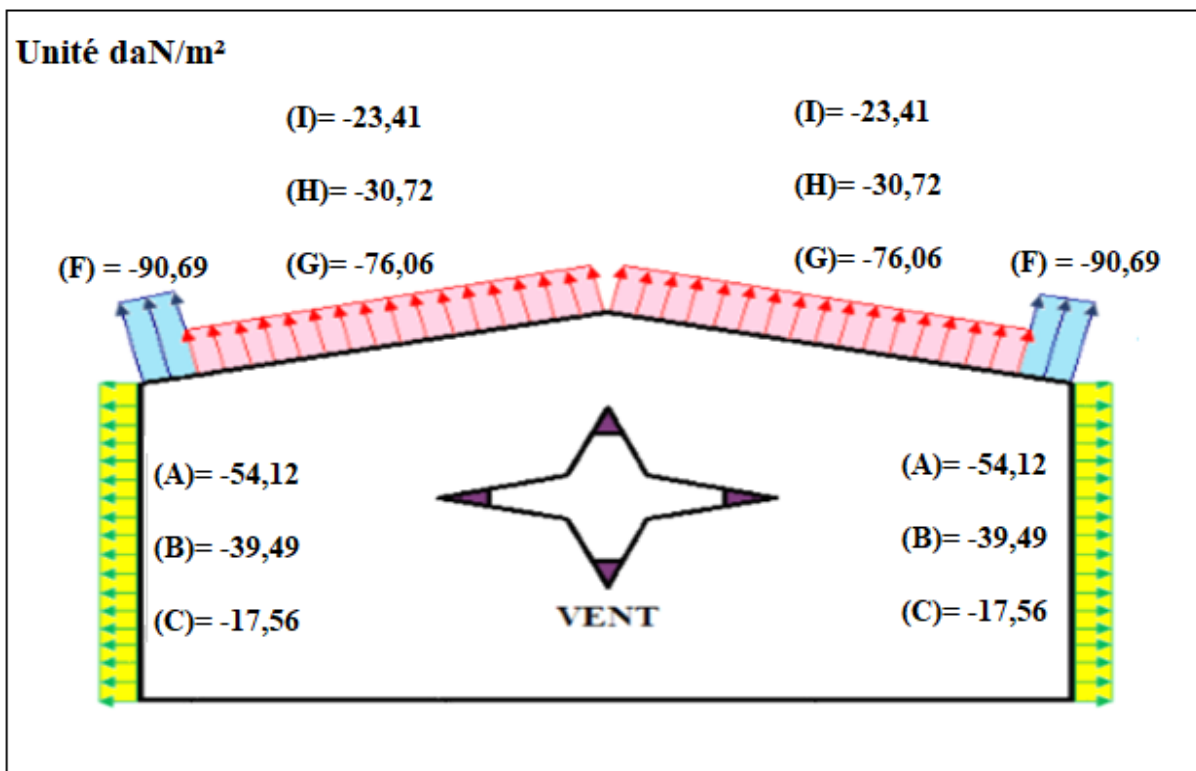


Figure II - 23: Répartition des pressions (daN/m²) sur la toiture selon la Direction V3

- dans le cas où toutes les ouvertures sont fermées :

Le coefficient de perméabilité : $\mu_p = 0$

Le rapport $h/d = 14,28/48,27 = 0,29 \longrightarrow h/d = 0,29$

Donc $C_{pi} = 0,35$

Donc la pression statique du vent est :

✚ parois verticales :

Zone	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Ph (dan/m ²)
D	73,13	+0,8	0,35	0,45	32,91
E	73,13	-0,3	0,35	-0,65	-47,54
A	73,13	-1	0,35	-1,35	-98,73
B	73,13	-0,8	0,35	-1,15	-84,10
C	73,13	-0,5	0,35	-0,85	-62,16

Tableau II - 21: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V3 (Ouvertures fermées)

✚ Versant de toiture :

Zone	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Ph (dan/m ²)
F	73,13	-1,5	0,35	-1,85	-135,30
G	73,13	-1,3	0,35	-1,65	-120,67
H	73,13	-0,68	0,35	-1,03	-75,33
I	73,13	-0,58	0,35	-0,93	-68,01

Tableau II - 22: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V3 (Ouvertures fermées)

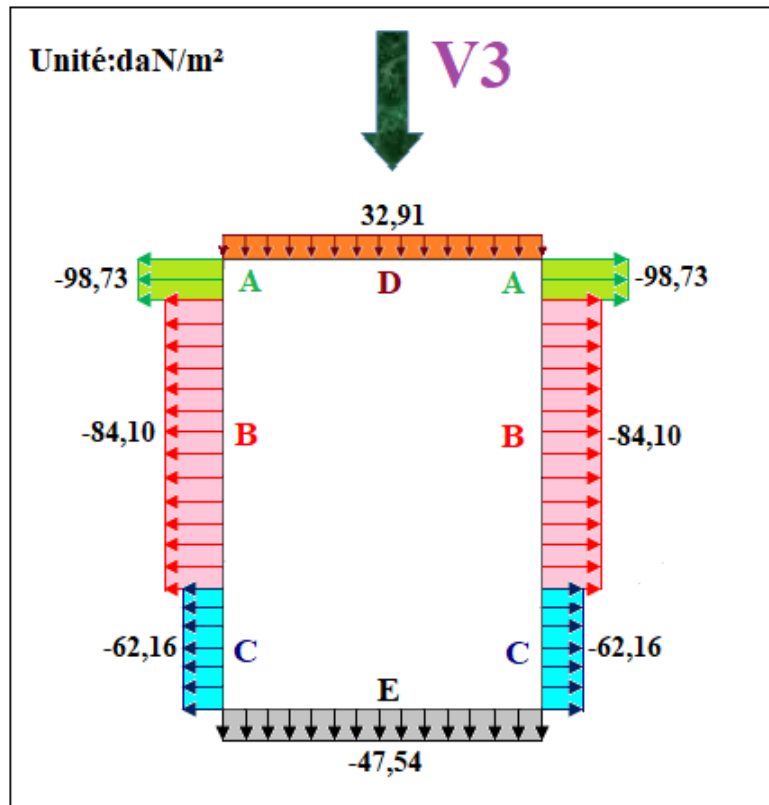


Figure II - 24: Répartition des pressions (daN/m^2) sur les parois verticales selon V3 (Ouvertures fermées)

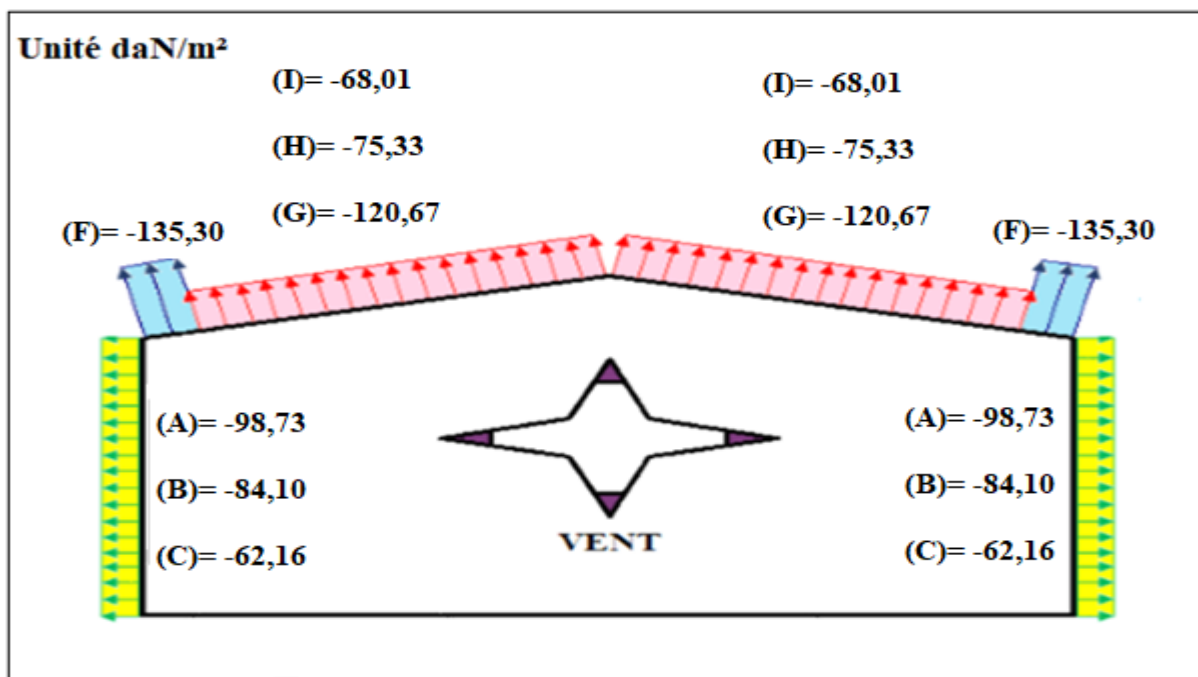


Figure II - 25: Répartition des pressions (daN/m^2) sur la toiture selon V3 (Ouvertures fermées)

D). Direction du vent perpendiculaire a la façade Latérale droite V4

- dans le cas où toutes les ouvertures sont ouvertes :

Le coefficient de perméabilité : μ_p

$$\mu_p = \frac{(54,54 + 33) + (54,54 + 2,09 + 24) + (4,18 + 36)}{(27,27 + 27 + 19,2 + 1,6) + (54,54 + 33) + (4,18 + 36) + (54,54 + 2,09 + 24)}$$

$$\mu_p = 0,74$$

Le rapport $h/d = 14,28/36,80 = 0,39$

$$h/d = 0,39$$

$0,25 < h/d = 0,39 < 1$ donc par interpolation linéaire entre les deux valeurs de

$C_{pi}(0.25)$ et $C_{pi}(1)$

$$C_{pi}(0.25) = -0,12$$

$$C_{pi}(1) = -0,22$$

$$C_{pi} = -0,12 + \frac{-0,22 + 0,12}{1 - 0,25} \times (0,39 - 0,25) = -0,14$$

$$C_{pi} = -0,14$$

La pression statique du vent est :

✚ parois verticales :

Zone	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Ph (dan/m ²)
D	73,13	+0,8	-0,14	0,94	68,75
E	73,13	-0,3	-0,14	-0,16	-21,94
A	73,13	-1	-0,14	-0,86	-62,90
B	73,13	-0,8	-0,14	-0,66	-48,27
C	73,13	-0,5	-0,14	-0,36	-26,33

Tableau II - 23: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V4

✚ Versant de toiture :

Zone	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Ph (dan/m ²)
F	73,13	-1,54	-0,14	-1,40	-102,39
		0,04		0,18	13,17
G	73,13	-1,12	-0,14	-0,98	-71,67
		0,04		0,18	13,17
H	73,13	-0,54	-0,14	-0,40	-29,25
		0,04		0,18	13,17
I	73,13	-0,56	-0,14	-0,42	-30,72
		-0,47		-0,33	-24,14
J	73,13	-0,05	-0,14	0,09	6,58
		-0,47		-0,33	-24,14

Tableau II - 24: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V4

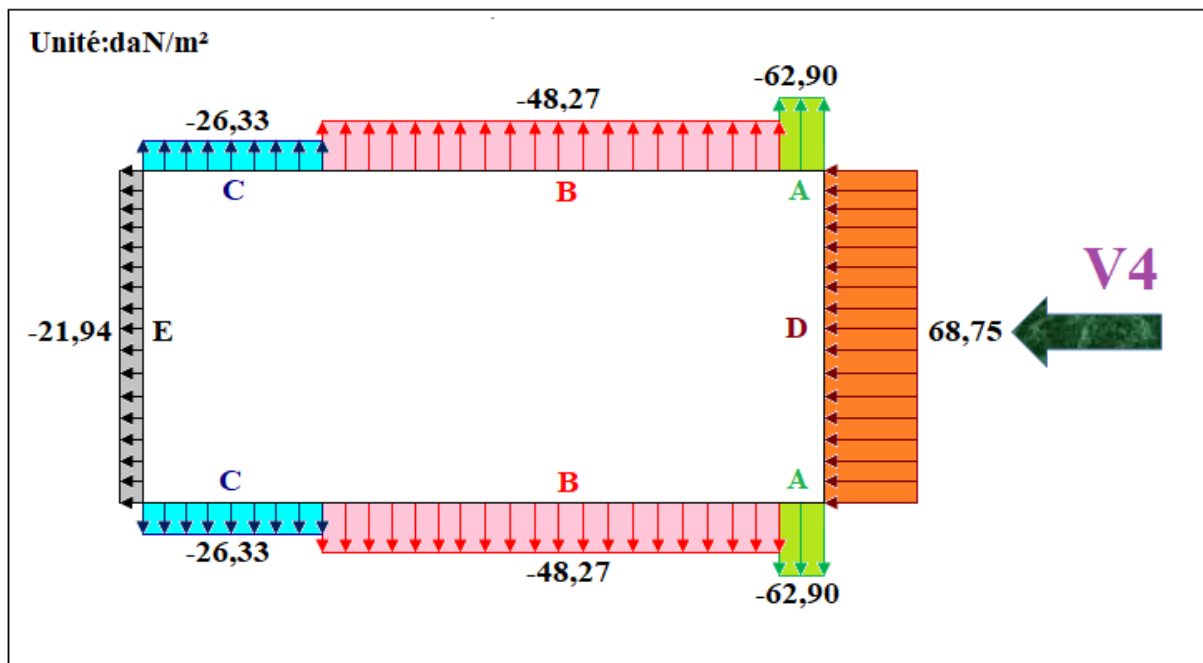


Figure II - 26: Répartition des pressions (daN/m²) sur les parois verticales selon V4

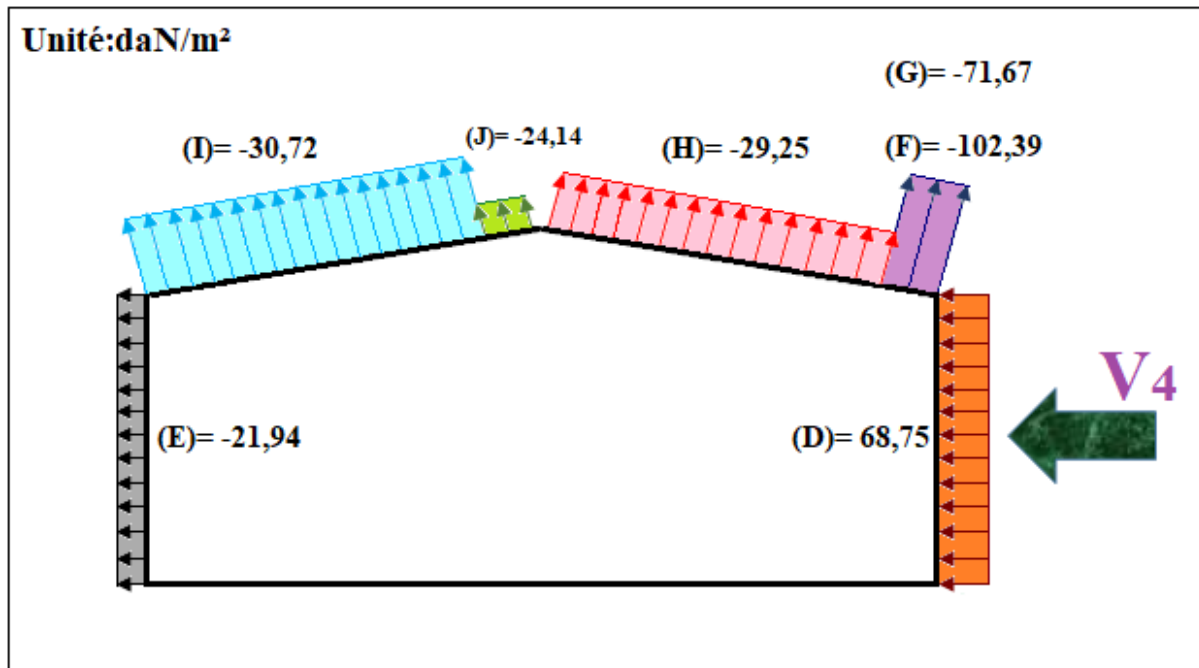


Figure II - 27 : Répartition des pressions (daN/m²) sur la toiture selon V4

- dans le cas où toutes les ouvertures sont fermées :

Le coefficient de perméabilité : $\mu_p = 0$

Le rapport $h/d = 0,39$

Donc $C_{pi} = 0,35$

La pression statique du vent est :

✚ parois verticales

Zone	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Ph (dan/m ²)
D	73,13	+0,8	0,35	0,45	32,91
E	73,13	-0,3	0,35	-0,65	-47,54
A	73,13	-1	0,35	-1,35	-98,73
B	73,13	-0,8	0,35	-1,15	-84,10
C	73,13	-0,5	0,35	-0,85	-62,16

Tableau II - 25: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon V4 (Ouvertures fermées)

✚ Versant de toiture :

Zone	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Ph (dan/m ²)
F	73,13	-1,54	0,35	-1,89	-138,22
		0,04		-0,31	-22,67
G	73,13	-1,12	0,35	-1,47	-107,50
		0,04		-0,31	-22,67
H	73,13	-0,54	0,35	-0,89	-65,09
		0,04		-0,31	-22,67
I	73,13	-0,56	0,35	-0,91	-66,55
		-0,47		-0,82	-59,97
J	73,13	-0,05	0,35	-0,4	-29,26
		-0,47		-0,82	-59,97

Tableau II - 26: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon V4 (Ouvertures fermées)

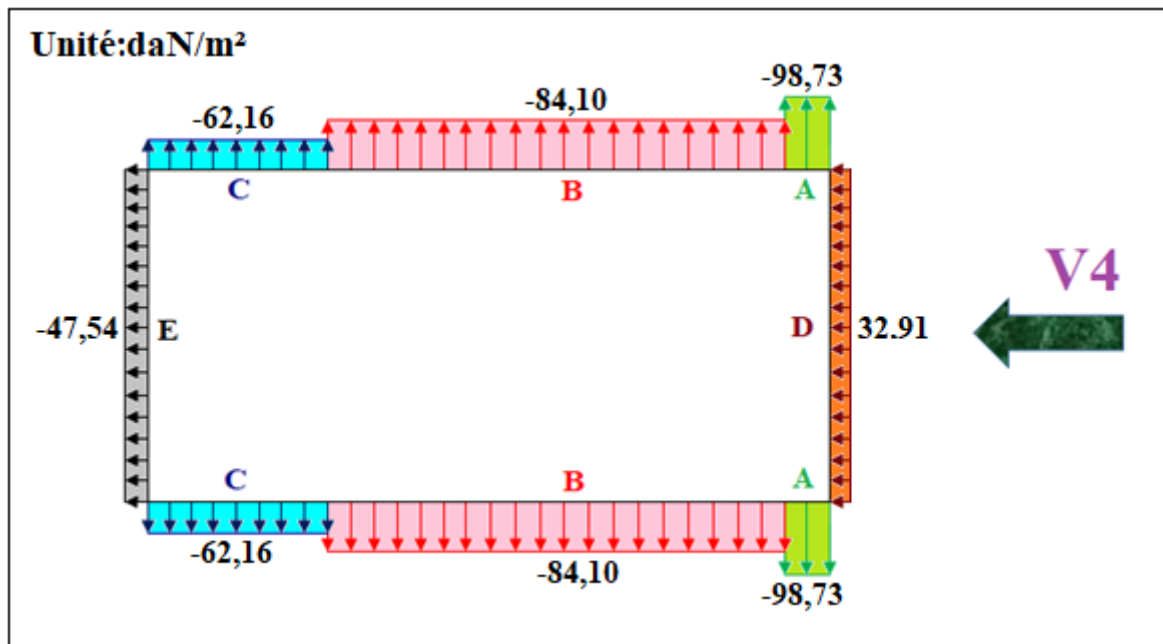


Figure II - 28: Répartition des pressions (daN/m²) sur les parois verticales selon V4 (Ouvertures fermées)

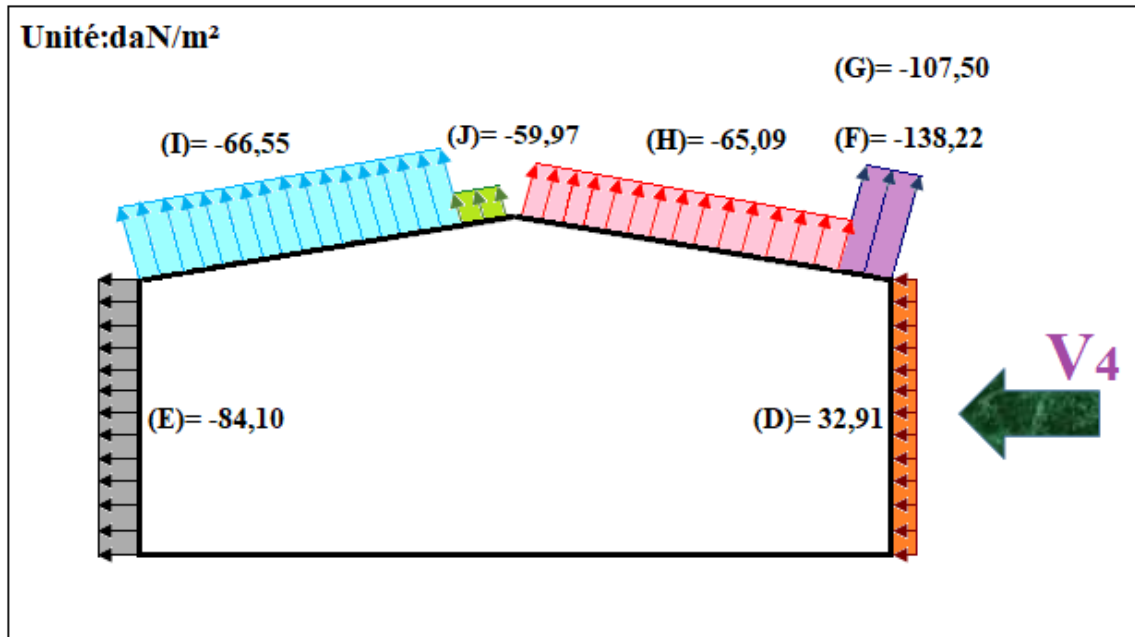


Figure II - 29: Répartition des pressions (daN/m²) sur la toiture selon V4 (Ouvertures fermées)

On résume les résultats les plus défavorables dans le tableau suivant :

➤ parois verticales

Zone	q _{dyn} (dan/m ²)	Ph (dan/m ²)
D	73,13	77,52
E	73,13	-47,54
A	73,13	-98,73
B	73,13	-84,10
C	73,13	-62,16

Tableau II - 27: tableau recapulatif pour les parois verticales

➤ Versant de toiture

Zone	q _{dyn} (dan/m ²)	Ph (dan/m ²)
F	73,13	-138,22
G	73,13	-120,67
H	73,13	-75,33
I	73,13	-68,01
J	73,13	-59,97

Tableau II - 28: tableau recapulatif pour les versants de toiture

II.4.2.10. Forces de frottements

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 inférieur ou égal à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent ou sous le vent.

La force de frottement est négligeable si :

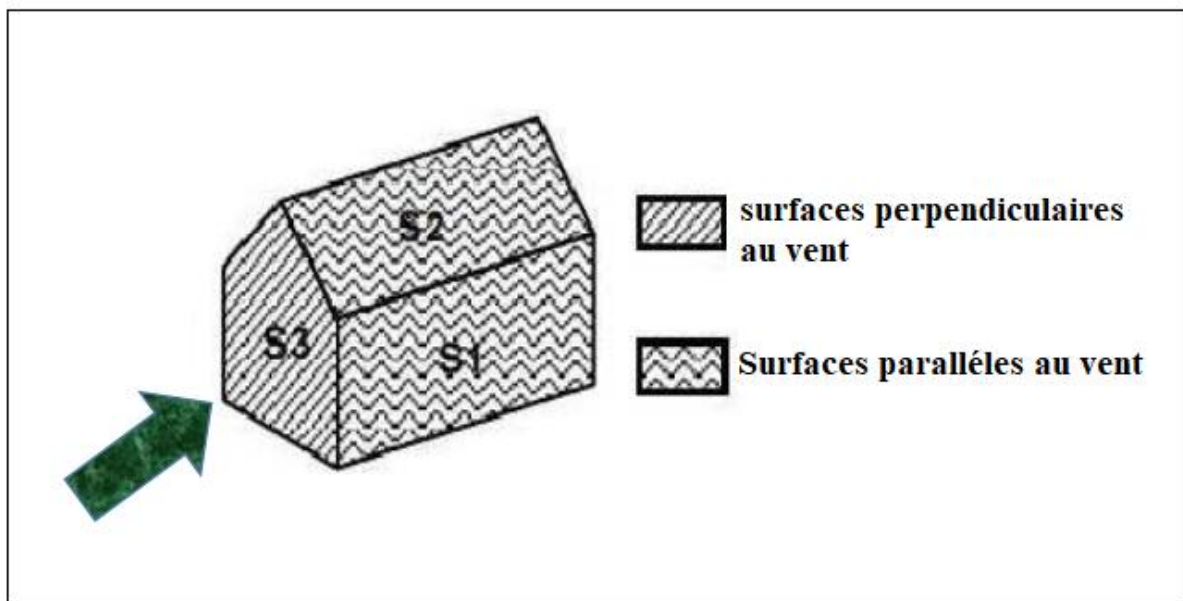


Figure II - 30: Prise en compte des effets de frottement

$$\frac{\sum \text{aire totale des Surfaces } // \text{ au vent}}{\sum \text{aire totale des Surfaces } \perp \text{ et sous le vent}} \leq 4 \quad \times$$

$$S1 + S2 \leq 4 \times S3$$

$$S1 + S2 = [(48,27 \times 13) + (48,27 \times \frac{2,28}{\sin(7,06)})] = 1522,94 \text{ m}^2$$

$$S3 = 12 \times 36,80 + (\frac{36,80}{2} \times 2,28) = 483,55 \text{ m}^2$$

$$4 \times S3 = 4 \times 483,55 = 1934,2 \text{ m}^2$$

$$1522,94 \text{ m}^2 \leq 1934,2 \text{ m}^2 \longrightarrow \text{donc la force de frottement est négligeable}$$

II.4.3. Action d'ensemble

La résultante de la force exercée par le vent sur la structure peut être déterminé directement en utilisant l'expression : $R = C_d \sum(\Phi_i \times A_{ref}) + \sum F_{fr}$

On a : $h = 14,28\text{m} < 15\text{m} \longrightarrow C_d = 1$ (RNV 2013).

- ✓ C_d : coefficient dynamique
- ✓ A_{ref} : aire de la surface élémentaire
- ✓ Φ_i : pression statique de vent qui s'exerce sur un élément de surface i

Le cas le plus défavorable est le cas où toutes les ouvertures sont fermées

- **Direction de vent v1**

Calcul des surfaces tributaires de chaque zone :

Zone D : $SD = 483,552 \text{ m}^2$

Zone E : $SE = 483,552 \text{ m}^2$

Zone F1 : $SF1 = 20,35 \text{ m}^2$

Zone F2 : $SF2 = 20,35 \text{ m}^2$

Zone G : $SG = 64,182 \text{ m}^2$

Zone H : $SH = 420,624 \text{ m}^2$

Zone I : $SI = 1250,832 \text{ m}^2$

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent V1 et les forces verticales, qui s'exercent sur la construction sont donnés dans le tableau ci-après :

Zone	$R_x(\text{daN})$	$R_z(\text{daN})$
D	$32,91 \times 483,552 = 15913,70 \longrightarrow$	0
E	$0 \times 483,552 = 0$	0
F1	0	$135,30 \times 20,35 \times \cos(7,06) = 2732,48 \uparrow$
F2	0	$135,30 \times 20,35 \times \cos(7,06) = 2732,48 \uparrow$
G	0	$120,67 \times 64,182 \times \cos(7,06) = 7686,12 \uparrow$
H	0	$75,33 \times 420,624 \times \cos(7,06) = 31445,37 \uparrow$
I	0	$68,01 \times 1250,832 \times \cos(7,06) = 84424,09 \uparrow$
TOTAL	$15913,70 \longrightarrow$	$129020,54 \uparrow$

Tableau II - 29: les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent V1

- **Direction de vent V2**

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent V2 et les forces verticales, qui s'exercent sur la construction sont donnés dans le tableau ci-après :

Calcul des surfaces tributaires de chaque zone :

Zone D : $SD = 627,51 \text{ m}^2$

Zone E : $SE = 627,51 \text{ m}^2$

Zone F1 : $SF1 = 21,29 \text{ m}^2$

Zone F2 : $SF2 = 21,29 \text{ m}^2$

Zone G : $SG = 94,99 \text{ m}^2$

Zone H : $SH = 750,60 \text{ m}^2$

Zone I : $SI = 750,60 \text{ m}^2$

Zone J : $SJ = 137,57 \text{ m}^2$

Zone	R_x (daN)	R_z (daN)
D	$32,91 \times 627,51 = 20651,36$ →	0
E	$0 \times 627,51 = 0$	0
F1	$138,22 \times 21,29 \times \text{tag}(7,06) = 364,45$ ←	$138,22 \times 21,29 = 2942,70$ ↑
F2	$138,22 \times 21,29 \times \text{tag}(7,06) = 364,45$ ←	$138,22 \times 21,29 = 2942,70$ ↑
G	$107,50 \times 94,99 \times \text{tag}(7,06) = 1264,67$ ←	$107,50 \times 94,99 = 10211,43$ ↑
H	$65,09 \times 750,60 \times \text{tag}(7,06) = 6050,77$ ←	$65,09 \times 750,60 = 48856,56$ ↑
I	$66,55 \times 750,60 \times \text{tag}(7,06) = 6186,50$ →	$66,55 \times 750,60 = 49952,43$ ↑
J	$59,97 \times 137,57 \times \text{tag}(7,06) = 1021,76$ →	$59,97 \times 137,57 = 8250,08$ ↑
TOTAL	19814,78 →	123155,9 ↑

Tableau II - 30: les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent V2

II.4.4. Calcul de la stabilité d'ensemble

II.4.4.1. Vérification de la stabilité transversale

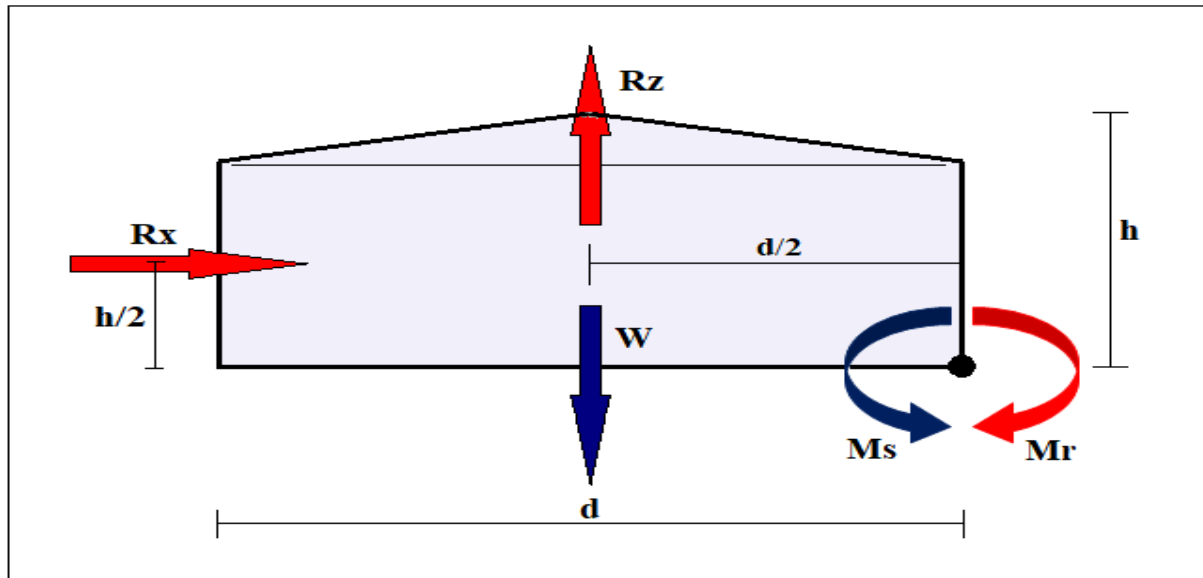


Figure II - 31: la stabilité transversale

Pour vérifier la stabilité transversale : $M_r \leq M_s$

➤ **Calcul du moment de renversement M_r**

$$M_r = (R_x \times H/2) + (R_z \times d/2)$$

$$M_r = (19814,78 \times 14,28/2) + (123155,9 \times 36,80/2)$$

$$M_r = 2407546,090 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant M_s**

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

Avec : w : poids approximatif de la structure en plan de bâtiment

$$W = 0,5 \times (36,80 \times 48,27) = 888,17 \text{ KN}$$

$$W = 88817 \text{ daN}$$

$$M_s = 888,17 \times (36,80/2) = 16342,33 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 1634233 \text{ daN.m}$$

$M_r > M_s$: la stabilité transversale n'est pas vérifiée

Il faut que la condition suivante soit vérifiée

$$M_s = w \times d/2 \geq M_r$$

$$\text{D'où } w \geq \frac{M_r}{d/2} = \frac{2407546,090}{36,80/2} = 130844,90 \text{ daN}$$

$$\text{Le poids propre du bâtiment : } W = 50 \times 36,80 \times 48,27 = 88817 \text{ daN}$$

Il faut dimensionner les semelles de fondation de manière à ce que leurs poids soient au minimum de :

$$130844,90 - 88817 = 42027,9 \text{ daN}$$

$$\text{Nombre totale des poteaux : } 2 \times 9 = 18$$

Donc le poids minimal d'une semelle en béton doit être :

$$\frac{42027,9}{18} = 2334,89 \text{ daN}$$

$$\text{Le volume de béton nécessaire est de : } \frac{2334,89}{2400} = 0,98 \text{ m}^3$$

(Semelle de **1m²** par **0,98m** de profondeur)

Remarque

Pour des raisons pratiques et de sécurité on opte pour une semelle de **1m²** par **1m** de profondeur.

Le poids additionnel des semelles de fondations :

$$W = 1 \times 2400 \times 18 = 43200 \text{ daN}$$

Le poids total de la structure sera donc :

$$W = 88817 + 43200 = 132017 \text{ daN}$$

Le poids volumique du béton est supposé égale à **2400 daN/m³**

Vérification

$$W = 100 \times 36,80 \times 48,27 = 177633,6 \text{ daN}$$

$$M_s = W \times d/2 = 177633,6 \times 36,80/2 = 3268458,24 \text{ daN.m}$$

Donc :

$M_r = 2407546,090 \text{ daN.m} < M_s = 3268458,24 \text{ daN.m} \longrightarrow$ Stabilité transversal vérifié

II.4.4.2. Vérification de la stabilité longitudinale

➤ Calcul du moment de renversement M_r

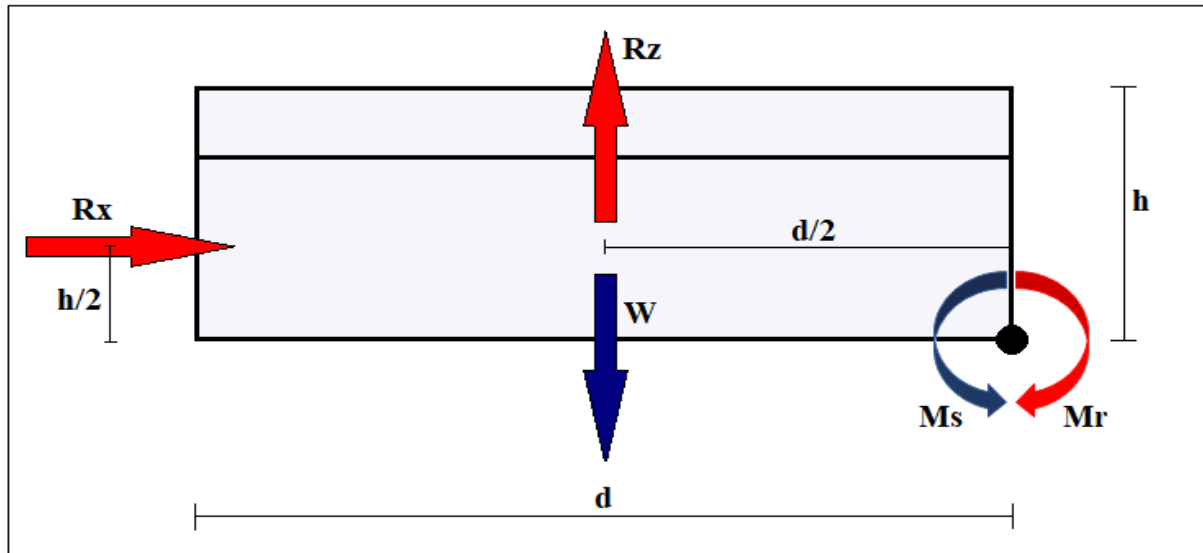


Figure II - 32: la stabilité longitudinale

$$M_r = (R_x \times h/2) + (R_z \times d/2)$$

$$M_r = (15913,70 \times 14,28/2) + (129020,54 \times 48,27/2) = 3227534,56 \text{ daN.m}$$

$$M_r = 3227534,56 \text{ daN.m}$$

➤ Calcul du moment stabilisant M_s

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

$$\text{Avec : } W = 100 \times 36,80 \times 48,27 = 177633,6 \text{ daN}$$

$$M_s = 177633,6 \times 48,27/2 = 4287186,93 \text{ daN.m}$$

$$M_s = 4287186,93 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$M_r = 3227534,56 \text{ daN.m} < M_s = 4287186,93 \text{ daN.m}$$

➔ La stabilité longitudinale est vérifiée.



2019/2020



Chapitre III

Pré-Dimensionnement des éléments secondaires



Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou



III.1. Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir et à dimensionner des éléments secondaires (**les pannes, les potelets, les lisses de bardage**) qui constituent le hangar et qui seront soumis aux différents chargements. Ce calcul nous fournira les profilés pouvant assurer à la fois la résistance et la stabilité de la structure. Pour mener à bien nos calculs, Les formules de vérification utilisées sont tirées de l'Eurocode 03 et de l'ouvrage de (Mr DAHMANI)

III.2. Etude des pannes

III.2.1. Définition

Les pannes sont des poutres généralement conçue en **IPE** destinées à transmettre les charges et surcharges de la couverture à la traverse.

En plus de leurs poids propre, elles sont soumises au poids de la couverture ainsi qu'aux actions climatique et aux charges d'entretien.

Les charges sur la panne se décomposent en deux :

- L'une est parallèle au versant Q_y *sd*
- l'autre normale à la panne Q_z *sd*.

Donc elle travaille en flexion déviée

III.2.2. Les données de calcul

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance **L=6m**.
- La distance entre axes des pannes (espace entre 2 pannes) de **e=1,26m** on aura alors **15** pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est $\alpha = 7,06^\circ$
- Les pannes sont en acier S235 donc :
 - $f_y = 235 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier)
 - $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier)

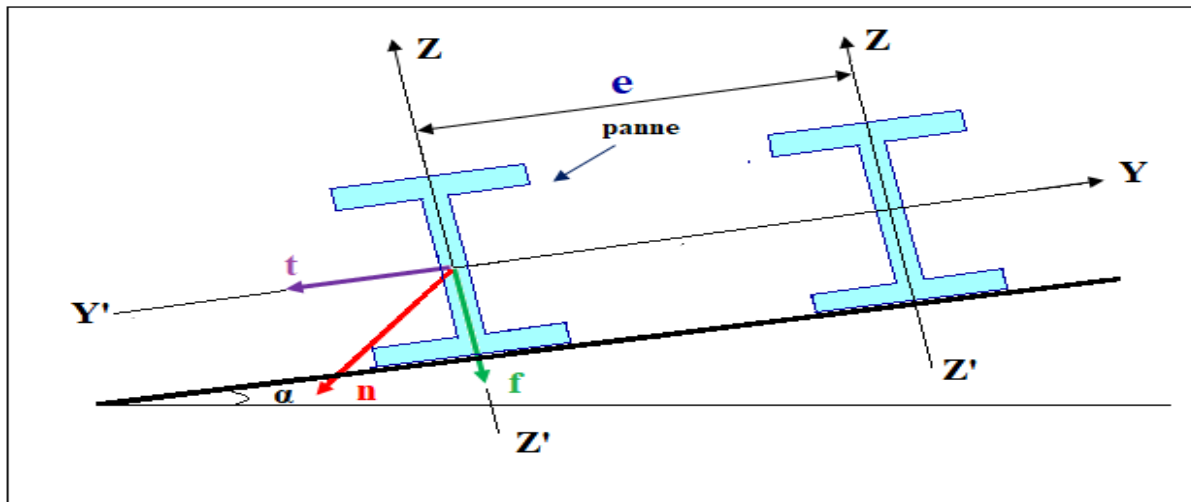


Figure III - 1: Disposition de la panne sur la toiture.

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges

III.2.3.1. Les charges permanentes

- Poids propre de couvertures (TL75) 13,84 daN/m²
- Poids propre estimé de la panne 15,8 daN/ml
- Accessoire de pose 5 daN/m²

$$G = [(P_{tole} + P_{accessoire}) \times e] + P_{panne \text{ estimé}}$$

$$G = [(13,84 + 5) \times 1,26] + 15,8$$

$$G = 39,54 \text{ daN/ml}$$

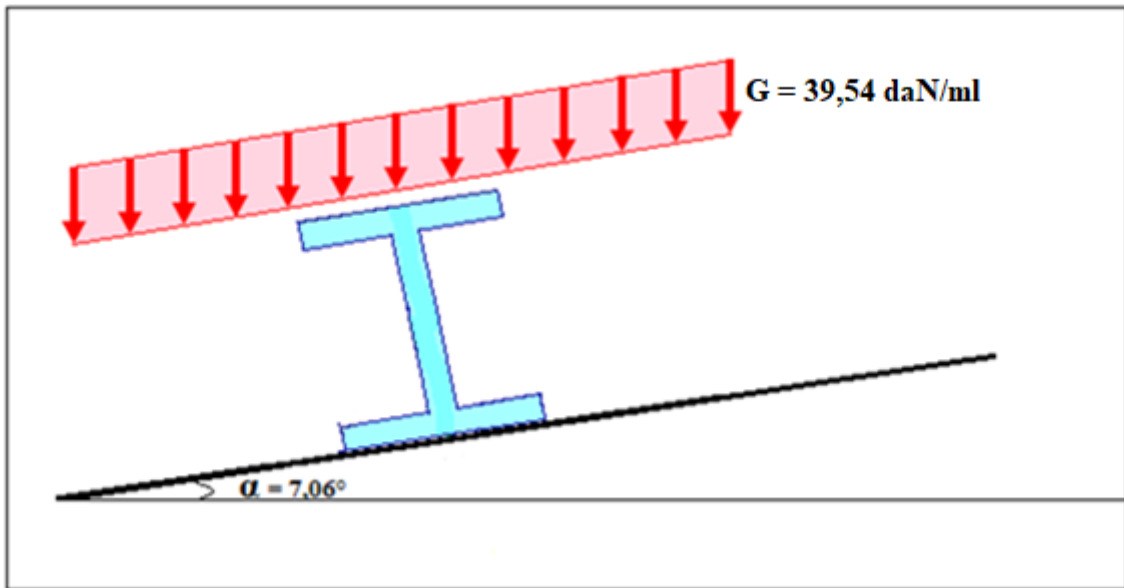


Figure III - 2: Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes

III.2.3.2. Les charges variables

✚ Surcharge climatique de vent : (soulèvement)

Les pannes le plus sollicité se trouvent dans la zone **F** de la toiture.

$$V_F = 138,22 \text{ daN /m}^2$$

$$V = 138,22 \times 1,26 = 174,16 \text{ daN/ml} \uparrow$$

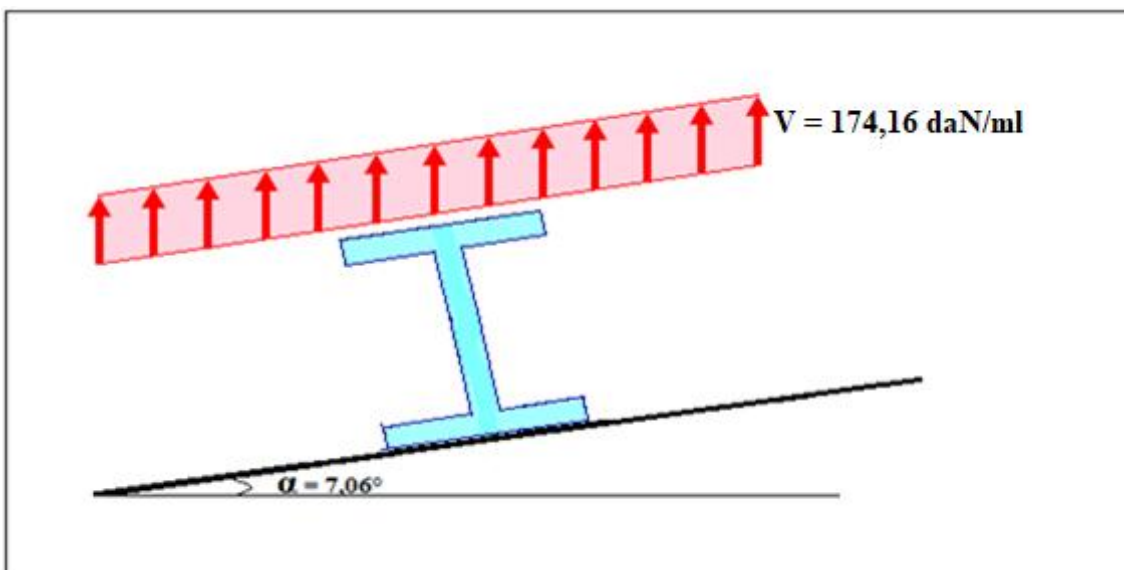


Figure III - 3: Surcharge de vent sur la panne

✚ Surcharge climatique de neige

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

$$N = 15,80 \times 1,26 = 19,91 \text{ daN/ml} \downarrow$$

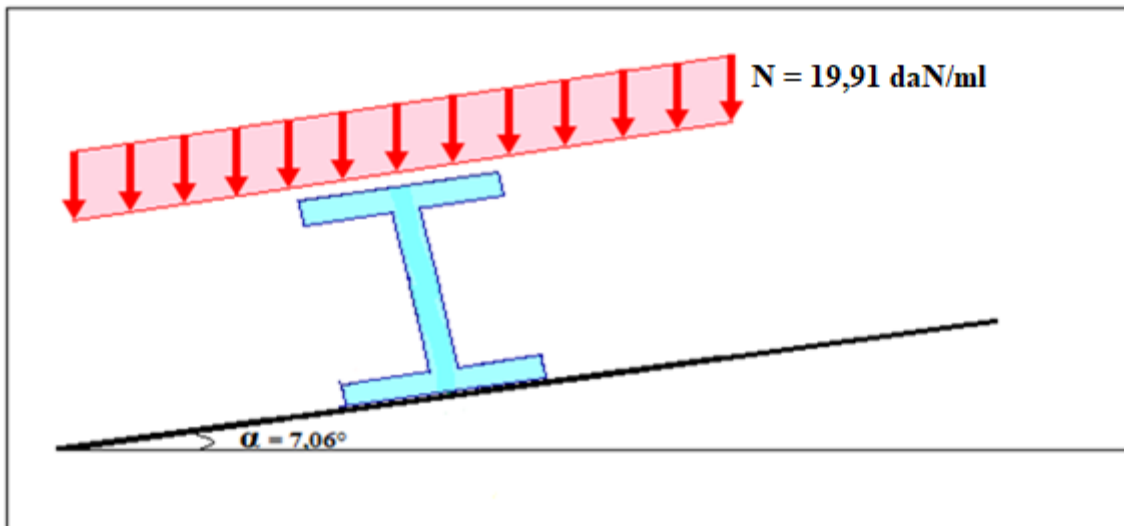


Figure III - 4: Surcharge de neige sur la panne

✚ Surcharge d'entretien « E »

La charge uniformément répartie q_E due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux flèches des charges uniformément réparties et celles des charges ponctuelles.

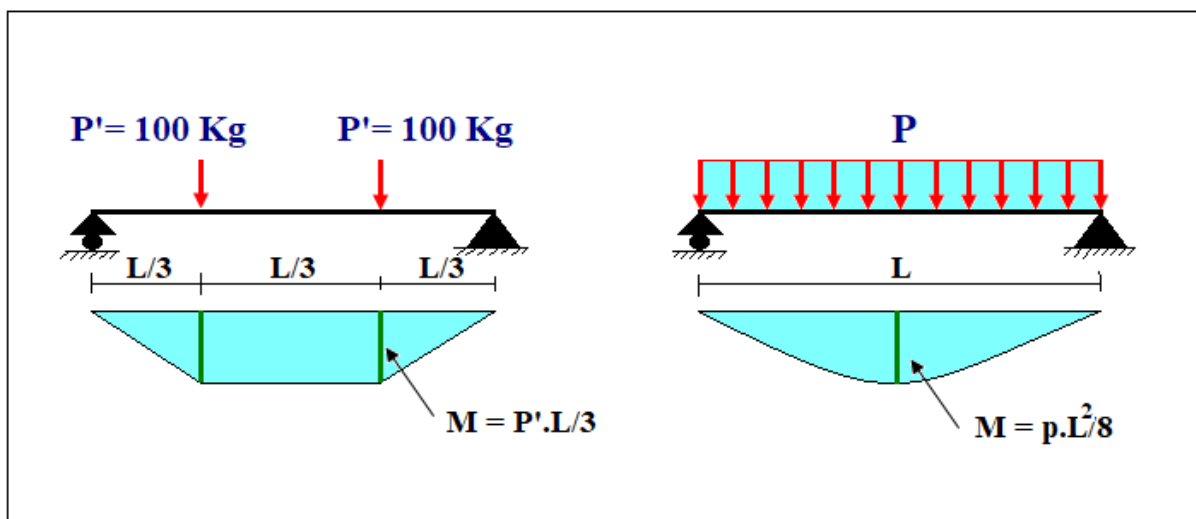


Figure III - 5: Schéma statique des charges d'entretien P et P' sur les pannes

$$Fp' = \frac{8,625}{243} \times \frac{PL^3}{EI}$$

$$Fp = \frac{5}{384} \times \frac{q_E L^4}{EI}$$

$$\frac{8,625}{243} \times \frac{PL^3}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{q_E L^4}{EI}$$

$$\text{On pose : } a = \frac{8,625}{243} \quad , \quad b = \frac{5}{384}$$

$$a \times P = b \times q_E \times L$$

$$q_E = \frac{a \times P}{b \times L} = \frac{0,035 \times 100}{0,013 \times 6} = 44,87 \text{ daN/ml}$$

$$E = 44,87 \text{ daN/ml}$$

D'après les Eurocode EN1991-1-1et 1-3 pour les couvertures dont la pente est inférieure à 30°, on prend comme charge minimale $E = 60 \text{ daN/m}^2$ de la surface de la couverture.

$$E = 60 \text{ daN/m}^2$$

$$E = 60 \times 1,26 = 75,6 \text{ daN/ml}$$

$$E = 75,6 \text{ daN/ml}$$

III.2.4. Combinaison de charge les plus défavorables

A L'ELU

A. Actions vers le bas

$$Qsd1 = 1,35G + 1,5E = (1,35 \times 39,54) + (1,5 \times 75,6) = 166,78 \text{ daN/ml}$$

$$Qsd2 = 1,35G + 1,5N = (1,35 \times 39,54) + (1,5 \times 19,91) = 83,25 \text{ daN/ml}$$

B. Actions vers le haut

$$Qzsd = G \times \text{Cos}(7,06) - 1,5V = 39,54 \times \text{Cos}(7,06) - (1,5 \times 174,16) = -222 \text{ daN/ml}$$

$$Qysd = 1,35G \times \text{Sin}(7,06) = 1,35 \times 39,54 \times \text{Sin}(7,06) = 6,56 \text{ daN/ml}$$

Remarque

D'après le nouveau règlement (DTR), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien.

✚ Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs :

Actions vers le bas

$$Q_{sd} = \text{Max}(Q_{sd1}; Q_{sd2}) = \text{Max}(166,78; 83,25)$$

$$Q_{sd} = 166,78 \text{ daN/ml} \quad (\text{C'est pour la vérification à la résistance en section})$$

Actions vers le haut

$$\left. \begin{array}{l} Q_{zsd} = -222 \text{ daN/ml} \uparrow \\ Q_{ysd} = 6,56 \text{ daN/ml} \leftarrow \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{C'est pour la vérification au déversement} \\ \text{de l'élément} \end{array}$$

✚ A L'ELS**a. Actions vers le bas**

$$Q_{sd1} = G + E = 39,54 + 75,6 = 115,14 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 39,54 + 19,91 = 59,45 \text{ daN/ml}$$

b. Actions vers le haut

$$Q_{sd3} = G \times \text{Cos}(7,06) - V = 39,54 \times \text{Cos}(7,06) - 174,16 = -134,92 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Dunc: } Q_{sd} = \text{Max}(Q_{sd1}; Q_{sd2}; Q_{sd3}) = -134,92 \text{ daN/ml}$$

III.2.5.Principe de pré dimensionnement

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

Ils sont dimensionnés par le calcul pour satisfaire aux vérifications suivantes :

- Vérification à l'État limite ultime (ELU)
- vérification à l'État limite de service (ELS)

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

III.2.6. Condition de la flèche

✚ La flèche verticale

$$Q_{z.sd} = -134,92 \text{ daN/ml}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} \times l^4}{E \times \frac{l}{200}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{134,92 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times \frac{600}{200}}$$

$$I_y \geq 358,66 \text{ cm}^4$$

✚ La flèche horizontale

$$Q_{y.sd} = -134,92 \times \sin(7,06) = -16,58 \text{ daN/ml}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{Q_{y.sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l/2}{200}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{16,58 \times 10^{-2} \times \left(\frac{600}{2}\right)^4}{E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l/2}{200}$$

$$\text{Avec : } f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$I_z \geq \frac{2,05}{384} \times \frac{16,58 \times 10^{-2} \times \left(\frac{600}{2}\right)^4}{2,1 \times 10^6 \times 1,5}$$

$$I_z \geq 2,28 \text{ cm}^4$$

On a $I_y \geq 358,66 \text{ cm}^4$ donc d'après les tableaux des profilés IPE on adopte un profilé

IPE160.

IPE160	Dimensions						Aire de la Section
	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	d (mm)	A Cm^2
	160	82	5	7,4	9	127,2	20,1
	Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de torsion	Moment D'inertie de gauchissement
	$Wpl.y$ $Cm3$	$Wpl.z$ $Cm3$	Avz Cm^2	Avy Cm^2	Iz $Cm4$	iz Cm	$Iw \times 103$ $Cm6$
	124	26,1	9,66	10,44	68,3	1,84	

Tableau III - 1: Caractéristiques géométriques de l'IPE 160

III.2.7. Vérification à l'État limite ultime (ELU) :

III.2.7.1. Vérification de la section en flexion déviée :

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

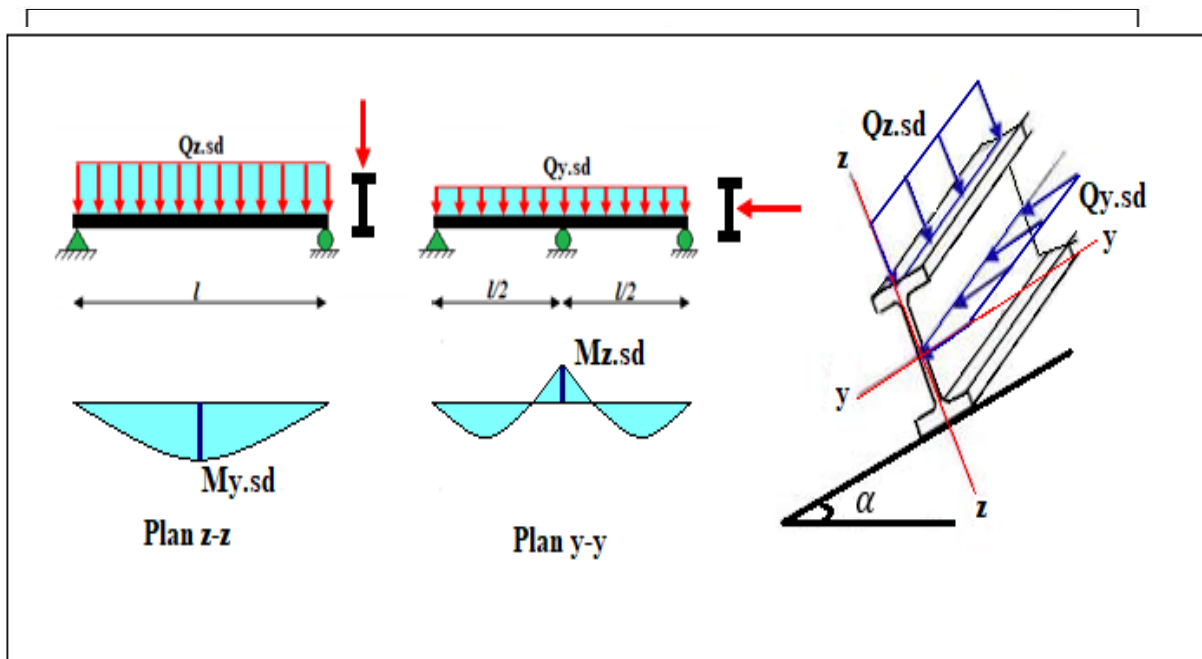


Figure III - 6: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

➤ **classe de la section**

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie

▪ **classe de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{82/2}{7,4} = 5,54 < 9 \quad \longrightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

▪ **Classe de l'âme :**

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 < 72 \quad \longrightarrow \quad \text{Âme de classe 1}$$

D'après les deux résultats donc la section est de classe 1

La panne travaille en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier la formule (5-35) de l'EUROCODE 3 :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right]^\beta \leq 1,0$$

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

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

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

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

Q_y : Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme

Q_z : Charge appliquée dans le plan de l'âme.

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

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

On a choisi une section en I : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

Avec $n = N/N_{pl}, Rd$

Pas d'efforts normal : $N=0$ donc $n = 0 \longrightarrow \beta=1$

On a $Q_{sd} = 166,78 \text{ daN/ml}$

$$Q_{z.sd} = 166,78 \times \cos 7,06 = 165,52 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = 166,78 \times \sin 7,06 = 20,50 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{165,52 \times 6^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = 744,84 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{20,50 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8}$$

$$M_{z.sd} = 23,06 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{124 \times 23,5}{1,1}$$

$$M_{ply.Rd} = 2649,09 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{26,1 \times 23,5}{1,1}$$

$$M_{plz.Rd} = 557,59 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{744,84}{2649,09}\right]^2 + \left[\frac{23,06}{557,59}\right]^1 = 0,12 \leq 1,0 \longrightarrow \text{Vérfiée}$$

La résistance de l'**IPE160** est vérifiée vis-à-vis de la flexion déviée

III.2.7.2. Vérification de la section au cisaillement

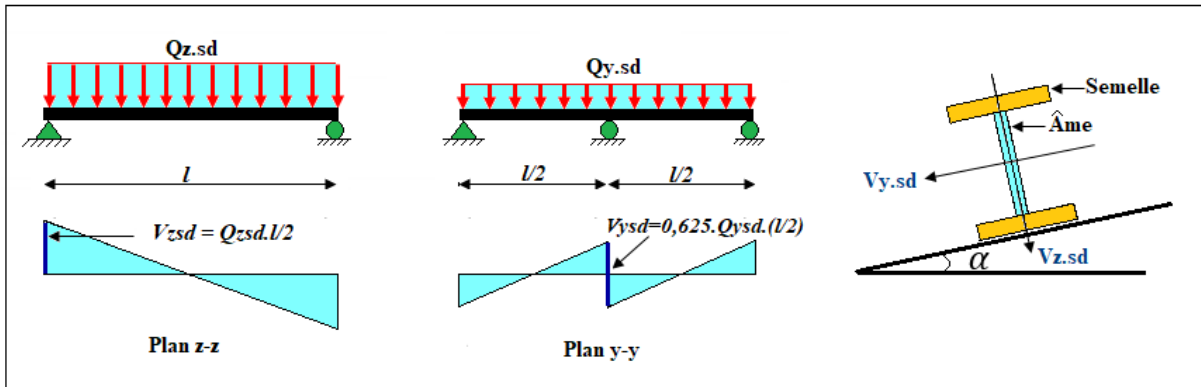


Figure III - 7 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

La vérification est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz}.Rd$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply}.Rd$$

$$\text{Avec : } V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{165,52 \times 6}{2}$$

$$V_{z.sd} = 496,56 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0,625 \times Q_{y.sd} \times \frac{l}{2} = 0,625 \times 20,50 \times \frac{6}{2}$$

$$V_{y.sd} = 38,44 \text{ daN}$$

$$V_{plz}.Rd = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{9,66 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}$$

$$V_{plz}.Rd = 11914,93 \text{ daN}$$

$$V_{ply}.Rd = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{10,44 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}$$

$$V_{ply}.Rd = 12877,01 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = 496,56 \text{ daN} < V_{plz}.Rd = 11914,93 \text{ daN} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$V_{ysd} = 38,44 \text{ daN} < V_{ply}.Rd = 12877,01 \text{ daN} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

La résistance de l'**IPE160** est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

III.2.7.3. Vérification de l'élément au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres soumises à un moment de flexion qui survient lorsque la partie comprimée ou l'aile de certaines sections ouvertes se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale et de rotation du centre de cisaillement en plus de la translation verticale due aux charges appliquées .

➤ **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.

✦ **Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :**

Action vers le haut : $Qz.sd = -222 \text{ daN/ml}$

$$Qy.sd = 6,56 \text{ daN/ml}$$

$$My.sd = \frac{Qz.sd \times l^2}{8} = \frac{222 \times 6/2^2}{8}$$

$$My.sd = 999 \text{ daN.m}$$

$$Mz.sd = \frac{Qy.sd \times l^2}{8} = \frac{6,56 \times 6/2^2}{8}$$

$$Mz.sd = 7,38 \text{ daN.m}$$

L'EUROCODE 3 donne la formule suivante pour la vérification au déversement d'un élément comprimé et fléchi.

$$\frac{My.sd}{Mb.Rd} + \frac{Mz.sd}{Mplz.Rd} \leq 1,0$$

▪ **Calcul du moment résistant au déversement**

$$Mb.Rd = \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \chi_{lt} \times M_{ply}.Rd$$

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

▪ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :**

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}}$$

χ_{lt} : Coefficient de réduction pour le déversement

λ_{LT} : L élancement de déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C1^{0,5} [1 + \frac{1}{20} \times (\frac{L/iz}{h/tf})^2]^{0,25}}$$

C1 : Coefficient qui dépend de la nature du diagramme des moments

On a une charge uniformément répartie donc **C1= 1,132**

L= 3 m : longueur de maintien latérale à mi- travée

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1,84}{1,132^{0,5} [1 + \frac{1}{20} \times (\frac{300/1,84}{16/0,74})^2]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 109,45$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$\overline{\lambda}_{LT}$: L'élancement réduit pour le déversement

λ_1 : Élancement Eulérien

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{109,45}{93,9}$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,16 > 0,4$ \longrightarrow il y a risque de déversement

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

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement

On a une section laminé :

$h/b=160/82=1,95 \leq 2 \longrightarrow$ courbe de déversement «a» $\longrightarrow \alpha_{LT}=0,21$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(1,16 - 0,2) + 1,16^2]$$

$$\phi_{LT} = 1,27$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1,27 + [1,27^2 - 1,16^2]^{0,5}}$$

$$\chi_{lt} = 0,56$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{lt} \times M_{ply.Rd} = 0,56 \times 2649,09$$

$$M_{b.Rd} = 1483,49 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} = \frac{999}{1483,49} + \frac{29,52}{557,59} = 0,73 < 1 \longrightarrow \text{Vérfiée}$$

\longrightarrow IPE 160 est vérifié à l'ELU

III.2.8. Vérification à l'État limite de service (ELS)

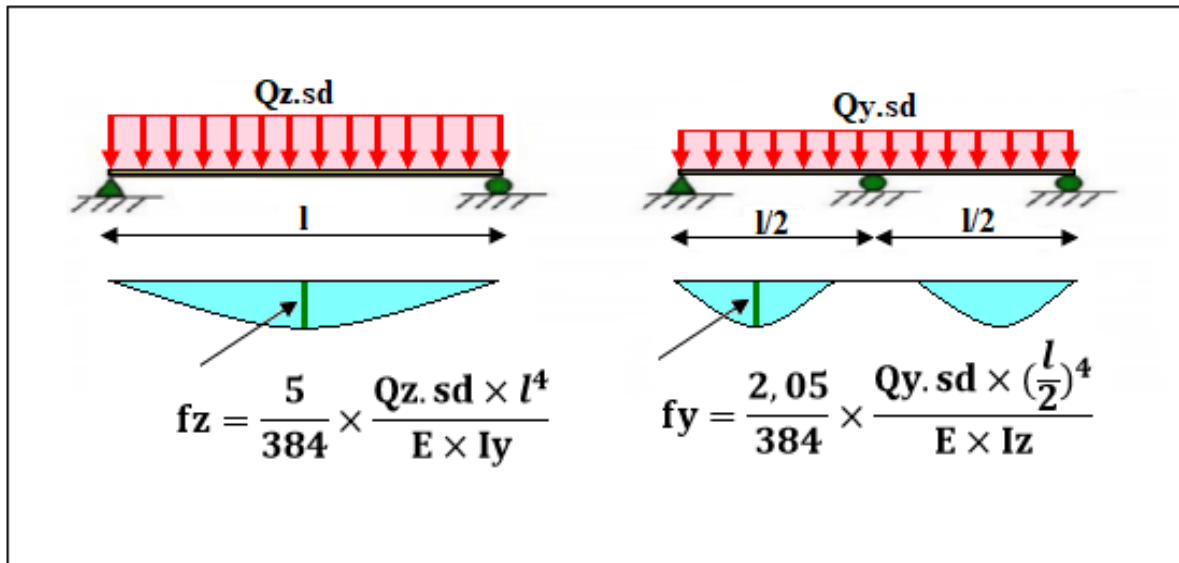


Figure III - 8 : Vérification de la flèche

✚ Vérification de la flèche

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

Action vers le bas

$$Q_{sd1} = G + E = 39,54 + 75,6 = 115,14 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 39,54 + 19,91 = 59,45 \text{ daN/ml}$$

Action vers le haut

$$Q_{sd3} = G \times \cos(7,06) - V = 39,54 \times \cos(7,06) - 174,16 = -134,92 \text{ daN/ml}$$

La combinaison la plus défavorable à retenir pour les calculs :

$$Q_{sd} = \text{Max}(Q_{sd1}; Q_{sd2}; Q_{sd3}) = \text{Max}(115,14; 59,45; -134,92)$$

$$Q_{sd} = 134,92 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = 134,92 \times \cos 7,06 = 133,90 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = 134,92 \times \sin 7,06 = 16,58 \text{ daN/ml}$$

✚ Condition de vérification

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$\text{Avec : } f_{ad} = \frac{l}{200} \longrightarrow \text{poutre sur deux appuis}$$

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} \longrightarrow \text{Poutre sur trois appuis}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{zsd} \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{133,90 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 869}$$

$$f_z = 1,24 \text{ Cm}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200}$$

$$f_{ad} = 3 \text{ Cm}$$

$$f_z = 1,24 \text{ Cm} < f_{ad} = 3 \text{ Cm} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

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

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{Q_{y.sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E \times I_z} = \frac{2,05}{384} \times \frac{16,58 \times 10^{-2} \times \left(\frac{600}{2}\right)^4}{2,1 \times 10^6 \times 68,3}$$

$$f_y = 0,05 \text{ Cm}$$

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200}$$

$$f_{ad} = 1,5 \text{ Cm}$$

$$f_y = 0,05 \text{ Cm} < f_{ad} = 1,5 \text{ Cm} \quad \text{Vérfié}$$

→ IPE 160 est vérifié à l'ELS

III.2.8.1. Conclusion

Le profilé laminé choisi (**I'PE 160**) est vérifié aux états limites ultimes (ELU) et de services (ELS) donc vérifié a la sécurité est convient comme panne de toiture.

III.3. Dimensionnement des liernes des pannes

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

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

- En phase de montage du bâtiment, assurer la rectitude des pannes avant la mise en place de la couverture.
- En phase d'exploitation du bâtiment, apporter aux pannes un maintien latéral

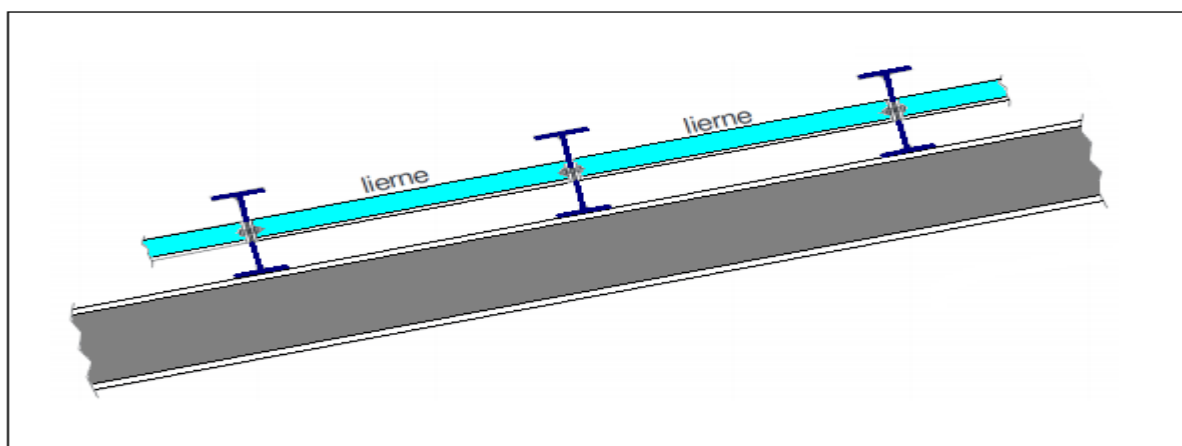


Figure III - 9: Dispositions des liernes.

III.3.1. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

a) Réaction au niveau des liernes

$$R = 1.25 \times Q_{ysd} \times l/2 = 1.25 \times 20,50 \times 6/2 = 76,88 \text{ daN}$$

$$\text{Avec : } Q_{ysd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 166,78 \times \sin 7,06 = 20,50 \text{ daN/ml}$$

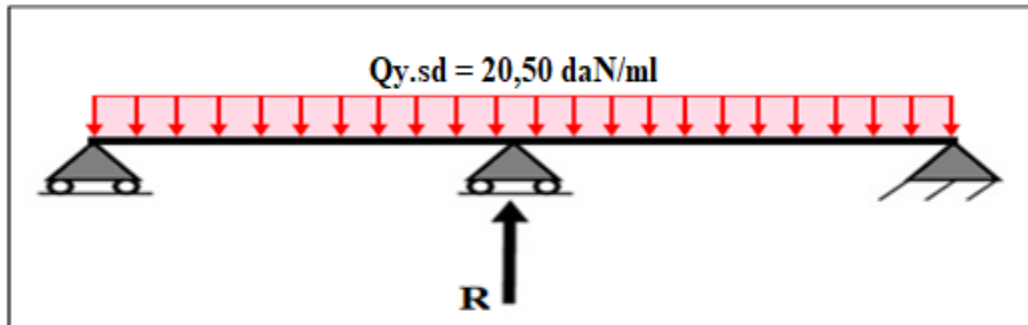


Figure III - 10: Chargement des liernes.

b) Évaluation des efforts dans les liernes

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{76,88}{2} = 38,44 \text{ daN}$$

✦ Efforts dans les tronçons L2, L3, L4, L5, L6, L7, L8, L9, L10, L11, L12, L13, L14

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$T_2 = R + T_1 = 76,88 + 38,44 = 115,32 \text{ daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 76,88 + 115,32 = 192,2 \text{ daN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 76,88 + 192,2 = 269,08 \text{ daN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 76,88 + 269,08 = 345,96 \text{ daN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 76,88 + 345,96 = 422,84 \text{ daN}$$

$$T_7 = R + T_6 = 76,88 + 422,84 = 499,72 \text{ daN}$$

$$T_8 = R + T_7 = 76,88 + 499,72 = 576,6 \text{ daN}$$

$$T_9 = R + T_8 = 76,88 + 576,6 = 653,48 \text{ daN}$$

$$T_{10} = R + T_9 = 76,88 + 653,48 = 730,36 \text{ daN}$$

$$T_{11} = R + T_{10} = 76,88 + 730,36 = 807,24 \text{ daN}$$

$$T_{12} = R + T_{11} = 76,88 + 807,24 = 884,12 \text{ daN}$$

$$T_{13} = R + T_{12} = 76,88 + 884,12 = 961 \text{ daN}$$

$$T_{14} = R + T_{13} = 76,88 + 961 = 1037,88 \text{ daN}$$

✦ **Effort dans les diagonales L15**

$$\varphi = \text{arc tg } \frac{l}{3} = \text{arc tg } \frac{1,26}{3} = 22,78^\circ$$

$$T_{15} = \frac{T_{14}}{2 \times \text{Sin}\varphi} = \frac{1037,88}{2 \times \text{Sin}(22,78)} = 1340,26 \text{ daN}$$

Effort de traction	Valeur (daN)
T1	38,44
T2	115,32
T3	192,2
T4	269,08
T5	345,96
T6	422,84
T7	499,72
T8	576,6
T9	653,48
T10	730,36
T11	807,24
T12	884,12
T13	961
T14	1037,88
T15	1340,26

Tableau III - 2: Évaluation des efforts dans les liernes.

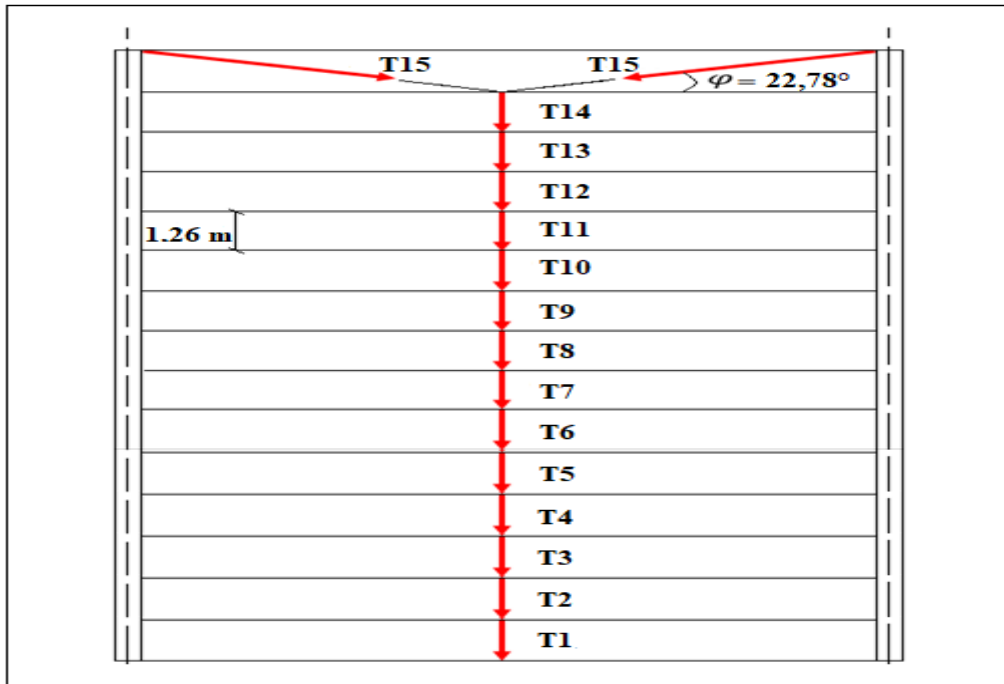


Figure III - 11: Efforts dans les liernes.

c) Dimensionnement des liernes

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant : $N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$

Le tronçon le plus sollicité est L15 donc $N_{sd} = 1340,26 \text{ daN}$

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

Avec :

$N_{pl.Rd}$: Résistance plastique de la section brute

$$N_{sd} = T_{15} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1340,26 \times 1,1}{2350} = 0,63 \text{ Cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0,63$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,63}{\pi}} = 0,89 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 0,89 \text{ cm} = 8,9 \text{ mm}$

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

III.4. Dimensionnement des échantignolles

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes (traverses), Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage, les pannes sont attachées aux échantignolles par boulonnage. Les échantignolles sont réalisées au moyen d'un plat plié et elles assurent la liaison entre pannes et structure principale, Elles sont dimensionnées en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant le versant.

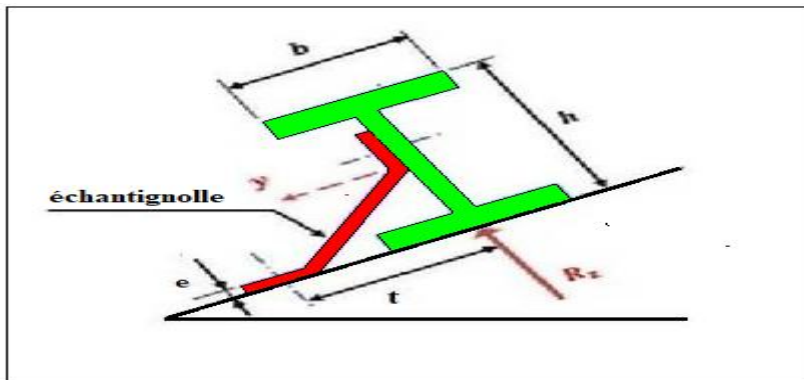


Figure III - 12: Disposition d'échantignolle

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

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

Pour l'IPE 160 : $b=8,2 \text{ cm}$, $h= 16 \text{ cm}$,

$$2(8,2/2) = 8,2\text{cm} \leq t \leq 3(8,2/2) = 12,3\text{cm}$$

Soit : $t = 10 \text{ cm}$

III.4.1. Calcul des charges revenant à l'échantignolle

(Suivant la méthode du livre de Mr DAHMANI)

➤ **Effort de soulèvement**

$$Q_{zsd} = G \times \cos \alpha - 1.5 \times V = 39,54 \times \cos 7,06^\circ - 1.5 \times 174,16$$

$$Q_{zsd} = -222 \text{ daN/ml}$$

➤ **Efforts suivant le rampant**

$$Q_{ysd} = 1.35 G \times \sin \alpha = 1.35 \times 39,54 \times \sin 7,06^\circ = 6,56 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{ysd} = 6,56 \text{ daN/ml}$$

➤ **Échantignolle de rive**

$$R_z = Q_{zsd} \times l/2 = 222 \times (6/2) = 666 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{ysd} \times l/2 = 6,56 \times (6/2) = 19,68 \text{ daN}$$

➤ **Échantignolle intermédiaire**

$$R_z = 666 \times 2 = 1332 \text{ daN}$$

$$R_y = 19,68 \times 2 = 39,36 \text{ daN}$$

III.4.2. Calcul du moment de renversement

$$M_r = (R_z \times t) + (R_y \times h/2) = (1332 \times 10) + (39,36 \times 10/2)$$

$$M_r = 13516,8 \text{ daN.cm}$$

III.4.3. Dimensionnement de l'échantignolle

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

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

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

$$M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}} \longrightarrow \text{Moment de la résistance élastique de la section}$$

$M_{sd} = MR \longrightarrow$ moment sollicitant

- Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} \geq \frac{MR \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{13516,8 \times 1,1}{2350}$$

$$W_{el} \geq 6,33 \text{ cm}$$

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

III.5. Dimensionnement des lisses de bardage

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

- ✚ La pression engendrée par le vent

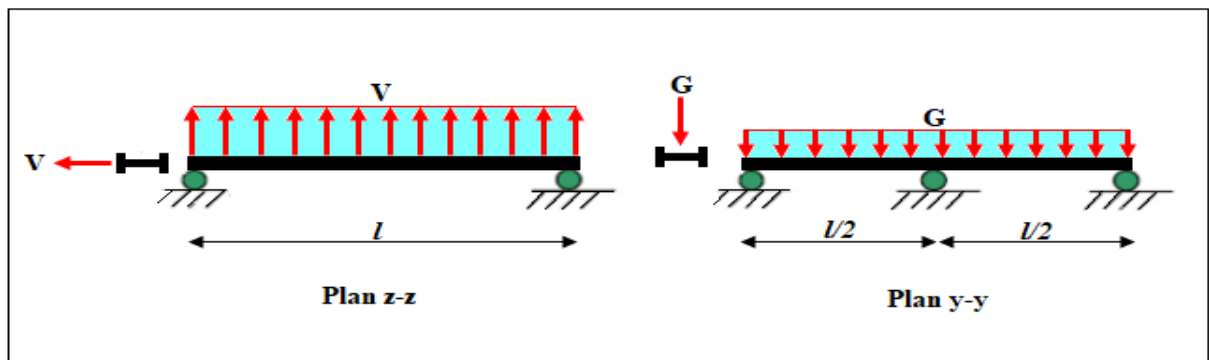


Figure III - 13: pression de vent sur la lisse.

- ✚ Principe de dimensionnement

Les lisses sont soumises à : la flexion autour de Z + flexion autour de Y.

De ce fait, elles fonctionnent en flexion déviée (bi-axiale).

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable de la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

Comme dans le cas des pannes, les lisses aussi sont dimensionnées et calculées pour satisfaire simultanément aux :

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

III.5.1. Vérification de la lisse de long-pan

❖ Les données :

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L = 6\text{m}$.
- L'entre axe des lisses $e = 1,80\text{ m}$
- Nombre des lisses pour chaque paroi ($n=7$)
- Poids propre de la couverture (LL35) 10.544 daN/m^2
- Poids propre d'isolants 5 daN/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 4 daN/m^2
- Poids propre de la lisse estimé 16 daN/ml

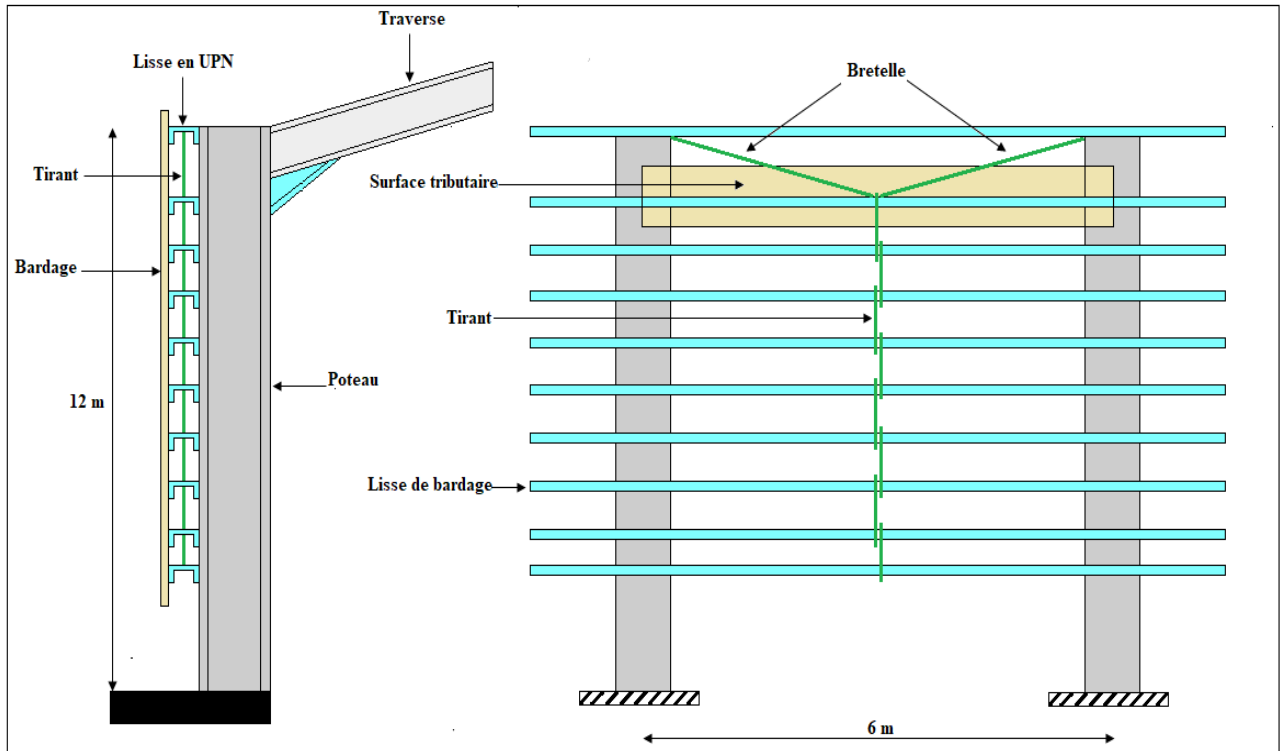


Figure III - 14: Disposition des liernes et lisses de bardages.

III.5.1.1. Evaluation des charges et surcharges

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

$$G = (P \text{ couverture} + P \text{ isolant} + P \text{ accessoire}) \times e + P \text{ lisse}$$

$$G = (10,544 + 5 + 4) \times 1,57 + 16$$

$$G = 46,69 \text{ daN/ml}$$

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

$$V = 77,52 \text{ daN/m}^2$$

$$V = 77,52 \times 1,57$$

$$V = 121,71 \text{ daN/ml}$$

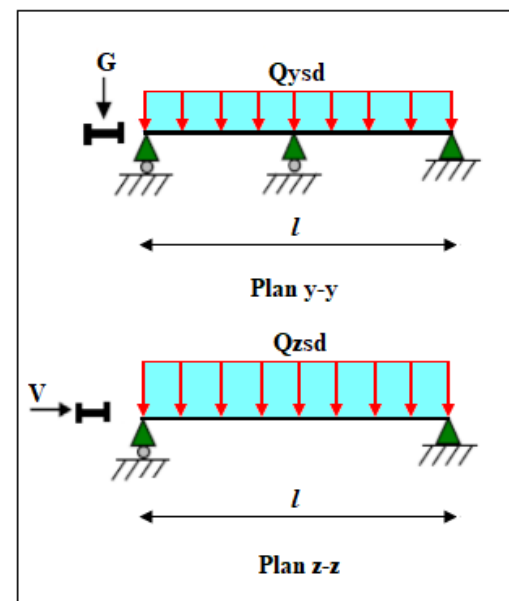


Figure III - 15: chargement sur la lisse

III.5.1.2. Charge appliqué à l'ELU

✚ Combinaisons de charge les plus défavorables

$$1,35G + 1,5V$$

$$Q_{ysd} = 1,35 \times G = 1,35 \times 46,69$$

$$Q_{ysd} = 63,04 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = 1,5 \times V = 1,5 \times 121,71$$

$$Q_{zsd} = 182,57 \text{ daN/ml}$$

III.5.1.3. Charge appliqué à l'ELS

✚ Combinaisons de charge les plus défavorables

$$G + V$$

$$Q_{y,Sd} = G = 46,69 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,Sd} = V = 121,71 \text{ daN/ml}$$

III.5.1.4. Condition de la flèche

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifiant la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

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

$$f_z = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 121,71 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times I_y} \leq f_{adm}$$

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

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{121,71 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 3}$$

$$I_y = 326 \text{ cm}^4$$

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

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{G \times (l/2)^4}{E \times I_z} = \frac{2,05}{384} \times \frac{46,69 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{2,1 \times 10^6 \times I_z} \leq f_{adm}$$

$$\text{Avec : } f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$I_z \geq \frac{2,05}{384} \times \frac{46,69 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{2,1 \times 10^6 \times 1,5}$$

$$I_z = 6,41 \text{ cm}^4$$

Donc d'après les tableaux des profilés UPN on adopte un profilé **UPN 140**

UPN140	Dimensions						Aire de la Section
	<i>h</i> (mm)	<i>b</i> (mm)	<i>tw</i> (mm)	<i>tf</i> (mm)	<i>r</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>A</i> Cm ²
	140	60	7	10	10	98	20,4
	Caractéristiques de calcul						
	<i>Wpl. y</i> Cm ³	<i>Wpl. z</i> Cm ³	<i>Avz</i> Cm ²	<i>Avy</i> Cm ²	<i>Iz</i> Cm ⁴	<i>Iy</i> Cm ⁴	<i>iz</i> Cm
	103	28,3	12,6	7,8	62,7	605	1,75

Tableau III - 3 : Caractéristiques géométriques de l'UPN 140

III.5.2. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

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

- Vérification a la flexion bi-axiale
- Vérification au cisaillement.
- Vérification au déversement.

➤ **classe de la section**

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie :

- **Classe de la semelle**

$$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} \leq 9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

$$\frac{60/2}{10} = 3 < 9 \quad \longrightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

- **Classe de l'âme**

$$\frac{c}{tf} = \frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{98}{7} = 14 < 72 \quad \longrightarrow \quad \text{Âme de classe 1}$$

D'après les deux résultats donc la section est de classe 1

III.5.2.1. Vérification la section en flexion bi-axiale

Le lisse travail en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier la formule de l'Eurocode 3 «Art.5.4.5.4» recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 :

$$\left[\frac{My.sd}{Mply.Rd} \right]^\alpha + \left[\frac{Mz.sd}{Mplz.Rd} \right]^\beta \leq 1,0$$

On a choisi une section en U : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

Avec $n = N/Npl, Rd$

Pas d'efforts normal : $N=0$ donc $n = 0 \longrightarrow \beta=1$

$$My.sd = \frac{Qz.sd \times l^2}{8} = \frac{(1,5 \times V) \times l^2}{8} = \frac{(1,5 \times 121,71) \times 6^2}{8}$$

$$My.sd = 821,55 \text{ daN.m}$$

$$Mz.sd = \frac{Qy.sd \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{(1,35 \times G) \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{(1,35 \times 46,69) \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8}$$

$$Mz.sd = 70,71 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply}.Rd = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{103 \times 23,5}{1,1}$$

$$M_{ply}.Rd = 2200,45 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz}.Rd = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{28,3 \times 23,5}{1,1}$$

$$M_{plz}.Rd = 604,59 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{821,55}{2200,45}\right]^2 + \left[\frac{70,71}{604,59}\right]^1 = 0,26 \leq 1,0 \quad \longrightarrow \quad \text{Vérfiée}$$

La résistance de l'UPN140 est vérifiée vis-à-vis de la flexion bi-axiale

III.5.2.2. Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz}.Rd$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply}.Rd$$

$$\text{On a : } A_{vz} = 12,6 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{vy} = 7,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{182,57 \times 6}{2}$$

$$V_{z.sd} = 547,71 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0,625 \times Q_{y.sd} \times \frac{l}{2} = 0,625 \times 63,04 \times \frac{6}{2}$$

$$V_{y.sd} = 118,2 \text{ daN}$$

$$V_{plz}.Rd = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma M_0} = \frac{12,6 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}$$

$$V_{plz}.Rd = 15541,22 \text{ daN}$$

$$V_{ply. Rd} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma M_0} = \frac{7,8 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}$$

$$V_{ply. Rd} = 9620,75 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = 547,71 \text{ daN} < V_{plz. Rd} = 15541,22 \text{ daN} \quad \longrightarrow \text{Vérfiée}$$

$$V_{ysd} = 118,2 \text{ daN} < V_{ply. Rd} = 9620,75 \text{ daN} \quad \longrightarrow \text{Vérfiée}$$

La résistance de l'UPN140 est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

III.5.2.3. Vérification au déversement :

✚ Pour le premier cas

Il y a pas de risque de déversement de la lisse de bardage du moment que la semelle comprimée est soutenue. Latéralement sur toute sa longueur par le bardage.

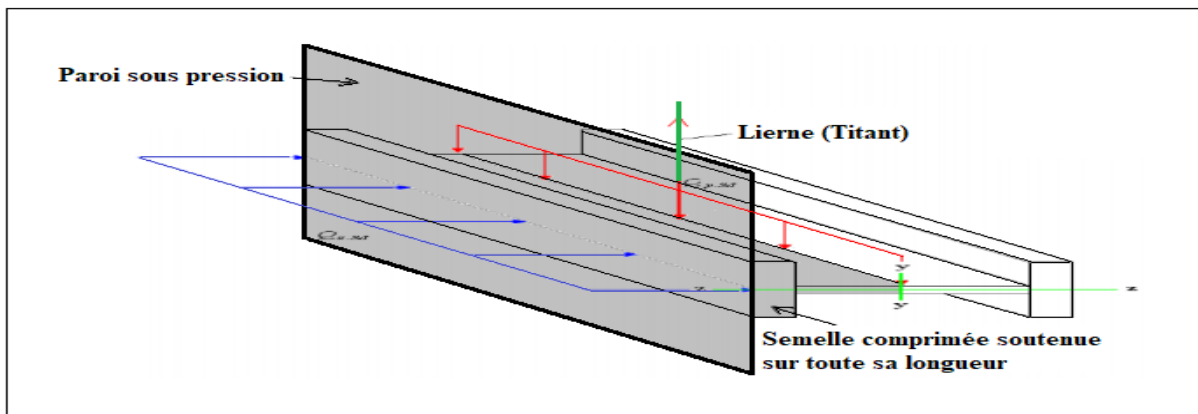


Figure III - 16: Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

✚ Pour le Deuxième cas

La formule de vérification au déversement est donnée comme suite :

$$\frac{M_{y. sd}}{M_{b. Rd}} + \frac{M_{z. sd}}{M_{plz. Rd}} \leq 1,0$$

➤ Calcul du moment résistant au déversement :

$$M_{b. Rd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \chi_{lt} \times M_{ply. Rd}$$

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

➤ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :**

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

χ_{lt} : Coefficient de réduction pour le déversement

λ_{LT} : L élancement de déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C1^{0,5} [1 + \frac{1}{20} \times (\frac{L/iz}{h/tf})^2]^{0,25}}$$

C1 : Coefficient qui dépend de la nature du diagramme des moments

On a une charge uniformément répartie donc **C1= 1,132**

L= 6 m : longueur de flambement latéral

L : longueur de maintien latérale à mi- travée = 300 cm

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1,75}{1,132^{0,5} [1 + \frac{1}{20} \times (\frac{300/1,75}{14/1})^2]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 94,37$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: L'élancement réduit pour le déversement

λ_1 : Élancement Eulérien

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{94,37}{93,9}$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1 > 0,4$ \longrightarrow il y a risque de déversement

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

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement

$h/b = 140/60 = 2,33 > 2$ \longrightarrow courbe de déversement «**d**» $\alpha_{LT}=0,76$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,76(1 - 0,2) + 1^2]$$

$$\phi_{LT} = 1,30$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1,30 + [1,30^2 - 1^2]^{0,5}}$$

$$\chi_{lt} = 0,47$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{lt} \times M_{ply.Rd} = 0,47 \times 2200,45$$

$$M_{b.Rd} = 1034,21 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} = \frac{821,55}{1034,21} + \frac{70,71}{604,59} = 0,91 < 1$$

La résistance de l'UPN140 est vérifiée vis-à-vis au déversement

III.5.3. Vérification à l'état limite de service (ELS)

✚ Vérification a la flèche :

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

$$Q = G + V$$

- **Condition de vérification**

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

- ❖ **Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe z-z) :**

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

$$f_z = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 121,71 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 605} = 1,61 \text{ cm}$$

$$f_z = 1,61 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

❖ Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargée (axe y-y) :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{G \times (l/2)^4}{E \times I_z} = \frac{2,05}{384} \times \frac{46,69 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{2,1 \times 10^6 \times 62,7} = 0,15 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,15 \text{ cm} < f_{adm} = 1,5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{OK}$$

Conclusion

Le profilés choisit **UPN140** convient pour les lisses de bardage.

III.5.4. Calcul des liernes pour les lisses de bardage

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leurs rôle principale est d'éviter la déformation latérale des lisses.

A)- Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicitée

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

$$R = 1,25 \times Q_{ysd} \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 63,04 \times \frac{6}{2}$$

$$R = 236,4 \text{ daN}$$

✦ Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la lisse inférieure :

$$T1 = \frac{R}{2} = \frac{236,4}{2} = 118,2 \text{ daN}$$

✦ L'effort de traction dans le tronçon L2 :

$$T2 = R + T1 = 236,4 + 118,2 = 354,6 \text{ daN}$$

✦ L'effort de traction dans le tronçon L3 :

$$T3 = R + T2 = 236,4 + 354,6 = 591 \text{ daN}$$

✦ L'effort de traction dans le tronçon L₄ :

$$T_4 = R + T_3 = 236,4 + 591 = 827,4 \text{ daN}$$

✦ L'effort de traction dans le tronçon L₅ :

$$T_5 = R + T_4 = 236,4 + 827,4 = 1063,8 \text{ daN}$$

✦ L'effort de traction dans le tronçon L₆ :

$$T_6 = R + T_5 = 236,4 + 1063,8 = 1300,2 \text{ daN}$$

✦ L'effort de traction dans le tronçon L₇ :

$$2T_7 \cdot \sin\theta = T_6$$

$$\text{Avec : } \theta = \text{arc tg} \frac{1,57}{3} = 27,62^\circ$$

$$T_7 = \frac{T_6}{2 \times \sin\theta} = \frac{1300,2}{2 \times \sin 27,62} = 1402,27 \text{ daN}$$

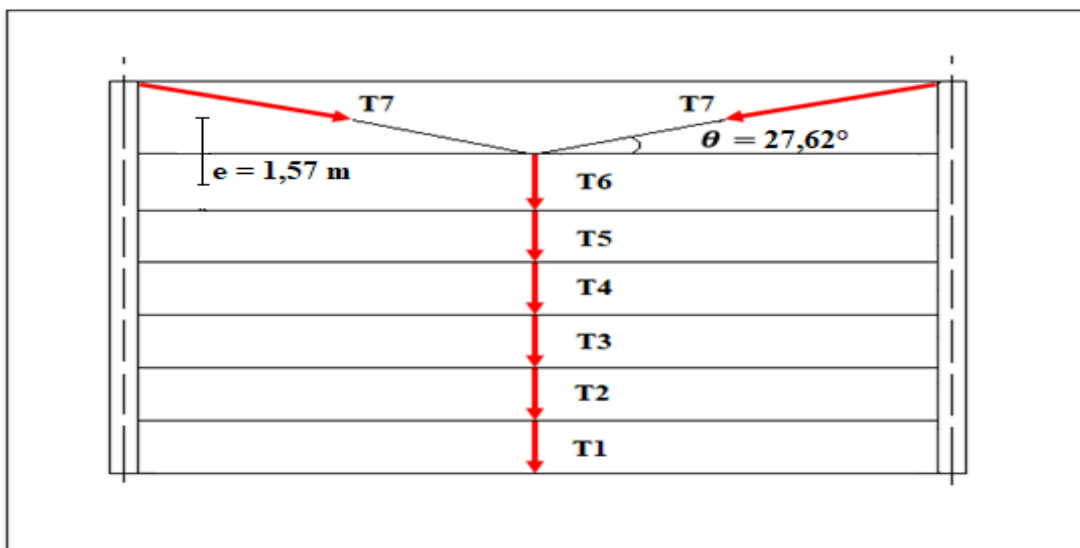


Figure III - 17 : Efforts de traction dans les liernes de long-pan

B) calcul de la section des liernes de long-pan

Le tronçon le plus sollicité est L₇ donc : $T_7 = N_{sd} = 1402,27 \text{ daN}$

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant : $N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$

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

Avec :

$N_{pl.Rd}$: Résistance plastique de la section brute

$$N_{sd} = T6 \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1402,27 \times 1,1}{2350} = 0,66 \text{ Cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0,66$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,66}{\pi}} = 0,92 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 0,92 \text{ cm} = 9,2 \text{ mm}$

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

$\phi = 10 \text{ mm}$

III.5.5. Vérification de la lisse de pignon

❖ Les données

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L = 6 \text{ m}$.
- L'entre axe des lisses $e = 1,57 \text{ m}$
- Nombre des lisses pour chaque paroi ($n = 7$)
- Poids propre de la couverture (LL35) 10.544 daN/m²
- Poids propre d'isolants 5 daN/m²
- Poids propre d'accessoires de pose 4 daN/m²
- Poids propre de la lisse estimé 18,8 daN/ml

III.5.5.1. Evaluation des charges et surcharges

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

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

$$G = (10,544 + 5 + 4) \times 1,57 + 18,8$$

$$G = 49,49 \text{ daN/ml}$$

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

La lisse de pignon est soumise à un vent de dépression de : $V = -98,73 \text{ daN/m}^2$

$$V = -98,73 \text{ daN/m}^2 \dots \dots \dots (\text{Dépression})$$

$$V = -98,73 \times 1,57$$

$$V = -155 \text{ daN/ml}$$

III.5.5.2. Charge appliqué à l'ELU

✚ Combinaisons de charge les plus défavorables

$$1,35G + 1,5V$$

$$Q_{ysd} = 1,35 \times G = 1,35 \times 49,49$$

$$Q_{ysd} = 66,81 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = 1,5 \times V = 1,5 \times 155$$

$$Q_{zsd} = 232,5 \text{ daN/ml}$$

III.5.5.3. Charge appliqué à l'ELS

✚ Combinaisons de charge les plus défavorables

$$G + V$$

$$Q_{y,Sd} = G = 49,49 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,Sd} = V = 155 \text{ daN/ml}$$

III.5.5.4. Condition de la flèche

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifiant la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

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

$$f_z = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 155 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times I_y} \leq f_{adm}$$

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

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{155 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 3}$$

$$I_y = 415,18 \text{ cm}^4$$

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

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{G \times (l/2)^4}{E \times I_z} = \frac{2,05}{384} \times \frac{49,49 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{2,1 \times 10^6 \times I_z} \leq f_{adm}$$

$$\text{Avec : } f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$I_z \geq \frac{2,05}{384} \times \frac{46,69 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{2,1 \times 10^6 \times 1,5}$$

$$I_z = 6,79 \text{ cm}^4$$

Donc d'après les tableaux des profilés UPN on adopte un profilé **UPN 160**

UPN160	Dimensions						Aire de la Section
	<i>h</i> (mm)	<i>b</i> (mm)	<i>tw</i> (mm)	<i>tf</i> (mm)	<i>r</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>A</i> Cm ²
	160	65	7,5	10,5	10,5	115	24
	Caractéristiques de calcul						
	<i>Wpl.y</i> Cm ³	<i>Wpl.z</i> Cm ³	<i>Avz</i> Cm ²	<i>Avy</i> Cm ²	<i>Iz</i> Cm ⁴	<i>Iy</i> Cm ⁴	<i>iz</i> Cm
	138	35,2	12,6		85,3	925	1,89

Tableau III. : Caractéristiques géométriques de l'UPN 160

III.5.5.5. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

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

- Vérification a la flexion bi-axiale.
- Vérification au cisaillement.
- Vérification au déversement.

➤ **classe de la section**

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie :

- **Classe de la semelle**

$$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} \leq 9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

$$\frac{65/2}{10,5} = 3,1 < 9 \quad \longrightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

- **Classe de l'âme**

$$\frac{c}{tw} = \frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{115}{7,5} = 15,33 < 72 \quad \longrightarrow \quad \text{Âme de classe 1}$$

D'après les deux résultats donc la section est de classe 1

- a. **Vérification de la résistance en section**

- a.1 **vérification à la flexion bi-axiale :**

Le lisse travail en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier la formule de l'Eurocode 3 «Art.5.4.5.4» recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 :

$$\left[\frac{My.sd}{Mply.Rd} \right]^\alpha + \left[\frac{Mz.sd}{Mplz.Rd} \right]^\beta \leq 1,0$$

On a choisi une section en U : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

Avec $n = N/Npl,Rd$

Pas d'efforts normal : $N=0$ donc $n = 0 \longrightarrow \beta=1$

$$My.sd = \frac{Qz.sd \times l^2}{8} = \frac{(1,5 \times V) \times l^2}{8} = \frac{(1,5 \times 155) \times 6^2}{8}$$

$$My.sd = 1046,25 \text{ daN.m}$$

$$Mz.sd = \frac{Qy.sd \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{(1,35 \times G) \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{(1,35 \times 49,49) \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8}$$

$$Mz.sd = 75,16 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{138 \times 23,5}{1,1}$$

$$M_{ply.Rd} = 2948,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{35,2 \times 23,5}{1,1}$$

$$M_{plz.Rd} = 752 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{1046,25}{2948,18}\right]^2 + \left[\frac{75,16}{752}\right]^1 = 0,23 \leq 1,0 \quad \longrightarrow \quad \text{Vérfiée}$$

La résistance de l'UPN160 est vérifiée vis-à-vis de la flexion bi-axiale

a.2 Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd}$$

$$\text{On a : } A_{vz} = 12,6 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{vy} = 11,4 \text{ cm}^2$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{232,5 \times 6}{2}$$

$$V_{z.sd} = 697,5 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0,625 \times Q_{y.sd} \times \frac{l}{2} = 0,625 \times 66,81 \times \frac{6}{2}$$

$$V_{y.sd} = 125,27 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma M_0} = \frac{12,6 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}$$

$$V_{plz.Rd} = 15541,22 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma M_0} = \frac{11,4 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}$$

$$V_{ply.Rd} = 14061,10 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = 697,5 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 15541,22 \text{ daN} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

$$V_{ysd} = 125,27 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 14061,10 \text{ daN} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

La résistance de l'UPN160 est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

a.3 Vérification au déversement :

✚ Pour le premier cas :

Il y a pas de risque de déversement de la lisse de bardage du moment que la semelle comprimée est soutenue. Latéralement sur toute sa longueur par le bardage.

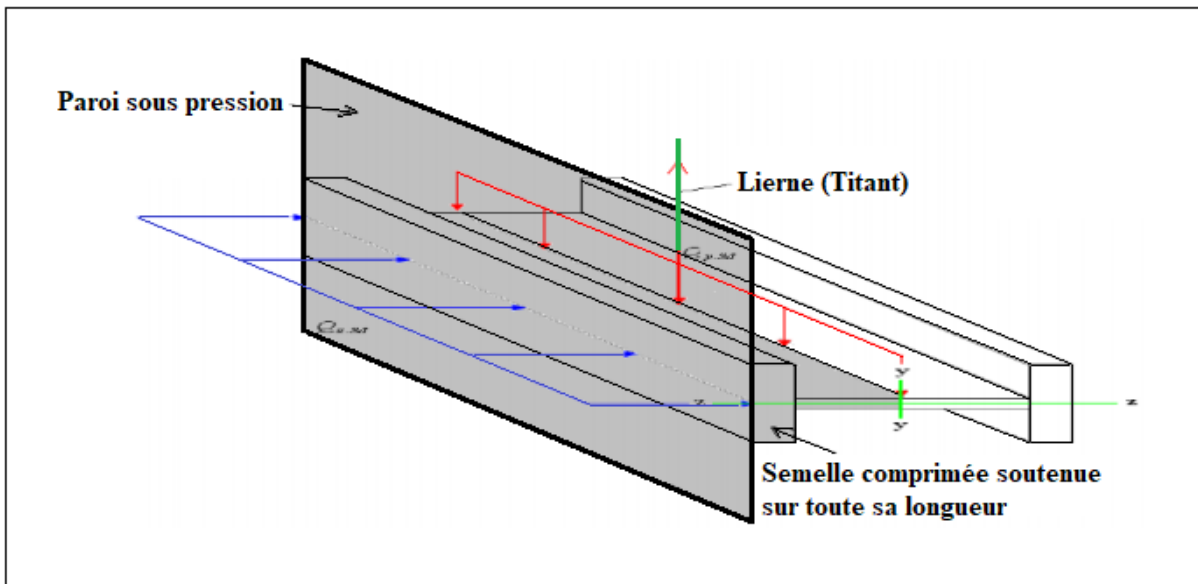


Figure III.16 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

✚ Pour le Deuxième cas

La formule de vérification au déversement est donnée comme suite :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1,0$$

➤ Calcul du moment résistant au déversement

$$M_{b.Rd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \chi_{lt} \times M_{ply.Rd}$$

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

➤ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement**

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

χ_{lt} : Coefficient de réduction pour le déversement

λ_{LT} : L élanement de déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C1^{0,5} [1 + \frac{1}{20} \times (\frac{L/iz}{h/tf})^2]^{0,25}}$$

$C1$: Coefficient qui dépend de la nature du diagramme des moments

On a une charge uniformément répartie donc **$C1= 1,132$**

$L= 6 \text{ m}$: longueur de flambement latéral

$L= 3 \text{ m}$: longueur de maintien latérale à mi- travée

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1,89}{1,132^{0,5} [1 + \frac{1}{20} \times (\frac{300/1,89}{16/1,05})^2]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 93,70$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: L'élanement réduit pour le déversement

λ_1 : Élanement Eulérien

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{93,70}{93,9}$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,99 > 0,4 \longrightarrow$ il y a risque de déversement

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

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement

$h/b = 160/65 = 2,46 > 2 \longrightarrow$ courbe de déversement «**d**» $\alpha_{LT}=0,76$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,76(0,99 - 0,2) + 0,99^2]$$

$$\phi_{LT} = 1,29$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1,29 + [1,29^2 - 0,99^2]^{0,5}}$$

$$\chi_{lt} = 0,47$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{lt} \times M_{ply.Rd} = 0,47 \times 2948,18$$

$$M_{b.Rd} = 1385,64 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} = \frac{1046,25}{1385,64} + \frac{75,16}{752} = 0,85 < 1$$

La résistance de l'UPN160 est vérifiée vis-à-vis au déversement

III.5.5.6. Vérification à l'état limite de service (ELS)

✚ Vérification a la flèche

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

$$Q = G + V$$

- **Condition de vérification**

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

- ❖ **Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe z-z)**

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

$$f_z = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 155 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 925} = 1,35 \text{ cm}$$

$$f_z = 1,35 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

❖ Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargée (axe y-y)

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{G \times (l/2)^4}{E \times I_z} = \frac{2,05}{384} \times \frac{49,49 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{2,1 \times 10^6 \times 85,3} = 0,12 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,12 \text{ cm} < f_{adm} = 1,5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

III.5.5.7. Conclusion

Le profilés choisit **UPN160** convient pour les lisses de bardage du pignon

III.5.6. Calcul des liernes pour les lisses de bardage du pignon

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leurs rôle principale est d'éviter la déformation latérale des lisses.

A)- Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicitée

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

$$R = 1,25 \times Q_{ysd} \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 66,81 \times \frac{6}{2}$$

$$R = 250,54 \text{ daN}$$

✦ Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la lisse inférieure :

$$T1 = \frac{R}{2} = \frac{250,54}{2} = 125,27 \text{ daN}$$

✦ L'effort de traction dans le tronçon L2 :

$$T2 = R + T1 = 250,54 + 125,27 = 375,81 \text{ daN}$$

✦ L'effort de traction dans le tronçon L3 :

$$T3 = R + T2 = 250,54 + 375,81 = 626,35 \text{ daN}$$

✦ L'effort de traction dans le tronçon L4 :

$$T4 = R + T3 = 250,54 + 626,35 = 876,89 \text{ daN}$$

✦ L'effort de traction dans le tronçon L5 :

$$T5 = R + T4 = 250,54 + 876,89 = 1127,43 \text{ daN}$$

✦ L'effort de traction dans le tronçon L₆ :

$$T6 = R + T5 = 250,54 + 1127,43 = 1377,97 \text{ daN}$$

✦ L'effort de traction dans le tronçon L₇ :

$$2T7 \cdot \sin\theta = T6$$

$$\text{Avec : } \theta = \text{arc tg} \frac{1,57}{3} = 27,62^\circ$$

$$T7 = \frac{T6}{2 \times \sin\theta} = \frac{1377,97}{2 \times \sin 27,62} = 1486,15 \text{ daN}$$

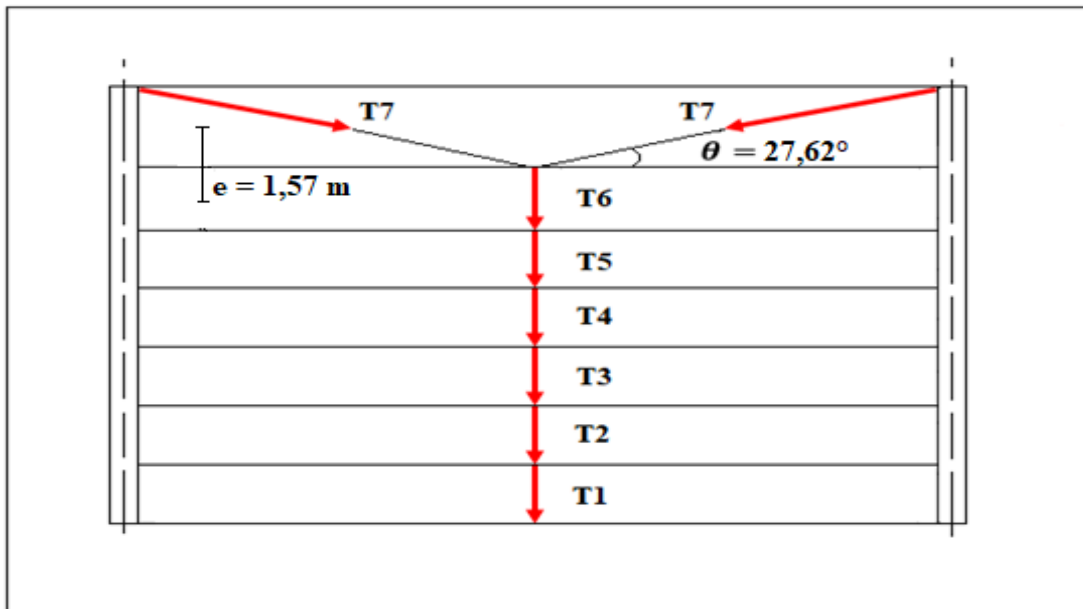


Figure III. 17 : Efforts de traction dans les liernes de pignon

B) calcul de la section des liernes de pignon

Le tronçon le plus sollicité est L7 donc : $T7 = Nsd = 1486,15 \text{ daN}$

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant : $Nsd \leq Npl.Rd$

$$Npl.Rd = \frac{A \times fy}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$Npl.Rd$: Résistance plastique de la section brute

$$N_{sd} = T7 \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1486,15 \times 1,1}{2350} = 0,69 \text{ Cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0,69$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,69}{\pi}} = 0,94 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 0,94 \text{ cm} = 9,4 \text{ mm}$

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

$\phi = 10 \text{ mm}$

III.6. Dimensionnement des potelets

III.6.1. Définition

Les potelets sont le plus souvent des profilés en **I** ou en **H** destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction. Ils sont considérés comme articulés aux extrémités.

III.6.2. Détermination des sollicitations

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

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions due au vent
- Flamber lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions dus au vent

Les données

- La hauteur de potelet le plus chargé $L = 14,28 \text{ m}$.
- La longueur de la lisse $L = 6 \text{ m}$
- L'entre axe des potelets $e = 6 \text{ m}$

- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n=7$)
- Poids propre de bardage (LL35) 10.544 daN/m²
- Poids propre d'isolant 5 daN/m²
- Poids propre d'accessoires de pose..... 4 daN/m²
- Poids propre de la lisse (UPN160).....18,8 daN/ml

III.6.3. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé (Potelet du milieu) :

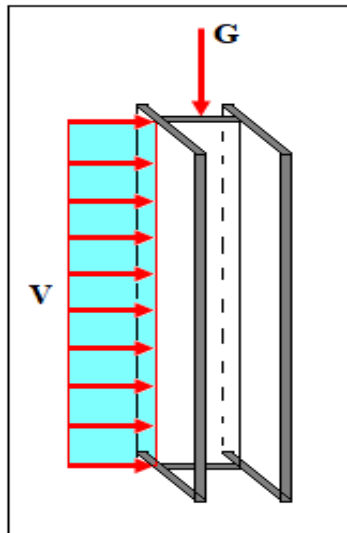


Figure III - 18: Représentation des charges et surcharges sur le potelet

a)-Charges permanentes G

$$G = (P \text{ lisse} \times L \text{ lisse} \times n \text{ lisse}) + (P \text{ bardage} + P \text{ isolant} + P \text{ accessoire}) \times S \text{ tribulaire}$$

$$G = (18,8 \times 6 \times 7) + (10,544 + 5 + 4) \times (6 \times 14,28)$$

$$G = 2464,13 \text{ daN}$$

b)-Surcharges climatiques V

$$V = 98,73 \text{ daN/m}^2$$

$$V = 98,73 \times 6$$

$$V = 592,38 \text{ daN/ml}$$

III.6.4. Dimensionnement du potelet :

Pour les éléments comprimés et fléchis, très élancés, on les dimensionne souvent sous la condition de la flèche.

III.6.4.1. Sous la condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $V = 504,6$ daN/ml

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

Avec :

l : Longueur du potelet le plus chargé

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{V \times l^4}{E \times f_{adm}} = \frac{5 \times 200}{384} \times \frac{V \times l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{592,38 \times 10^{-2} \times 1428^3}{2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 21391,17 \text{ cm}^4$$

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

On opte pour un IPE400 ($I_y = 23130 \text{ cm}^4 \geq I_y = 21391,17 \text{ cm}^4$)

✦ **Données concernant ce profilé :**

IPE400	Dimensions						Aire de la Section
	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	d (mm)	A Cm^2
	400	180	8,6	13,5	21	331	84,5
Caractéristiques de calcul							
	$W_{pl.y}$ Cm^3	$W_{pl.z}$ Cm^3	Avz Cm^2	Avy Cm^2	Iz Cm^4	Iy Cm^4	iz Cm
	1307	229	42,7		1318	23130	3,95

Tableau III - 4: Caractéristiques géométriques de l'IPE 400

✦ **Calcul de la charge permanent G (avec IPE400) :**

$$G = 2464,13 + (P \text{ profilé} \times L \text{ profilé}) = 2464,13 + (66,3 \times 14,28)$$

$$G = 3410,90 \text{ daN}$$

III.6.4.2. Vérification de la section à la résistance :**❖ Incidence de l'effort tranchant**

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

$$Q_{zsd} = 1,5 \times V = 1,5 \times 592,38 = 888,57 \text{ daN/ml}$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{888,57 \times 14,28}{2}$$

$$V_{zsd} = 6344,39 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 42,7 \text{ cm}^2$$

$$V_{plzRd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{42,7 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}$$

$$V_{plzRd} = 52667,46 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = 6344,39 \text{ daN} < 0,5 \times V_{plzRd} = 0,5 \times 52667,46 = 26333,73 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

❖ Incidence de l'effort normal

Si : $N_{Sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5AW \cdot f_y / \gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1,35 \times G = 1,35 \times 3410,90 = 4604,72 \text{ daN}$$

$$N_{plRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84,5 \times 2350}{1,1}$$

$$N_{plRd} = 180522,72 \text{ daN}$$

$$0,25 \times N_{plRd} = 0,25 \times 180522,72 = 45130,68 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \times t_f) = (84,8 - 2 \times 18 \times 1,35) = 36,2 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5 \times A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 36,2 \times 2350}{1,1} = 38668,18 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 4604,72 \leq \text{Min}(0,25N_{pl,Rd} = 45130,68; 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 38668,18)$$

$$N_{sd} = 4604,72 \text{ daN} \leq 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 38668,18 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

❖ Vérification à la flexion

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

$M_{cy,Rd}$: C'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

➤ Classe de la section

Classe de la semelle (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{180/2}{13,5} = 6,66 < 9 \quad \longrightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme (flexion composée)

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

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{4604,72}{0,86 \times 2350} = 2,28 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{d} \times \left(\frac{d + d_c}{2} \right) = \frac{1}{331} \times \left(\frac{331 + 2,28}{2} \right)$$

$$\alpha = 0,53 \leq 1$$

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8,6} = 38,49 \leq \frac{396 \varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0,53) - 1} = 67,23 \quad \text{L'âme de classe 1}$$

D'après les deux résultats donc la section et de classe 1

$$M_{cy Rd} = M_{ply Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1}$$

$$M_{cy Rd} = M_{ply Rd} = 27922,27 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{888,57 \times 14,28^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = 22649,47 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = 22649,47 \text{ daN.m} \leq M_{cy Rd} = 27922,27 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III-6-4-3 Vérification de l'élément aux instabilités

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, au poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte pas la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant). Il travaille à la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a)-Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} + K_{yy} \frac{M_{ysd}}{M_{b.Rd}} \leq 1$$

b)-Flexion composée avec risque de diversement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} + K_{zy} \frac{M_{ysd}}{M_{b.Rd}} \leq 1$$

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

➤ Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique)

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^{0,5}}$$

Avec :

$$\varphi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

Longueur de flambement :

$$l_y = L = 14,28 \text{ m}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1428}{16,6} = 86,02$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^4}{23,50} \right]^{0,5} = 93,9 : \text{élancement Eulerien}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) (\beta_A)^{0,5} \quad \text{Avec } \beta_A = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{86,02}{93,9} \right) (1)^{0,5} = 0,91$$

Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,22 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Y - Y \\ t_f = 13,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Courbe (a); } \alpha_y = 0,21$$

$$\varphi_y = 0,5 [1 + 0,21(0,91 - 0,2) + 0,91^2]$$

$$\varphi_y = 0,988$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,988 + [0,988^2 - 0,91^2]^{0,5}}$$

$$\chi_y = 0,73$$

Pour la vérification de $\bar{\lambda}_y$:

$$\bar{\lambda}_y = 0,91 \frac{\text{tableau de } \psi}{\text{courbe de flambement (a)}} \Rightarrow \chi_y = 0,7273$$

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

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_z^2 - \overline{\lambda_z^2}]^{0,5}}$$

Avec :

$$\varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\overline{\lambda_z} - 0,2) + \overline{\lambda_z^2}]$$

Longueur de flambement :

$$l_z = L = 1,57 \text{ m (Entraxe des lisses).}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{157}{3,95} = 39,74$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^4}{23,50} \right]^{0,5} = 93,9 : \textit{élancement Eulerien}$$

$$\overline{\lambda_z} = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) (\beta_A)^{0,5} \quad \text{Avec } \beta_A = 1 \text{ car la section est de classe 1}$$

$$\overline{\lambda_z} = \left(\frac{39,74}{93,9} \right) (1)^{0,5} = 0,42$$

Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,22 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement Z - Z} \\ t_f = 13,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Courbe (b) ; } \alpha_z = 0,34$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + 0,34(0,42 - 0,2) + 0,42^2]$$

$$\varphi_z = 0,625$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,625 + [0,625^2 - 0,42^2]^{0,5}}$$

$$\chi_z = 0,92$$

Pour la vérification de $\bar{\lambda}_z$:

$$\bar{\lambda}_z = 0,42 \frac{\text{tableau de } \psi}{\text{courbe de flambement (b)}} \Rightarrow \chi_z = 0,9181$$

➤ **Calcul des coefficients d'interactions K_{ij} (flambement sans déversement)**

$$K_{yy} = \min C_{my} \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{sd}}{\chi_y N_{pl.Rd}} \right]; C_{my} \left[1 + 0,8 \frac{N_{sd}}{\chi_y N_{pl.Rd}} \right]$$

$$K_{zy} = 0,6K_{yy}$$

Ou :

C_{my} : est le facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant.

Charge uniformément répartie : $C_{my} = 0,95 + 0,05 \alpha_h$

$$\text{Avec : } \alpha_h = \frac{M_h}{M_s} \quad \text{et } |M_h| < |M_s|$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = 0 \quad ; \quad 0 \leq \psi \leq 1 \quad ; \quad M_a = M_b = 0$$

$$\alpha_h = \frac{0}{M_s} = 0$$

$$C_{my} = 0,95 + 0,05 \times (0)$$

$$C_{my} = 0,95$$

$$K_{yy} = \min 0,95 \left[1 + (0,91 - 0,2) \frac{4604,72}{0,73 \times 180522,72} \right]; 0,95 \left[1 + 0,8 \frac{4604,72}{0,73 \times 180522,72} \right]$$

$$K_{yy} = \min(0,97; 0,97)$$

$$K_{yy} = 0,97$$

$$K_{zy} = 0,6K_{yy} = 0,6 \times 0,97$$

$$K_{zy} = 0,58$$

$$N_{by.Rd} = \chi_y \times N_{pl.Rd} = 0,73 \times 180522,72$$

$$N_{by.Rd} = 131781,58 \text{ daN}$$

$$N_{bz.Rd} = \chi_z \times N_{pl.Rd} = 0,92 \times 180522,72$$

$$N_{bz.Rd} = 166080,90 \text{ daN}$$

➤ Calcul du moment résistant au déversement $M_{b.Rd}$

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

Avec :

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda_{LT}}^2]^{0,5}} \leq 1$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5}$$

$\overline{\lambda_{LT}}$: L'élancement réduit pour le déversement

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe 1 ; 2 et 3

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C1^{0,5} [1 + \frac{1}{20} \times (\frac{L/iz}{h/tf})^2]^{0,25}}$$

λ_{LT} : Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

L=1,80 m : longueur de déversement latérale

$$\lambda_{LT} = \frac{180/3,95}{1,132^{0,5} [1 + \frac{1}{20} \times (\frac{180/3,95}{40/1,35})^2]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 41,65$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5} = \frac{41,65}{93,9} [1]^{0,5} = 0,44$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,44 > 0,4 \longrightarrow \text{Donc il y'a risque de déversement}$$

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

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement

$$h/b = 400/180 = 2,22 > 2 \longrightarrow \text{courbe de déversement «b»} \quad \alpha_{LT}=0,34$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,34(0,44 - 0,2) + 0,44^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0,64$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,64 + [0,64^2 - 0,44^2]^{0,5}}$$

$$\chi_{LT} = 0,90 < 1$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times M_{pl.Rd} = 0,90 \times 27922,27$$

$$M_{b.Rd} = 25130,04 \text{ daN.m}$$

✚ **Vérification de l'instabilité (flambement) par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le Plan)**

$$\frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} + K_{yy} \frac{M_{ysd}}{M_{b.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{4604,72}{131781,58} + 0,97 \frac{22649,7}{25130,04} = 0,90 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✚ **Vérification de l'instabilité (déversement) par rapport à l'axe faible Z-Z (hors plan)**

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} + K_{zy} \frac{M_{ysd}}{M_{b.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{4604,72}{166080,90} + 0,58 \frac{22649,7}{25130,04} = 0,55 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.6.4.3. Conclusion

L'IPE400 convient comme potelet.

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
- ✓ Les lisses de bardages (long pan) : UPN140
- ✓ Les lisses de bardages (pignon) : UPN160
- ✓ Les potelets : IPE400

III.8. Etude des escaliers

III.8.1.Introduction

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

III.8.1.1. Terminologies

- **L'emmarchement** : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **La contremarche** : désigne la face verticale située entre deux marches consécutives.
- **La hauteur de marche** : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.
- **Le giron** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **La marche** : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- **La volée** : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- **La ligne de foulée** : ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.
- **Le jour d'escalier ou lunette** : espace central autour duquel l'escalier se développe.
- **Le palier** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, Dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

- **Limon** : Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profils ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profile en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.
- **Garde-corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.

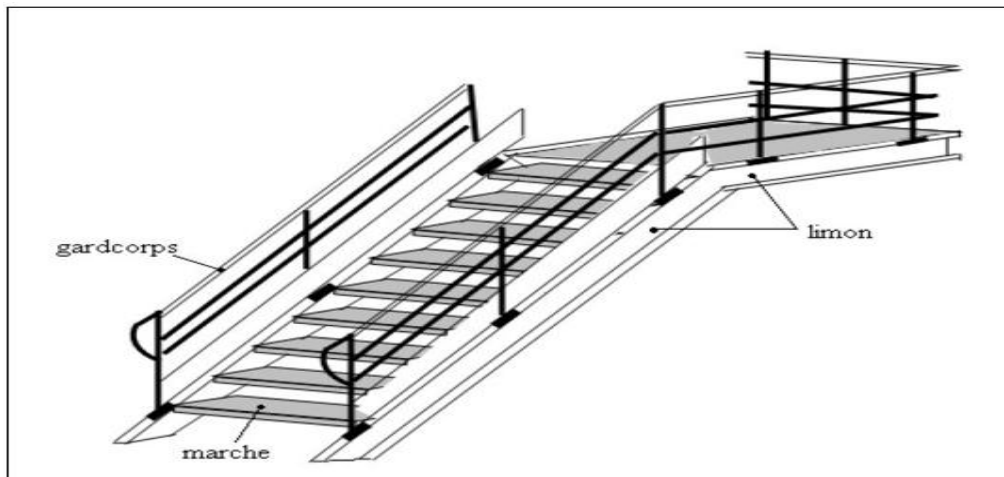


Figure III - 19: vue en 3D d'un escalier

III.8.2. Prés-dimensionnement des marches

Pour dimensionnement des marches on utilise la formule **BLONDEL** :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq 2H + g \leq 66 \text{ cm} \\ \text{et} \\ 27 \leq g \leq 30 \text{ cm} \\ \text{et} \\ 16,5 \leq H \leq 18,5 \end{array} \right.$$

Avec :

G : La largeur de la marche (giron).

H : La hauteur de la contre marche.

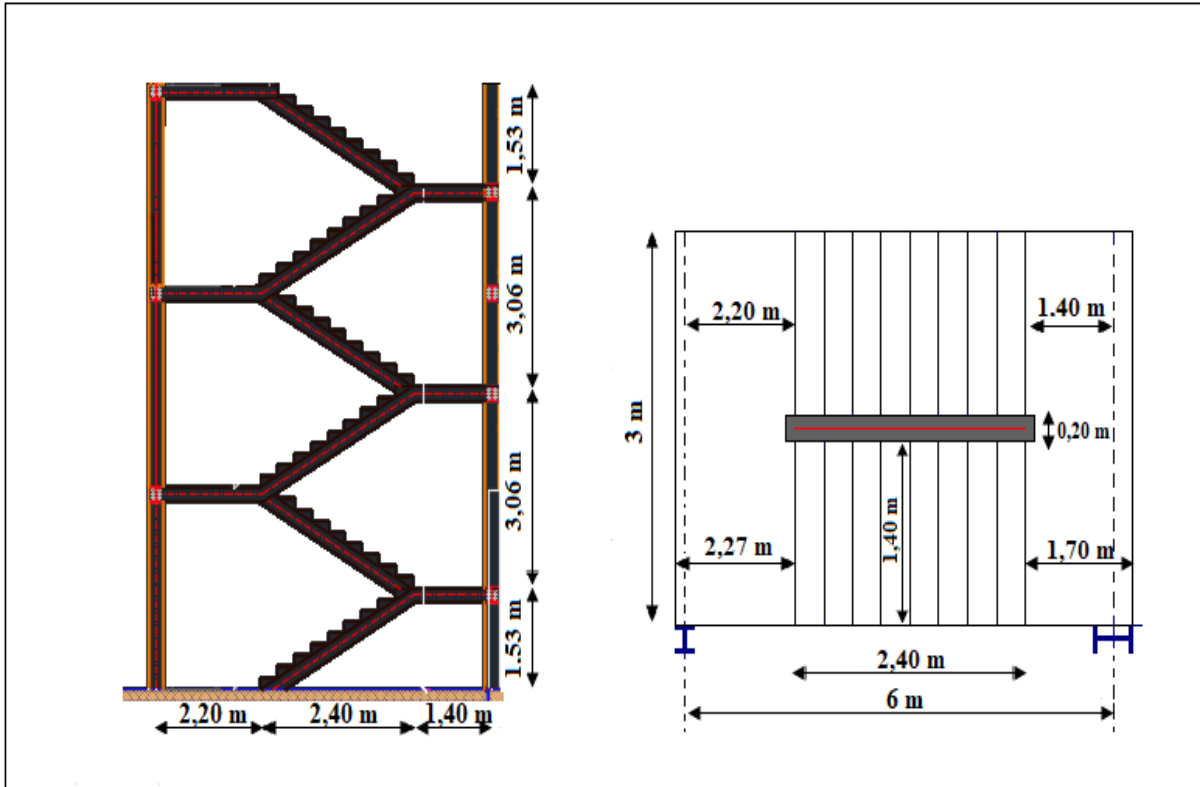


Figure III - 20: vue en élévation et en plan de l'escalier

✚ Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier

- La hauteur de l'étage : $h = 3,06 \text{ m}$
- La hauteur à franchir le confort avec une volée $h' = 1,53$
- Les dimensions en plan de la cage d'escalier : $(6 \times 3) \text{ m}^2$

On admet une hauteur de marche $H = 17 \text{ cm}$ donc le nombre totale des contre marches (n) est :

$$n = \frac{h'}{H} = \frac{153}{17} = 9 \text{ Contre marche}$$

- Le nombre de marche (n') :
- $n' = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ Marche}$
- La largeur d'une marche $g = 30 \text{ cm}$

✚ Vérification de la formule de BLONDEL

$$(2 \times H) + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2H + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **La longueur de la ligne de foulée**

$$L = g (n'-1) = 30 (9-1) = 240 \text{ cm}$$

- **Inclinaison du limon**

$$\text{tn}g(\alpha) = \frac{1,53}{2,40} = 0,6375$$

$$\alpha = \text{arc tng}(0.6375) = 32,52^\circ$$

- **La longueur de limon**

$$L = \frac{1,53}{\text{Sin}(\alpha)} = \frac{1,53}{\text{Sin}(32,52)} = 2,84 \text{ m}$$

III.8.3. Dimensionnement de la cornière (support de marche)

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur **5 mm** rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon.

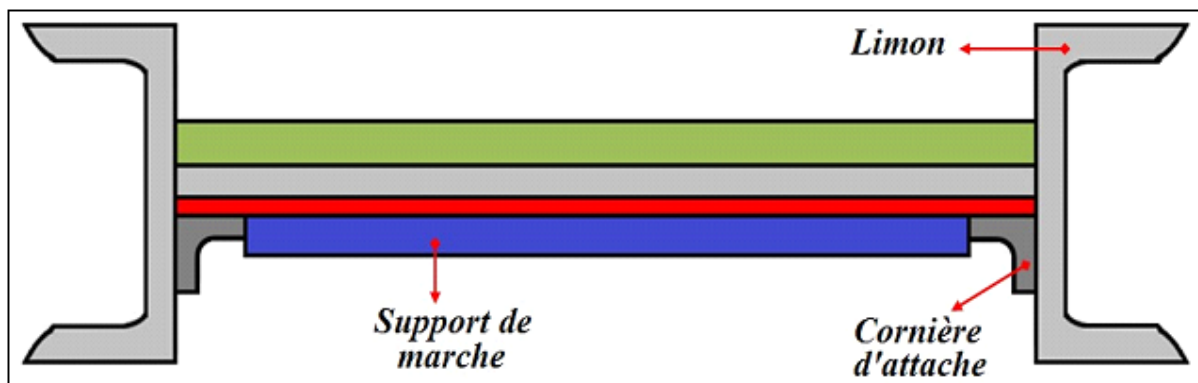


Figure III - 21: disposition des cornières

- La longueur de la marche : 1.40 m
- La largeur de la marche : 0.30 m
- Les cornières sont en acier S235 :

Avec : $f_y = 23,5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).

$E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

III.8.3.1. Evaluation des charges et surcharge

Pour bien évaluer les charges, on va d'abord déterminer la section de profilé :

✚ Charges permanente (sans poids de profile) :

- Tôle striée (5mm) $G1 = 45 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de pose (2 cm)..... $G2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage..... $G3 = 40 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G1 + G2 + G3) \times 0,30 = (45 + 40 + 40) \times 0,30 = 37,5 \text{ daN/ml}$$

✚ Charge d'exploitation

$$P = 300 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = P \times 0,30 = 300 \times 0,30 = 90 \text{ daN/ml}$$

✚ Les combinaisons des charges : (ELS)

$$q = G + Q = 37,5 + 90 = 127,5 \text{ daN/ml}$$

On a une cornière posé sur deux appuis simples et une charge uniformément répartie donc la

$$\text{flèche est : } f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y}$$

$$\text{La flèche admissible } f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 127,5 \times 10^{-2} \times 140^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 5,42 \text{ cm}^4$$

De tableau des cornière On opte la cornière : **L50×50×4**

✦ Données concernant la cornière : L50×50×4

h = b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)	$Z_s = Y_s (mm)$
50	4	7	3,5	1,36
A (cm ²)	G (daN/ml)	$I_y = I_z (cm^4)$	$W_{ely} = W_{elz} (cm^3)$	$i_y = i_z (cm)$
3,89	3,06	8,97	2,46	1,52

Tableau III - 5: Caractéristiques géométriques de la cornière L50×50×4

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids de la cornière)

$$G = (G1 + G2 + G3) \times 0,30 + G4 = (45 + 40 + 40) \times 0,30 + 3,06 = 40,56 \text{ daN/ml}$$

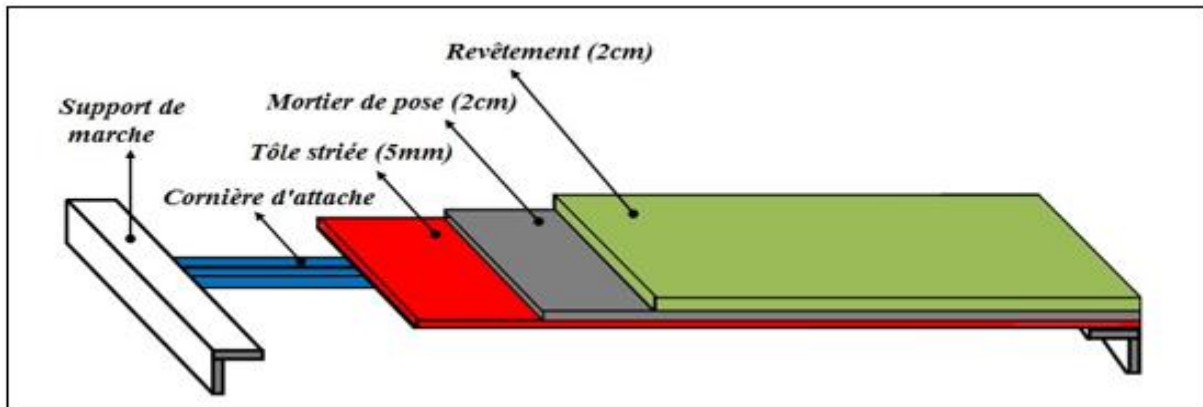


Figure III - 22: Charge appliqué sur la cornière

III.8.3.2. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

Classe de la section transversale : cornière classe 1

- La combinaison a ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 40,56) + (1,5 \times 90)$$

$$q_u = 189,76 \text{ daN/ml}$$

✦ Vérification de la section à la résistance :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{y.sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{189,76 \times 1,40^2}{8} = 46,49 \text{ daN.m}$$

$$M_{el.Rd} = \frac{W_{el.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,46 \times 23,5}{1,1} = 52,55 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = 46,49 \text{ daN.m} \leq M_{el.Rd} = 52,55 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{189,76 \times 1,40}{2} = 132,83 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3,89 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1} = 4798,04 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 132,83 \text{ daN} \leq V_{pl.Rd} = 4798,04 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$V_{sd} = 132,89 \text{ daN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 0,5 \times 4798,04 = 2399,02 \text{ daN} \dots \dots$ pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

III.8.3.3. Vérification à l'état limite de service (ELS)

Condition à vérifier : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{127,5 \times 10^{-2} \times 140^4}{2,1 \times 10^6 \times 8,97}$$

$$f_{max} = 0,34 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{140}{250} = 0,56 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,34 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.8.3.4. Conclusion

La Cornier (**50×50×4**) convient comme support de marche.

III.8.4. Prés-dimensionnement des limons

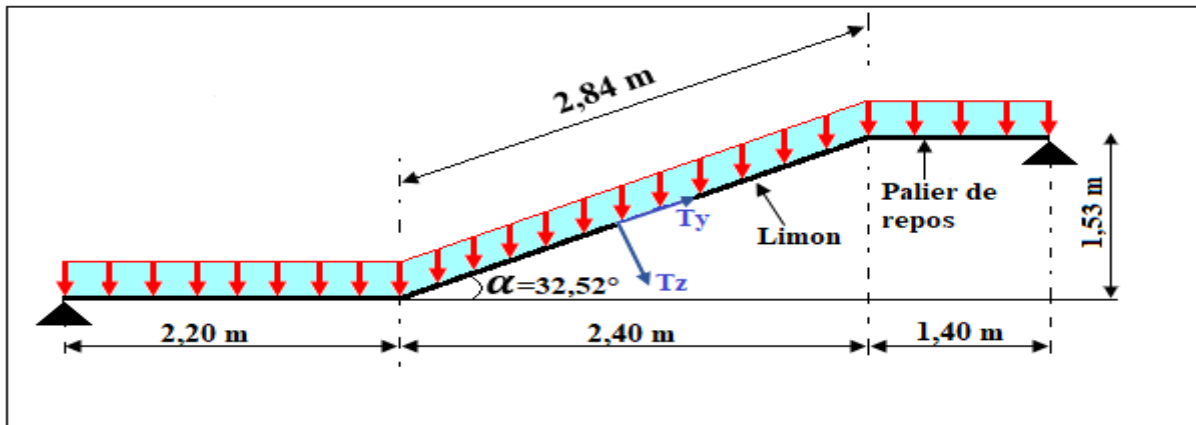


Figure III - 23: Distribution des charges sur un limon.

- La longueur de limon $L = 2,84$ m
- L'espace entre deux limons $d = 1,40$ m
- Les limons sont en acier S235 :

Avec : $f_y = 23,5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).

$E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier)

III.8.4.1. Evaluation des charges et surcharge

a) Volée

✚ Les charges permanentes (Sauf poids de profile)

- Tôle striée (5mm)..... $G1 = 45 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de pose (2 cm)..... $G2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage..... $G3 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Poids des cornières (L 50×50×4) $G4 = 3,06 \text{ daN/m}$
- Garde-corps..... $G5 = 100 \text{ daN/m}$

Charges totales

$$G_T = (G1 + G2 + G3) \times 1,40 + G4 + G5 = (45 + 40 + 40) \times 1,40 + 3,06 + 100$$

$$G_T = 278,06 \text{ daN/m}$$

La Charge totale pour 1 limon

$$G = G_T/2 = 278,06/2 = 139,03 \text{ daN/m}$$

✚ Les charges d'exploitations

$$P = 300 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_T = P \times 1,40 = 300 \times 1,40 = 420 \text{ daN/m}$$

Charge d'exploitation pour un limon

$$Q = Q_T/2 = 420/2 = 210 \text{ daN/m}$$

b) Palier :

✚ Les charges permanentes (Sauf poids de profile)

- Poids propre de la tôle(HIBON55) + accessoire $G1 = 15 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de pose $G2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre du béton..... $G3 = 218,4 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage $G4 = 40 \text{ daN/m}^2$

La Charge totale

$$G_T = (G1 + G2 + G3 + G4) \times d = (15 + 40 + 218,4 + 40) \times 1,40 = 438,76 \text{ daN/m}$$

La Charge totale pour un limon :

$$G = G_T/2 = 438,76/2 = 219,38 \text{ daN/ml}$$

✚ Les charges d'exploitations

$$P = 300 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_T = P \times 1,40 = 300 \times 1,40 = 420 \text{ daN/ml}$$

Charge d'exploitation pour un limon

$$Q = Q_T/2 = 420/2 = 210 \text{ daN/m}$$

III.8.4.2. Calcul de la charge équivalente

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

❖ Charges permanentes

$$G_{\text{éq}} = \frac{219,38 \times (1,40 + 2,20) + (139,03 \times 2,40)}{6}$$

$$G_{\text{éq}} = 187,24 \text{ daN/m}$$

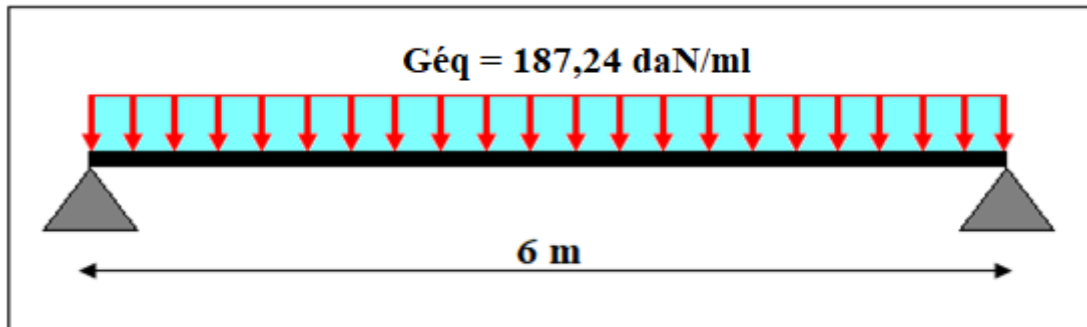


Figure III - 24: charge équivalente(G)

❖ Charges d'exploitation

$$Q_{\text{éq}} = 300 \times \frac{1,40}{2} = 210 \text{ daN/m}$$

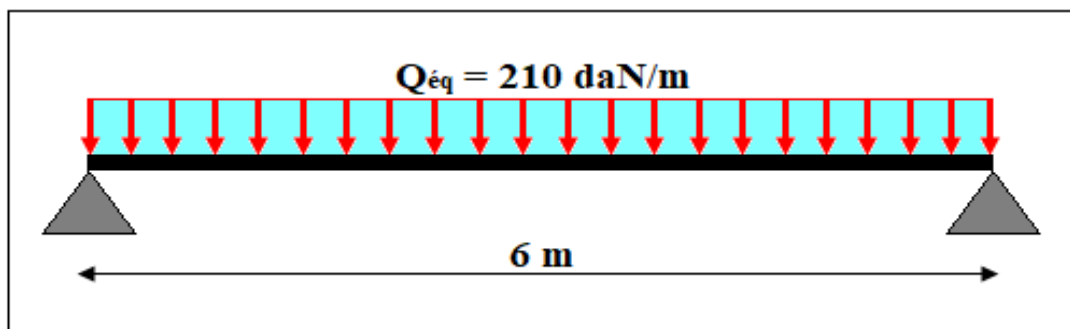


Figure III - 25: charge équivalente(Q)

III.8.4.3. Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{\text{max}} \leq f_{\text{adm}}$

$$\text{Une poutre bi articulée : } f_{\text{max}} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

Avec :

q : la charge non pondéré

Combinaison a LELS

$$q = G + Q = 187,24 + 210 = 397,24 \text{ daN/m}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$L = 6\text{m} = 600 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 397,24 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 1330,05 \text{ cm}^4$$

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

On opte pour un **UPN200** ($I_y = 1910 \text{ cm}^4 \geq I_y = 1330,05 \text{ cm}^4$)

✦ **Données concernant ce profilé :**

h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r_1	r_2	d (mm)	A (cm ²)	G (daN/m)
				(mm)				
200	75	8,5	11,5	11,5	6	151	32,2	25,3
I_y (cm ⁴)	A_{vz} (cm ²)	i_y (cm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	I_z (cm ⁴)		$W_{el,z}$ (cm ³)	i_z (cm)	$W_{pl,z}$ (cm ³)
1910	19	7,70	228	148		27	2,14	51,8

Tableau III - 6: Caractéristiques géométriques de l'UPN 200

✦ **classe de la section**

Semelle comprimée :

$$C = b - t_w/t_f = 75 - 8,5/11,5 = 5,78 \text{ mm}$$

$$C = 5,78 \text{ mm} \leq 9 \epsilon = 9 \dots\dots\dots \text{la semelle est de classe 1}$$

Ame fléchi :

$$d/t_w = 151/8,5 = 17,65 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 17,65 \text{ mm} \leq 72 \epsilon = 72 \dots\dots\dots \text{l'âme est de classe 1.}$$

D'après les deux résultats donc la section est de classe 1

III.8.4.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

- La combinaison a ELU

$$q = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 187,24) + (1,5 \times 210) = 567,77 \text{ daN/ml}$$

a) Vérification de la résistance en section

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{567,77 \times 6^2}{8}$$

$$M_{sd} = 2554,97 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{228 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1}$$

$$M_{pl.Rd} = 4870,90 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2554,97 \text{ daN.m} < M_{pl.Rd} = 4870,90 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement (l'effort tranchant)

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{567,77 \times 6}{2}$$

$$V_{sd} = 1703,31 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{17,7 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1}$$

$$V_{pl.Rd} = 21831,71 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1703,31 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 21831,71 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.8.4.5. Conclusion

L'UPN200 convient comme limons

III.9. Etude de la poutre palière des limons

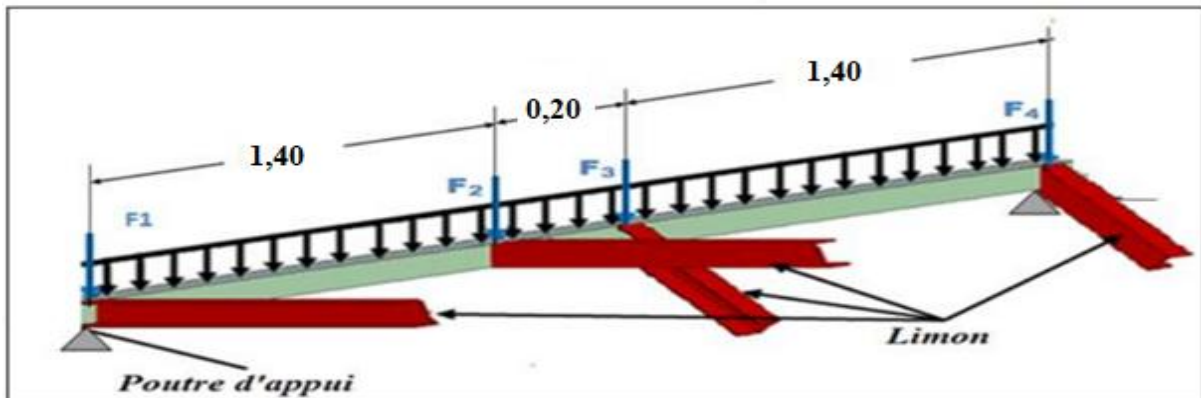


Figure III - 26: Les charges sur la poutre d'appuis des limons

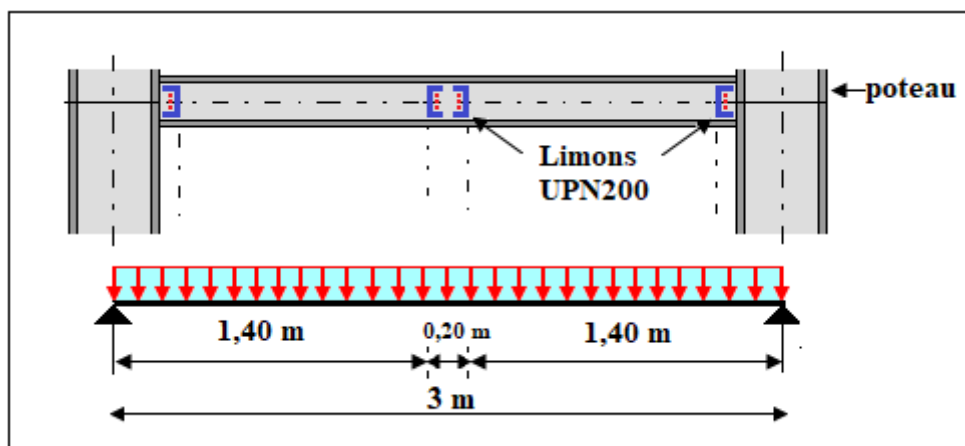


Figure III - 27: Les charges sur la poutre d'appuis des limons

III.9.1. Evaluation des charges :

✚ Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière «R» :

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

➤ Combinaison à L'ELU :

$$R = (1,35G_{\text{éq}} + 1,5Q_{\text{éq}}) \times L/2 = (1,35 \times 187,24 + 1,5 \times 210) \times 6/2$$

$$R = 1703,32 \text{ daN}$$

➤ Combinaison à L'ELS :

$$R = (G_{\text{éq}} + Q_{\text{éq}}) \times L/2 = (187,24 + 210) \times 6/2$$

$$R = 1191,72 \text{ daN}$$

Charge équivalente :

ELS :

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{garde corps} = \frac{4 \times 1191,72}{4} + 100 = 1291,72 \text{ daN/ml}$$

Avec : $G_{garde corps} = 100 \text{ daN/ml}$

$G_{garde corps}$: La Charge du garde-corps

ELU :

$$\frac{4 \times R}{4} + (1,35 \times G_{garde corps}) = \frac{4 \times 1703,32}{4} + (1,35 \times 100) = 1838,32 \text{ daN/ml}$$

III.9.2. Condition de la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f_{adm}$ pour une poutre bi-articulée

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

Avec :

q : la charge non pondéré

$$q = 1291,72 \text{ daN/m}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

$$L = 6 \text{ m} = 600 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 1291,72 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 4324,95 \text{ cm}^4$$

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

On opte pour un **IPE270** ($I_y = 5790 \text{ cm}^4 \geq I_y = 4324,95 \text{ cm}^4$)

✦ Données concernant ce profilé :

IPE270	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$d(mm)$	$G(daN/m)$
	270	135	6,6	10,2	219,6	36,1
	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$W_{pl,z}(cm^3)$	$A_{vz}(cm^2)$	$A(cm^2)$
	5790	420	484	97	22,1	45,9

Tableau III - 7: Caractéristiques géométriques de l'IPE270

III.9.3.Vérification à L'ELU

✦ classe de la section

Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

$$\frac{135/2}{10,2} = 6,61 < 9$$

Semelle de classe 1

Ame fléchi :

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72$$

Âme de classe 1

D'après les deux résultats donc la section est de classe 1

a) Vérification de la section à la résistance

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{y.sd} \leq M_{ply.Rd}$$

$$M_{y.sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1838,32 \times 6^2}{8} = 8272,44 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times fy}{\gamma M_0} = \frac{484 \times 23,5}{1,1}$$

$$M_{ply.Rd} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = 8272,44 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 10340 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement (l'effort tranchant)

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1838,32 \times 6}{2}$$

$$V_{sd} = 5514,96 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{22,1 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1}$$

$$V_{pl.Rd} = 27258,80 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 5514,96 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 27258,80 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.9.4. Vérification à L'ELS**✚ Vérification a la flèche**

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

$$q = 1291,72 \text{ daN/ml}$$

- **Condition de vérification**

$$f_{\max} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{200} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1291,72 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5790} = 1,79 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 1,79 \text{ cm} < f_{adm} = 2,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.9.5. Conclusion

L'**IPE270** convient comme Poutre palière



2019/2020



Chapitre IV

Étude de plancher collaborant



Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou



IV.1. Introduction

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calcul du type de plancher.

IV.2. Description d'un plancher collaborant

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solive) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble est illustrés dans la figure ci-dessous :

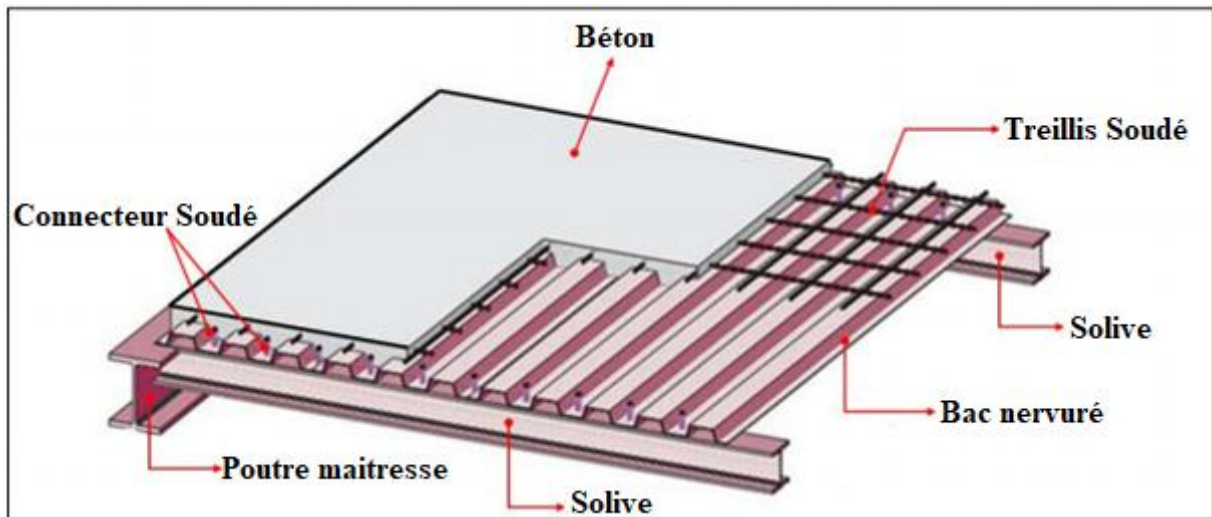


Figure IV - 1: Eléments constructifs d'un planché collaborant

IV.2.1. Avantages des dalles mixtes

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher au moyen des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

Pour le dallage (partie bureaux), nous avons opté pour un plancher collaborant constitué de :

- Dalle en béton d'épaisseur..... $h = 120 \text{ mm}$
- Tôle HIBON 55..... $h_p = 55 \text{ mm}$

$$h_c = h - h_p = 120 - 55 = 65 \text{ mm}$$

Module de Young..... $E_a = 21.104 \text{ MPA}$

$E_{cim} = 30500 \text{ Mpa}$

- Le module d'élasticité longitudinal $\frac{E_{cim}}{2} = \frac{30500}{2} = 15250$ MPA
- Coefficient d'équivalence (acier. Béton) : $n = \frac{E_a}{E_{cim}/2} = \frac{21 \times 10^4}{15250} = 13,77$

IV.3. Pré dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple
Leur écartement varie de 0.7m à 1.5m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation).

On opte pour

- une distance de $L = 6m$ (la poutre la plus longue)
- un écartement de 1m La distance entre les solives est $d = 1m$

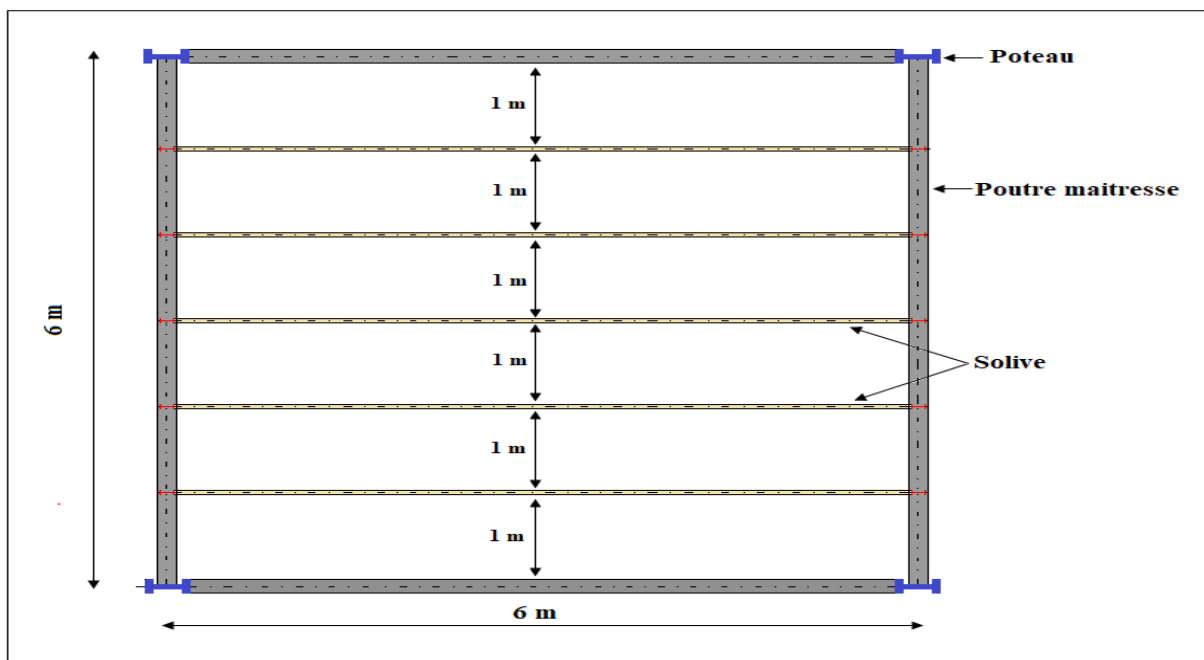


Figure IV - 2: Disposition des solives

a) Largeur participante

Selon l'article (3-4-1) de l'Eurocode 04 on a :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

Avec :

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_i\right)$$

$$b_1 = b_2 = \frac{d}{2} = \frac{1}{2} = 0,5$$

La poutre isostatique : $L = L_e = 6m$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{6}{8}; 0,5\right)$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0,5$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 0,5 + 0,5$$

$$b_{eff} = 1 \text{ m}$$

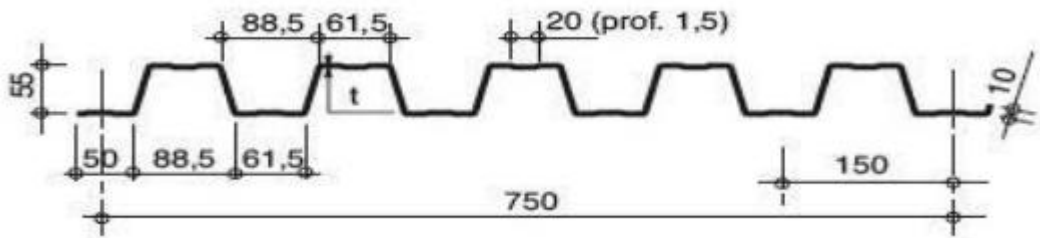


Figure IV - 3: Présentation de la tôle HIBON 55

b) Le nombre des vides

$$n_{vide} = \frac{1}{0,15} = 6,66 = 7 \text{ vides}$$

c) Le volume de béton avec des vides

$$V = h \times 1 \times 1 = 0,12 \times 1 \times 1 = 0,12 \text{ m}^3$$

d) Le volume des vides

$$V_{vide} = \left(\frac{b_1 + b_2}{2}\right) \times h_p \times n_{vide} \times 1 = \left(\frac{61,5 + 88,5}{2}\right) \times 55 \times 7 \times 1$$

$$V_{vide} = 0,029 \text{ m}^3$$

e) Le poids de la dalle par ml

$$P_{béton} = (V \times 2400) - (V_{vide} \times 2400) = (0,12 \times 2400) - (0,029 \times 2400)$$

$$P_{béton} = 218,4 \text{ daN}$$

1m² de la dalle pesé 218,4 daN

Donc le poids surfacique de la dalle est : 218,4 daN/m²

IV.3.1. Vérification a la Phase de construction

IV.3.1.1. Evaluation des charges et surcharges

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

a) Les charges permanentes

-Poids propre du béton :G1 = 218,4 × 1 = 218,4daN/ml

-Poids propre de la tôle + accessoireG2 = 15 × 1 = 15 daN/ml

- Poids du treillis soudé $G3 = 1 \text{ daN/ml}$

$$G = (G1 + G2 + G3) = (218,4 + 15 + 1)$$

$$G = 234,4 \text{ daN/ml}$$

b) Les charges variables

- Charge des ouvriers : $P = 100 \text{ daN/m}^2$

$$Q = P \times d = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/ml}$$

IV.3.1.2. Combinaison de charge

✦ A l'ELU

$$q = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 234,4) + (1,5 \times 100)$$

$$q = 466,44 \text{ daN/ml}$$

✦ A l'ELS

$$q = G + Q = 234,4 + 100$$

$$q = 334,4 \text{ daN/ml}$$

IV.3.1.3. Condition de flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 331,4 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

Avec :

$l = 600 \text{ cm}$: Longueur de la solive

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times f_{adm}} = \frac{5 \times 250}{384} \times \frac{334,4 \times 10^{-2} \times 600^3}{2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 1119,64 \text{ cm}^4$$

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

On opte pour un IPE180 ($I_y = 1317 \text{ cm}^4 \geq I_y = 1119,64 \text{ cm}^4$)

- Données concernant ce profilé :

IPE180	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d (mm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	A_{vz} (cm ²)	A (cm ²)
	180	91	5,3	8	146	166	34,6	1317	101	11,3	23,9

Tableau IV - 1: Dimension et caractéristique de l'IPE 180

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids propre de l'IPE180)

$$G = (G1 + G2 + G3 + Gp) = (218,4 + 15 + 1 + 18,8)$$

$$G = 253,2 \text{ daN/ml}$$

- classe de la section

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie :

- Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

$$\frac{91/2}{8} = 5,68 < 9 \quad \longrightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

- Classe de l'âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,54 < 72 \quad \longrightarrow \quad \text{Âme de classe 1}$$

D'après les deux résultats donc la section est de classe 1

IV.3.1.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

- La combinaison à ELU

$$q = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 253,2) + (1,5 \times 100)$$

$$q = 491,82 \text{ daN/ml}$$

- a) Vérification de la section à la résistance

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{491,82 \times 6^2}{8}$$

$$M_{sd} = 2213,19 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1}$$

$$M_{pl.Rd} = 3546,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2213,19 \text{ daN.m} < M_{pl.Rd} = 3546,36 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement (l'effort tranchant)

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{491,82 \times 6}{2}$$

$$V_{sd} = 1475,46 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{11,21 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1}$$

Avec :

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 2390 - (2 \times 91 \times 8) + (5,3 + 2 \times 9) \times 8$$

$$A_v = 11,21 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 13826,75 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1475,46 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 13826,75 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.1.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)

- La combinaison a ELS

$$q = G + Q = 253,2 + 100$$

$$q = 353,2 \text{ daN/ml}$$

• **Condition de vérification**

$$f_{\max} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 353,2 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1317} = 2,34 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 2,15 \text{ cm} < f_{adm} = 2,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.1.6. Conclusion

L’**IPE 180** est vérifié au stade de montage

IV.3.2. Vérification au stade finale

IV.3.2.1. Evaluation des charges et surcharges

Le béton ayant durci donc la section mixte (le profilé dans la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

a) Les charges permanentes

- Poids de la dalle en béton : $G1 = 218,4 \text{ daN/ml}$
- Poids de la tôle + accessoire $G2 = 15 \text{ daN/ml}$
- Mortier de pose $G3 = 40 \times 1 = 40 \text{ daN/ml}$
- Cloison de séparation..... $G4 = 90 \times 1 = 90 \text{ daN/ml}$
- Poids de revêtement de carrelage $G5 = 40 \times 1 = 40 \text{ daN/ml}$
- Isolation thermique..... $G6 = 16 \times 1 = 16 \text{ daN/ml}$
- Poids de faux plafond $G7 = 10 \times 1 = 10 \text{ daN/ml}$
- Poids de solive IPE180 $G8 = 18,8 \text{ daN/ml}$

$$G = (G1 + G2 + G3 + G4 + G5 + G6 + G7 + G8)$$

$$= (218,4 + 15 + 40 + 90 + 40 + 16 + 10 + 18,8)$$

$$G = 448,2 \text{ daN/ml}$$

b) Les charges variables

Charge d’exploitation : $P = 300 \text{ daN/m}^2$ (DTR tableau 7.2.4)

$$Q = P \times d = 300 \times 1 = 300 \text{ daN/ml}$$

IV.3.2.2. Combinaison de charge

✦ **A l’ELU**

$$q = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 448,2) + (1,5 \times 300)$$

$$q = 1355,07 \text{ daN/ml}$$

✦ A l'ELS

$$q = G + Q = 448,2 + 300$$

$$q = 948,2 \text{ daN/ml}$$

IV.3.2.3. Caractéristique de la dalle mixte

a) Calcul de la largeur efficace du béton : « b_{eff} »

Selon l'article (3-4-1) de l'Eurocode 04 :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

Avec :

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_i\right)$$

$$b_1 = b_2 = \frac{d}{2} = \frac{1}{2} = 0,5$$

La poutre isostatique : $L = L_e = 6 \text{ m}$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{6}{8}; 0,5\right)$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0,5$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 0,5 + 0,5$$

$$b_{eff} = 1 \text{ m}$$

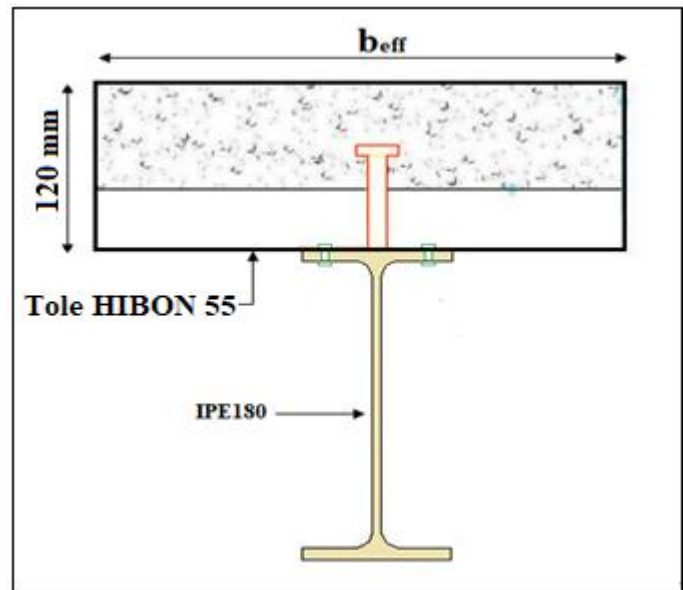


Figure IV - 4: La largeur participante de la dalle

b) Position de l'axe neutre plastique

b-1) Résistance de la section d'acier

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{23,9 \times 2350}{1,1} = 51059,1 \text{ daN}$$

b-2) Résistance de la section du béton

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$h_c = h - h_p = 120 - 55 = 65 \text{ mm}$$

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 6,5 \times 100 \times 250}{1,5}$$

$$F_b = 92083,33 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$: Donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton ; d'où :

$$Z_e = \frac{F_a}{\frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{51059,1}{\frac{0,85 \times 100 \times 250}{1,5}}$$

$$Z_e = 3,60 \text{ cm} = 36 \text{ mm}$$

$$Z_e = 36 \text{ mm} < h_c = 60 \text{ mm}$$

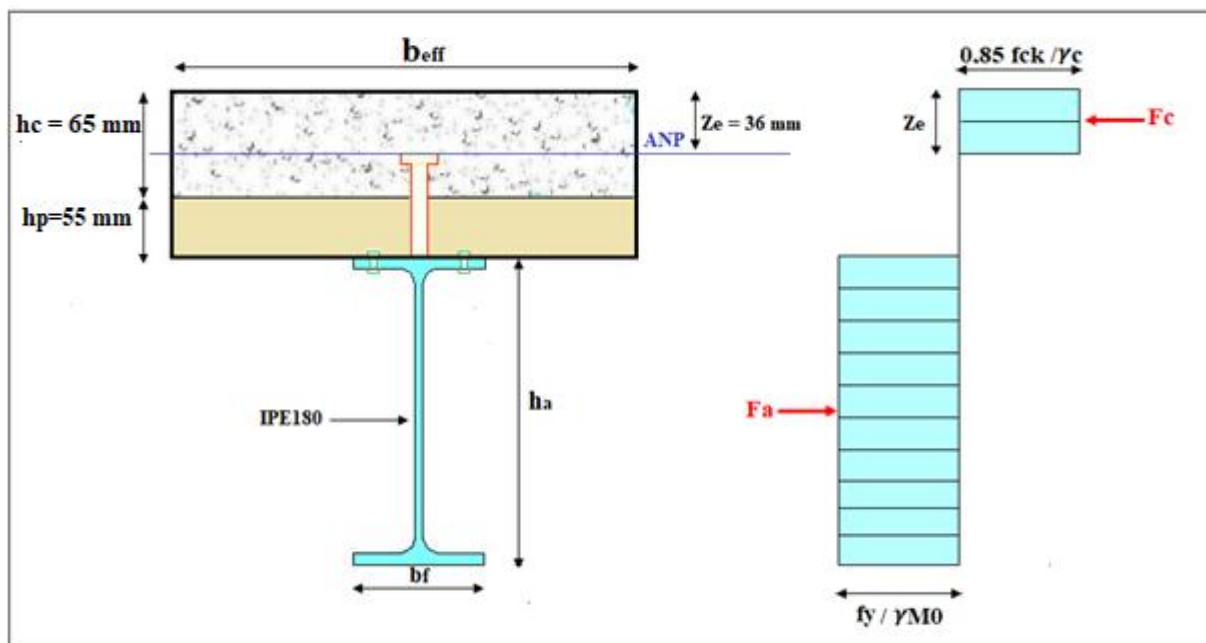


Figure IV - 5: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).

IV.3.2.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

a) Vérification du moment de résistance plastique

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} < M_{ply.Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1355,07 \times 6^2}{8}$$

$$M_{sd} = 6093,82 \text{ daN.m}$$

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle, le moment de résistance

Plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply.Rd} = F_a \times \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \times \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{ply.Rd} = 51059,1 \times \left(\frac{0,12}{2} + 0,065 + 0,055 - \frac{0,036}{2} \right)$$

$$M_{ply.Rd} = 8271,57 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 6093,82 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 8271,57 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement (l'effort tranchant)

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1355,07 \times 6}{2}$$

$$V_{sd} = 4065,21 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{11,21 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1}$$

Avec :

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$A_v = 11,30 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{11,30 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1}$$

$$V_{pl.Rd} = 13937,76 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 4065,21 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 13937,76 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.2.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)

a) Vérification de la flèche

On doit vérifier la condition suivante : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,5 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_h}$$

Avec :

l : La portée de la solive

I_h : Le moment d'inertie homogénéisé (de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique)

E : module d'élasticité de l'acier

- $I_a = 1317 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $A_a = 23,9 \times 10^2 \text{ mm}^2$
- $h_a = 180 \text{ mm}$
- $h_c = 60 \text{ mm}$
- $b_{eff} = 1000 \text{ mm}$
- $n = \frac{E_a}{(E_{cim}/2)} = \frac{21 \times 10^4}{30500/2} = 13,77$

✚ L'aire de la section homogénéisée

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} = 2390 + \left(\frac{1000 \times 65}{13,77} \right)$$

$$A_h = 7070,40 \text{ mm}^2$$

- $A_h \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) = 7070,40 \times \left(\frac{180}{2} + 55 \right) = 1025208 \text{ mm}^2$

- $\frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n} = \frac{1000 \times 65^2}{2 \times 13,77} = 153413,21 \text{ mm}^2$

$$A_h \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) = 1025208 \text{ mm}^2 > \frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n} = 153413,21 \text{ mm}^2$$

Donc, l'axe neutre élastique se situe dans le profilé métallique à une distance Z_e de la face supérieure de la dalle.

$$Z_e = \frac{A_a}{A_h} \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right) + \frac{1}{A_h} \times \frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n}$$

$$Z_e = \frac{2390}{7070,40} \left(\frac{180}{2} + 55 + 65 \right) + \frac{1}{7070,40} \times \frac{1000 \times 65^2}{2 \times 13,77}$$

$$Z_e = 92,68 \text{ mm}$$

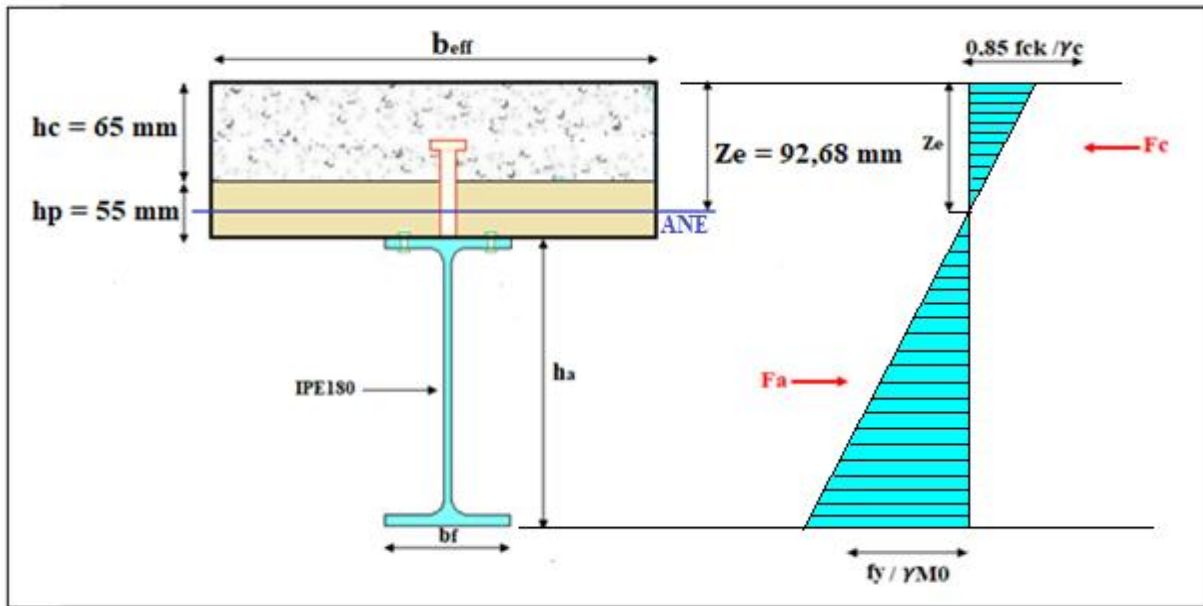


Figure IV - 6: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).

✚ Le moment d’inertie homogénéisée

$$I_h = \left[I_a + A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - Z_e \right) \right] + \left[\frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(Z_e - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_h = \left[1317 \times 10^4 + 2390 \left(\frac{180}{2} + 55 + 65 - 92,68 \right) \right] + \left[\frac{1000 \times 65}{13,77} \left(\frac{65^2}{12} + \left(92,68 - \frac{65}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_h = 32207949,09 \text{ mm}^3$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_h} = \frac{5 \times 948,2 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3220,79}$$

$$f_{max} = 2,36 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 2,36 \text{ cm} < f_{adm} = 2,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.2.6. Conclusion

Donc l’IPE 180 convient pour les solives.

IV.3.3. Calcul des connecteurs acier-béton

Ce sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d’assurer la liaison et l’adhérence entre la dalle du béton et la solive.

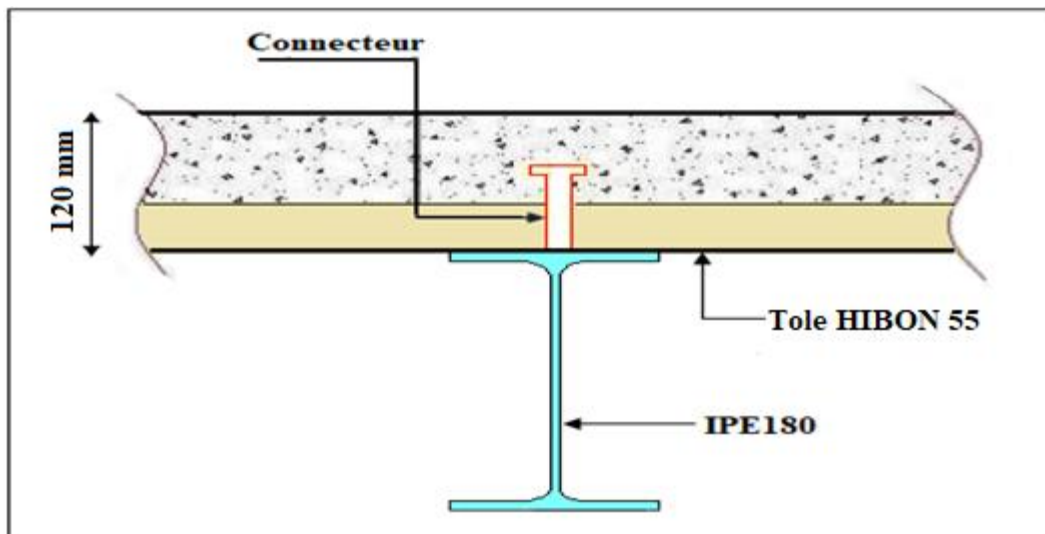


Figure IV - 7: position des connecteurs.

IV.3.3.1. Choix des dimensions des connecteurs suivant l'Eurocode 4

On choisit des connecteurs de diamètre tel que ne doit pas être inférieur à $1.25 d$ et la hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à $0.20 d$, ni la hauteur minimal inférieure à $[0.15. d]$ Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins $1.5 d$ et d'une hauteur d'au moins $0.4 d$; ou d est le diamètre du fut de goujon.

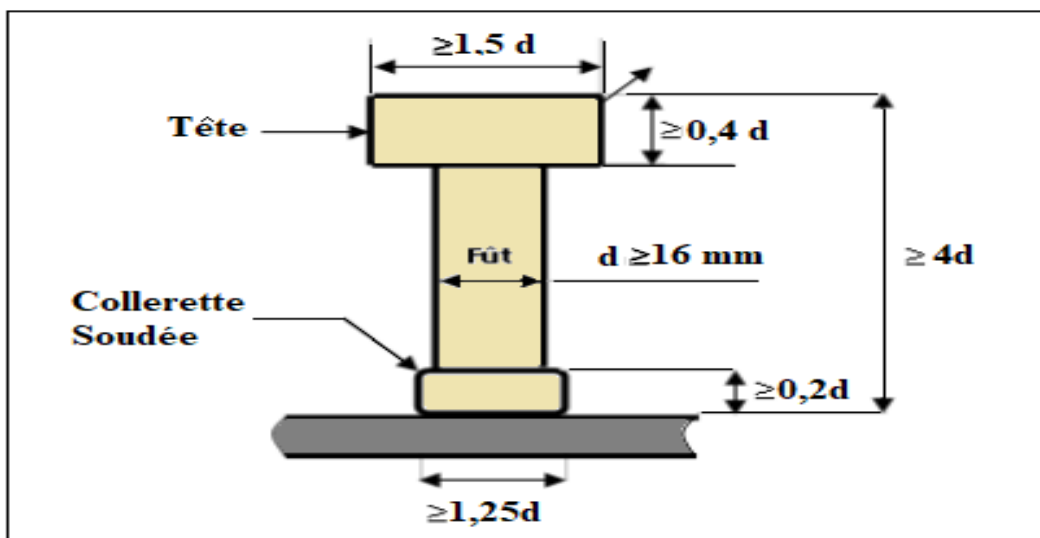


Figure IV - 8: dimensionnement des connecteurs

- On prend le diamètre $d = 19 \text{ mm}$
 $19 \text{ mm} < 1,25d = 1,25 \times 19 = 23,75 \text{ mm}$
- $\frac{h}{d} > 4 \longrightarrow h > 4 \times d = 4 \times 19 = 76 \text{ mm}$
- On prend la hauteur de goujon : $h = 80 \text{ mm}$

Béton de classe **C25/30** = $f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

- $E_{cim} = 30500 \text{ MPA}$
- $F_u = 415 \text{ MPA}$
- $F_y = 275 \text{ MPA}$

$$\alpha : \text{facteur de correction} : \alpha = \begin{cases} 0,25 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{Si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{Si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

- $\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4,21 > 4$ donc $\alpha = 1$

a) Calcul de nombre de connecteurs n

$$n \geq \frac{V_L}{P_{Rd}}$$

V_L : Effort total de cisaillement longitudinal de calcul

P_{Rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

b) Calcul de la résistance au cisaillement d'un goujon

Selon l'article 3-10-2 (Eurocode 4), elle est donnée par la plus petite valeur des deux

Résistances suivantes :

$$P_{Rd} = \text{Min} \begin{cases} P_{Rd1} = 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_V} = 0,8 \times 415 \times \frac{\pi \times (19)^2}{4 \times 1,25} = 7526,70 \text{ daN} \\ P_{Rd2} = 0,29 \times \frac{\alpha \times d^2}{\gamma_V} \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cim}} = 0,29 \times \frac{1 \times (19)^2}{1,25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 7313,33 \text{ daN} \end{cases}$$

On prend : $P_{Rd} = P_{Rd2} = 7313,33 \text{ daN}$

- $d = 19 \text{ mm}$: le diamètre du fût du goujon.
- $F_u = 415 \text{ MPA}$: la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.
- $F_{ck} = 25 \text{ MPA}$: la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré (fc28).
- E_{cim} : la valeur moyenne du module sécant du béton.
- $\gamma_V = 1,25$: le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs

c) Calcul de coefficient min orateur :

Dans notre cas : les nervures de la tôle est perpendiculaire à l'axe de la solive, donnée par l'expression suivante :

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{N}} \left[\frac{b_a}{h_p} \times \left(\frac{h_g}{h_p} + 1 \right) \right] \leq 1$$

- b_a : largeur moyenne d'une onde.

$$b_a = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{88,5 + 61,5}{2}$$

$$b_a = 75 \text{ mm}$$

- $N_r = 1$: le nombre de goujons dans une nervure.
- $h_g = 80 \text{ mm}$: la hauteur hors-tout du goujon.
- $h_p = 55 \text{ mm}$
- $K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \left[\frac{75}{1,55} \times \left(\frac{80}{55} - 1 \right) \right] \leq 1$
- $K_t = 0,434 < 1$

On retiendra que pour un goujon :

$$P_{Rd} = P_{Rd.min} \times K_t = 7313,33 \times 0,434$$

$$P_{Rd} = 3173,98 \text{ daN}$$

Longueur critique :

Qui représente la distance du point d'appuis de la poutre jusqu'au point le plus sollicité par le moment de flexion M_{max} :

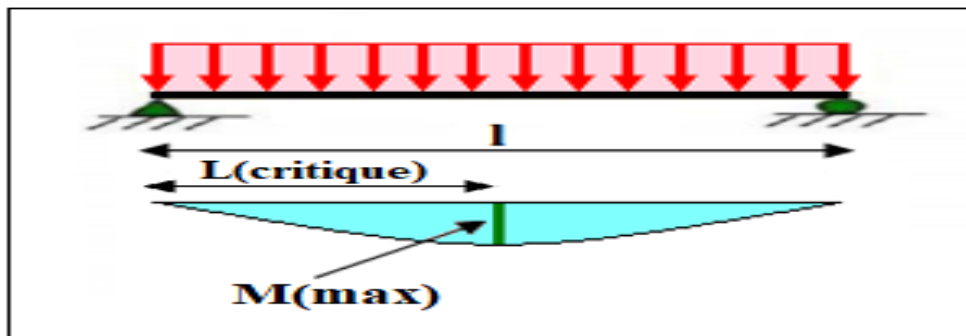


Figure IV - 9: Longueur critique.

$$L_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

d) Calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal « V_L »

L'effort total de cisaillement longitudinal V_{Ln} s'exerçant sur chaque longueur critique (c'est-à-dire chaque demi-travée de la poutre) est donnée par :

$$V_L = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} V_{L1} = F_a = \frac{A_a \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23,9 \times 2350}{1,1} = 51059,1 \text{ daN} \\ V_{L2} = F_b = 0,85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times h_c = 0,85 \times \frac{250}{1,5} \times 100 \times 6,5 = 92083,33 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$V_L = V_{L1} = 51059,1 \text{ daN}$$

Donc :

Le nombre de gougeons pour une longueur critique $L_{cr} = 3 \text{ m}$

$$N = \frac{V_L}{P_{Rd}} = \frac{51059,1}{3173,98} = 16,08$$

$$N = 16 \text{ gougeons}$$

Donc pour $L = 6 \text{ m} \rightarrow N = 32 \text{ gougeons}$

e) Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3)

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr} . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- ❖ Une section de moment fléchissant maximum
- ❖ Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, $L_{cr} = \frac{L}{2}$

Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$e = \frac{L}{N} = \frac{600}{32}$$

$$e = 18,75 \text{ cm}$$

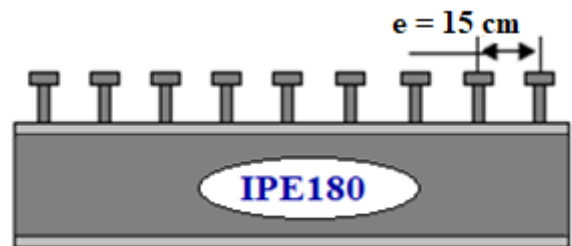


Figure IV - 10 : Espacement des connecteurs

Remarque :

Vu la dimension de la tôle **HIBON 55** on prend l'espacement entre connecteurs $e = 15 \text{ cm}$

Donc le nombre de connecteurs devient $\rightarrow N = 40 \text{ gougeons}$

IV.3.3.2. Conclusion

A travers cette étude nous avons calculé le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 12 cm posée sur des solives IPE180.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 19 mm, espacés de 15 cm entre eux.

IV.4. Pré dimensionnement des poutres principales

IV.4.1. Stade de montage

Portée : $L = 6 \text{ m}$

Distance entre axe = 6 m

IV.4.1.1. Evaluation des charges et surcharges

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

a) Les Charges permanentes

- Le poids propre du béton..... $G1 = 218,4 \times 3 = 655,2 \text{ daN/ml}$
- Poids propre de la tôle + accessoire $G2 = 15 \times 3 = 45 \text{ daN/ml}$
- Poids du treillis soudé $G3 = 1 \times 3 = 3 \text{ daN/ml}$
- Le poids propre de la solive (IPE 180)
Nous avons 5 solives par une poutre principale
 $18,8 \times 5 \times 3 = 282 = \text{daN}$
Donc le poids de la solive : $G4 = 282/6 = 47 \text{ daN/ml}$

$$G = G1 + G2 + G3 + G4 = 655,2 + 45 + 3 + 47$$

$$G = 750,2 \text{ daN/ml}$$

b) Les charges variables

- Charge des ouvriers : $P = 100 \text{ daN/m}^2$

$$Q = P \times d = 100 \times 3 = 300 \text{ daN/ml}$$

IV.4.1.2. Combinaison de charge

✦ A l'ELU

$$q = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 750,2) + (1,5 \times 300)$$

$$q = 1462,77 \text{ daN/ml}$$

✦ A l'ELS

$$q = G + Q = 750,2 + 300$$

$$q = 1050,2 \text{ daN/ml}$$

IV.4.1.3. Condition de flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 1050,2 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

Avec :

$l = 600 \text{ cm}$: Longueur de la poutre principale

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times f_{adm}} = \frac{5 \times 250}{384} \times \frac{1050,2 \times 10^{-2} \times 600^3}{2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 3516,29 \text{ cm}^4$$

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

On opte pour un **IPE270** ($I_y = 5790 \text{ cm}^4 \geq I_y = 3516,29 \text{ cm}^4$)

- **Données concernant ce profilé :**

IPE270	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d (mm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	A_{vz} (cm ²)	A (cm ²)
	270	135	6,6	10,2	219,6	484	97	5790	420	22,1	45,9

Tableau IV - 2 Dimension et caractéristique de l'IPE 270

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids propre de l'IPE270)

$$G = G1 + G2 + G3 + G4 + Gp = 655,2 + 45 + 3 + 47 + 36,1$$

$$G = 786,3 \text{ daN/ml}$$

- **classe de la section**

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie :

- **Classe de la semelle**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

$$\frac{135/2}{10,2} = 6,62 < 9 \quad \longrightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

- **Classe de l'âme**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72 \quad \longrightarrow \quad \text{Âme de classe 1}$$

D'après les deux résultats donc la section est de classe 1

IV.4.1.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

- **La combinaison a ELU**

$$q = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 786,3) + (1,5 \times 300)$$

$$q = 1511,51 \text{ daN/ml}$$

a) Vérification de la section à la résistance

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1511,51 \times 6^2}{8}$$

$$M_{sd} = 6981,80 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1}$$

$$M_{pl.Rd} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 6981,80 \text{ daN.m} < M_{pl.Rd} = 10340 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement (l'effort tranchant)

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1511,51 \times 6}{2}$$

$$V_{sd} = 4534,53 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{22,1 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1}$$

$$V_{pl.Rd} = 27258,81 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 4534,53 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 27258,81 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification du déversement

Notre plancher est collaborant, la tôle sur les solives joue le rôle d'appuis latéral qui empêche le déversement.

IV.4.1.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)

- **La combinaison a ELS**

$$q = G + Q = 786,3 + 300$$

$$q = 1086,3 \text{ daN/ml}$$

- **Condition de vérification:**

$$f_{\max} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1086,3 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5790} = 1,51 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 1,51 \text{ cm} < f_{adm} = 2,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.1.6. Conclusion

L’IPE 270 est vérifié au stade de montage

IV.4.2. Vérification au stade finale

IV.4.2.1. Evaluation des charges et surcharges

Le béton ayant durci donc la section mixte (le profilé dans la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

a) Les charges permanentes

- Poids de la dalle en béton : $G1 = 655,2 \text{ daN/ml}$
- Poids de la tôle + accessoire $G2 = 15 \times 3 = 45 \text{ daN/ml}$
- Poids du treillis soudé $G3 = 1 \times 3 = 3 \text{ daN/ml}$
- Mortier de pose $G4 = 40 \times 3 = 120 \text{ daN/ml}$
- Cloison de réparation..... $G5 = 90 \times 3 = 270 \text{ daN/ml}$
- Poids de revêtement de carrelage $G6 = 40 \times 3 = 120 \text{ daN/ml}$
- Isolation thermique..... $G7 = 16 \times 3 = 48 \text{ daN/ml}$
- Poids de faux plafond $G8 = 10 \times 3 = 30 \text{ daN/ml}$

- Le poids propre de la solive (IPE 180)
 Nous avons 5 solives par une poutre principale

$$18,8 \times 5 \times 3 = 282 = \text{ daN}$$

Donc le poids de la solive : $G9 = 282/6 = 47 \text{ daN/ml}$

- Poids de la poutre IPE270..... $G10 = 36,1 \text{ daN/ml}$

$$G = (G1 + G2 + G3 + G4 + G5 + G6 + G7 + G8 + G9 + G10)$$

$$= 655,2 + 45 + 3 + 120 + 270 + 120 + 48 + 30 + 36,1 + 47$$

$$G = 1374,3 \text{ daN/ml}$$

b) Les charges variables

Charge d'exploitation : $P = 300 \text{ daN/m}^2$ (DTR tableau 7.2.4)

$$Q = P \times d = 300 \times 3 = 900 \text{ daN/ml}$$

IV.4.2.2. Combinaison de charge**✦ A l'ELU**

$$q = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 1374,3) + (1,5 \times 900)$$

$$q = 4105,31 \text{ daN/ml}$$

✦ A l'ELS

$$q = G + Q = 1374,3 + 900$$

$$q = 2874,3 \text{ daN/ml}$$

IV.4.2.3. Caractéristique de la dalle mixte**a) Calcul de la largeur participante de la dalle en béton « b_{eff} »**

$$b_{eff} = \text{Min}\left(2 \times \frac{l_0}{8}; e\right)$$

$l_0 = l$: La longueur de la poutre maitresse ($l = 6 \text{ m}$)

e : Entre axes des poutres ($e = 3 \text{ m}$)

$$\text{Donc : } b_{eff} = \text{Min}\left(2 \times \frac{6}{8}; 3\right) = \text{Min}(1,5; 3)$$

$$b_{eff} = 1,5 \text{ m}$$

IV.4.2.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU)**a) Vérification de l'effort tranchant (au cisaillement)**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4105,31 \times 6}{2}$$

$$V_{sd} = 12315,93 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{22,1 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1}$$

$$V_{pl.Rd} = 27258,81 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 12315,93 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 27258,81 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification du moment fléchissant (à la résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4105,31 \times 6^2}{8}$$

$$M_{sd} = 18473,90 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul de la distance de l'axe neutre plastique à la fibre supérieur du béton**

1) Résistance de la section en acier

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45,9 \times 2350}{1,1}$$

$$F_a = 98059,09 \text{ daN}$$

2) Résistance de la section du béton

$$F_b = \frac{0,85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 1500 \times 65 \times 2,5}{1,5}$$

$$F_b = 138125 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$: Donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton ; d'où :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{98059,09}{1500 \times \left(\frac{0,85 \times 2,5}{1,5}\right)}$$

$$Z = 46,14 \text{ mm}$$

$$M_{ply.Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 98059,09 \times \left(\frac{270}{2} + 55 + 65 - \frac{46,14}{2} \right) \times 10^{-3}$$

$$M_{ply.Rd} = 22742,84 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 18473,90 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 22742,84 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.2.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)

a) Vérification de la flèche

On doit vérifier la condition suivante : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,5 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_h}$$

b) Le moment d'inertie homogénéisé

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} = 4590 + \left(\frac{1500 \times 65}{13,77} \right)$$

$$A_h = 11670,61 \text{ mm}^2$$

- $A_h \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) = 11670,61 \times \left(\frac{270}{2} + 55 \right) = 2217415,9 \text{ mm}^2$

- $\frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n} = \frac{1500 \times 65^2}{(2 \times 13,77)} = 230119,82 \text{ mm}^2$

$$A_h \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) = 2217415,9 \text{ mm}^2 > \frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n} = 230119,82 \text{ mm}^2$$

$A_h \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) > \frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n} \longrightarrow$ Donc l'axe neutre élastique se situe entre le profilé métallique et la dalle à une distance Z_e de la face supérieure de la dalle

$$Z_e = \frac{A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right)}{A_h} + \frac{1}{A_h} \times \frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n}$$

$$Z_e = \frac{4590}{11670,61} \left(\frac{270}{2} + 55 + 65 \right) + \frac{1}{11670,61} \times \frac{1500 \times 65^2}{2 \times 13,77}$$

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

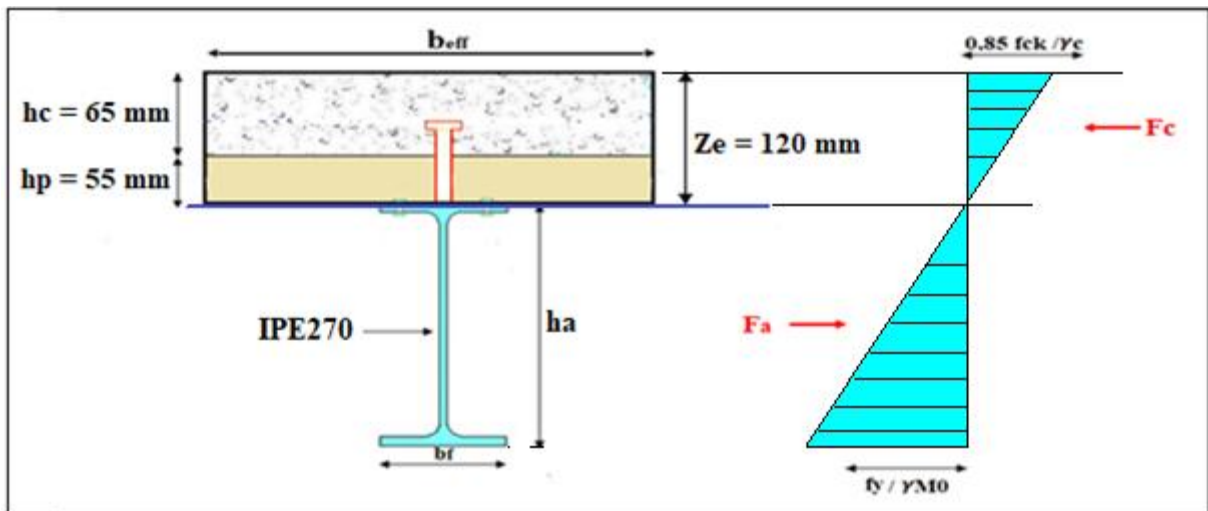


Figure IV - 11: Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).

$$I_h = \left[I_a + A_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c + Z_e \right)^2 \right] + \left[\frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(Z_e - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_h = \left[5790 \times 10^4 + 4590 \times \left(\frac{270}{2} + 55 + 65 + 120 \right)^2 \right] + \left[\frac{1500 \times 65}{13,77} \left(\frac{65^2}{12} + \left(120 - \frac{65}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_h = 76007,26 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_h} = \frac{5 \times 2874,3 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 76007,26}$$

$$f_{max} = 0,30 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,30 \text{ cm} < f_{adm} = 2,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc l'IPPE 270 convient pour la phase finale

IV.4.2.6. Conclusion

Donc l'IPPE 270 convient pour les poutres principales

IV.4.3. Calcul des connecteurs acier-béton

a) Calcul de nombre de connecteurs n

Les sections transversales sont de classe 1, on utilise une connexion partielle.

On doit alors déterminer le nombre de connecteurs à l'aide d'une théorie de connexion partielle tenant compte de la capacité de déformation des connecteurs :

$$N \geq \frac{V_L}{P_{Rd}}$$

V_L : Effort total de cisaillement longitudinal de calcul

P_{Rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

a-1) Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur

Selon l'article 3-10-2 (Eurocode 4), elle est donnée par la plus petite valeur des deux

Résistances suivantes :

$$P_{Rd} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd1} = 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_V} \times K_t \\ P_{Rd2} = 0,29 \times \frac{\alpha \times d^2}{\gamma_V} \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cim}} \times K_t \end{array} \right.$$

Avec :

- $d = 19 \text{ mm}$: le diamètre du fût du goujon.
- $F_u = 415 \text{ MPA}$: la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.
- $F_{ck} = 25 \text{ MPA}$: la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré (fc28).
- E_{cim} : la valeur moyenne du model sécant du béton.
- $\gamma_V = 1,25$: le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs

a-2) Calcul de coefficient min orateur

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{N}} \left[\frac{b_a}{h_p} \times \left(\frac{h_g}{h_p} + 1 \right) \right] \leq 1$$

- b_a : largeur moyenne d'une onde.

$$b_a = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{88,5 + 61,5}{2}$$

$$b_a = 75 \text{ mm}$$

- $N_r = 2$: le nombre de goujons
- $h_g = 90 \text{ mm}$: (la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon).
- $h_p = 55 \text{ mm}$
- $K_t = \frac{0,7}{\sqrt{2}} \left[\frac{75}{55} \times \left(\frac{90}{55} + 1 \right) \right] \leq 1$
- $K_t = 0,429 < 1$

$$\alpha : \text{facteur de correction} : \alpha = \begin{cases} 0,25 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{Si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{Si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

- $\frac{h}{d} = \frac{90}{19} = 4,73 > 4$ donc $\alpha = 1$

$$P_{Rd} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd1} = 0,8 \times 415 \times \frac{\pi \times (19)^2}{4 \times 1,25} \times 0,429 = 3228,95 \text{ daN} \\ P_{Rd2} = 0,29 \times \frac{1 \times (19)^2}{1,25} \times \sqrt{25 \times 30500} \times 0,429 = 3137,41 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd1}; P_{Rd2}) = P_{Rd2} = 3137,41 \text{ daN}$$

a-3) Calcul de l'effort rasant

$$V_L = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} V_{L1} = F_a = \frac{A_a \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{36,1 \times 2350}{1,1} = 77122,73 \text{ daN} \\ V_{L2} = F_b = 0,85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times h_c = 0,85 \times \frac{250}{1,5} \times 150 \times 6,5 = 138125 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$V_L = V_{L1} = F_a = 77122,73 \text{ daN}$$

Cet effort rasant se transmet sur une longueur critique qui est égal à la distance séparant la section d'appuis (V_{Max}) et le moment de la section à mi travée (M_{Max}).

$$L_{cr} = \frac{6000}{2} = 3000 \text{ mm}$$

Par unité de longueur, l'effort est de :

$$V = \frac{V_L}{L_{cr}} = \frac{77122,73}{3000} = 25,70 \text{ daN/mm}$$

a-4) Le nombre de connecteurs pour une connexion complète

$$N \geq \frac{V_L}{P_{Rd}} = \frac{77122,73}{3137,41} = 24,58 \dots \dots \dots \text{donc 25 goujons}$$

$$N = 25 \text{ goujons}$$

b) Calcul de l'espacement entre les connecteurs (EC4 6.1.3)

$$e = \frac{L}{N} = \frac{6000}{25}$$

$$e = 24 \text{ cm}$$

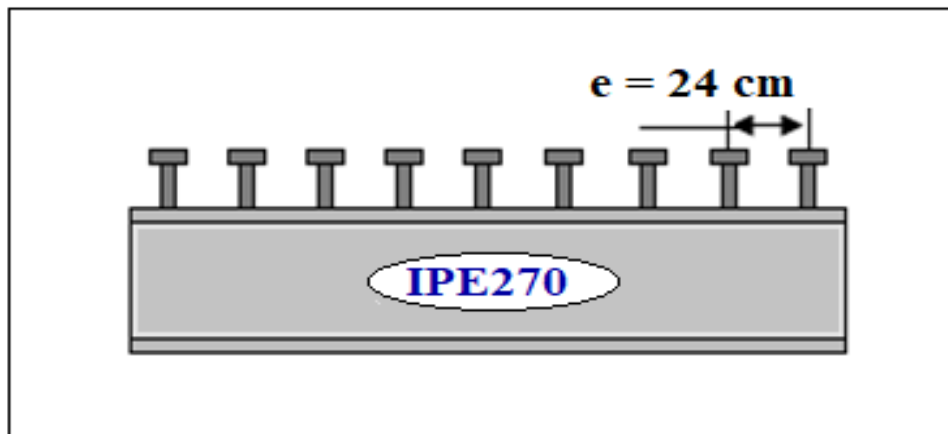


Figure IV - 12:Espacement des connecteurs



2019/2020



Chapitre V

Pré dimensionnement des éléments structuraux

V.1. Introduction :

Les éléments principaux qui constituent notre structure sont les poutres principales, les poutres secondaires et les poteaux et le but de ce chapitre est de pré dimensionner ces éléments d'une manière à assurer la stabilité de notre ouvrage et cela se fait à partir des conditions suivantes :

- ✓ Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- ✓ Vérification faite selon la condition de résistance.

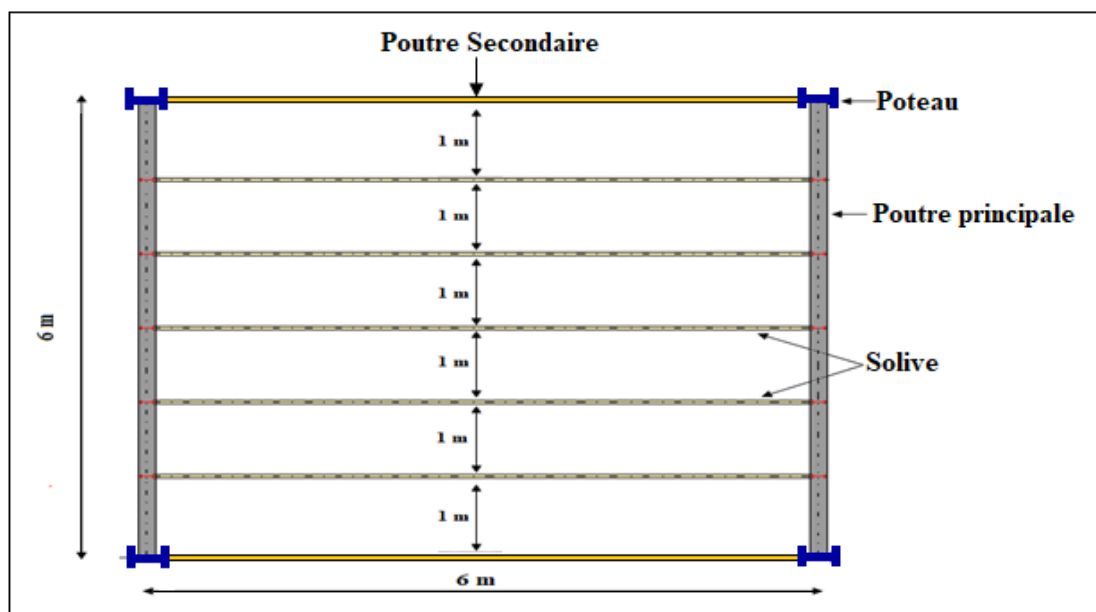


Figure V - 1: Disposition des solives, des poutres secondaires et des poutres principales

V.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires :

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section donc on utilise l'**IPE180**

V.3. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

Pour le pré dimensionnement on choisit celui de milieu Parce que c'est le plus sollicité

V.3.1. Les charges revenant au poteau :

- ❖ Niveau 3^{er} étage :

La surface reprise par le poteau :

$$S = S1 + S2$$

Avec:

$$S1 = S2 = 3 \times 3 = 9 \text{ m}^2$$

$$S = 9 + 9 = 18 \text{ m}^2$$

❖ **Les charges reprises par le poteau :**

- Poids propre de la poutre principale

$$G_{p.p} = 36,1 \times 6 = 216,6 \text{ daN}$$

- Poids propre de la poutre secondaire

$$G_{p.s} = 18,8 \times 3 = 56,4 \text{ daN}$$

Poids propre de la solive

$$G_{solive} = 18,8 \times 3 \times 6 = 338,4 \text{ daN}$$

- Poids propre du plancher

$$G_{plancher} = 448,2 \times 18 = 8067,6 \text{ daN}$$

Donc :

$$G_{TOTAL} = G_{p.p} + G_{p.s} + G_{solive} + G_{plancher}$$

$$G_{TOTAL} = 216,6 + 56,4 + 338,4 + 8067,6$$

$$G_{TOTAL} = 8679 \text{ daN}$$

- Surcharge d'exploitation du plancher

$$Q_{plancher} = 500 \times 18 = 9000 \text{ daN}$$

❖ **Calcul du moment sollicitant :**

$$N_{sdy} = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_{sdy} = (1,35 \times 8679) + (1,5 \times 9000)$$

$$N_{sdy} = 25216,65 \text{ daN}$$

$$N_{sdy} = 25216,65 \times 3 = 75649,95 \text{ daN}$$

V.3.2. Vérification à la résistance en section transversale :

$$N_{sd} \leq N_{crd}$$

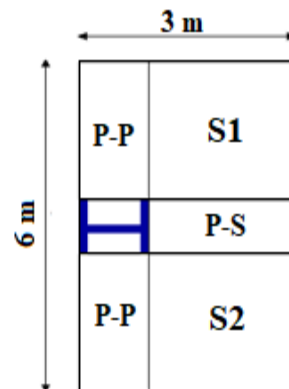


Figure V - 2surface reprise par le poteau le plus sollicité

$$N_{crdy} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{sd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M1}}{f_y} = \frac{75649,95 \times 10 \times 1,1}{235}$$

$$A \geq 3541,07 \text{ mm}^2$$

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

On opte pour un **HEA180**

- **Données concernant ce profilé :**

HEA180	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
	<i>h</i> (mm)	<i>b</i> (mm)	<i>t_w</i> (mm)	<i>t_f</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>W_{pl,y}</i> (cm ³)	<i>W_{pl,z}</i> (cm ³)	<i>G</i> (daN/m)	<i>i_z</i> (cm)	<i>i_y</i> (cm)	<i>A</i> (cm ²)
	171	180	6	9,5	122	324,9	156,5	45,3	4,52	7,45	45,3

Tableau V - 1: Dimension et caractéristique de HEA 180

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids propre de HEA 180)

$$G_{poteau} = 45,3 \times 3,06 = 138,62 \text{ daN}$$

$$G_{TOTAL} = G_{p,p} + G_{p,s} + G_{solive} + G_{plancher} + G_{poteau}$$

$$G_{TOTAL} = 216,6 + 56,4 + 338,4 + 8067,6 + 138,62$$

$$G_{TOTAL} = 8817,62 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_{sd} = (1,35 \times 8817,62) + (1,5 \times 9000)$$

$$N_{sd} = 25403,79 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 25403,79 \times 3 = 76211,28 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{crd}$$

$$N_{crd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{45,3 \times 2350}{1,1}$$

$$N_{crd} = 96777,27 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 76211,28 \text{ daN} \leq N_{crd} = 96777,27 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3. Vérification de l'élément au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd}$$

La résistance nominale au flambement d'un élément en compression doit être considérée comme suit:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 : \text{Pour les classes 1,2 et 3}$$

$\gamma_{M1} = 1,1$: est le coefficient partiel de sécurité du matériau pour la résistance au flambement.

Le coefficient de réduction pour le flambement χ est calculé en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ du poteau est le minimum de χ_y et χ_z

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \beta_A^{0,5}$$

$\bar{\lambda}$: Est l'élancement réduit adimensionnel

$$\lambda = \frac{L_f}{i} : \text{L'élancement du poteau}$$

L : la longueur de flambement du poteau
i : le rayon de giration autour de l'axe fort

a) Calcul du facteur de réduction

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} \quad ; \quad \lambda_z = \frac{L_f}{i_z}$$

Avec :

$$L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m (encasté-articulé)}$$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{2,14}{0,0745} = 28,72$$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{2,14}{0,0452} = 47,35$$

b) Calcul de l'élancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \beta_A^{0,5} = \frac{28,72}{93,9} \times 1^{0,5} = 0,31$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \beta_A^{0,5} = \frac{47,35}{93,9} \times 1^{0,5} = 0,51$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Courbe de flambement :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0,95 \leq 1,2 \\ t_f = 9,5 \leq 100 \text{ mm} \rightarrow \text{axe de flambement } y - y \end{array} \right\} \rightarrow \text{courbe de flambement } b$$

Donc on utilisant la courbe de flambement on lit la valeur de $\chi_y = 0,9604$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0,95 \leq 1,2 \\ t_f = 9,5 \leq 100 \text{ mm} \rightarrow \text{axe de flambement } z - z \end{array} \right\} \rightarrow \text{courbe de flambement } c$$

Donc on utilisant la courbe de flambement on lit la valeur de $\chi_z = 0,8374$

$$\chi = \text{Min}(\chi_y = 0,9640 ; \chi_z = 0,8374)$$

$$\chi = \chi_z = 0,8374$$

✚ Calcul de la résistance de l'élément au flambement $N_{b,Rd}$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$$N_{b,Rd} = 0,8374 \times 1 \times 45,3 \times \frac{2350}{1,1}$$

$$N_{b,Rd} = 81041,29 \text{ daN}$$

Donc :

$$N_{sdy} = 76211,28 \text{ daN} < N_{b,Rd} = 81041,29 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc: le poteau central est vérifié au flambement

V.3.4. Conclusion :

Le profilé **HEA 180** convient pour les poteaux

V.4. Pré dimensionnement du portique

V.4.1. Introduction

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours pour des raisons de simplicité en comparaison avec les portiques (poteau-fermes)

Leurs utilisations sont limitées à des portées inférieure ou égale à 40 m ($l \leq 40 \text{ m}$)

Pour les portiques de longues portées, il est préférable pour des raisons économiques d'opter pour des poutres à treillis (fermes).

Les profilés laminés en **I** ou en **H** sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique les traverses sont généralement constituées de profilés laminés en **I**.

Les portiques en générale peuvent avoir une portée de 15 à 60 m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30 m sont les plus économiques

La portée de notre portique est de **36m**.

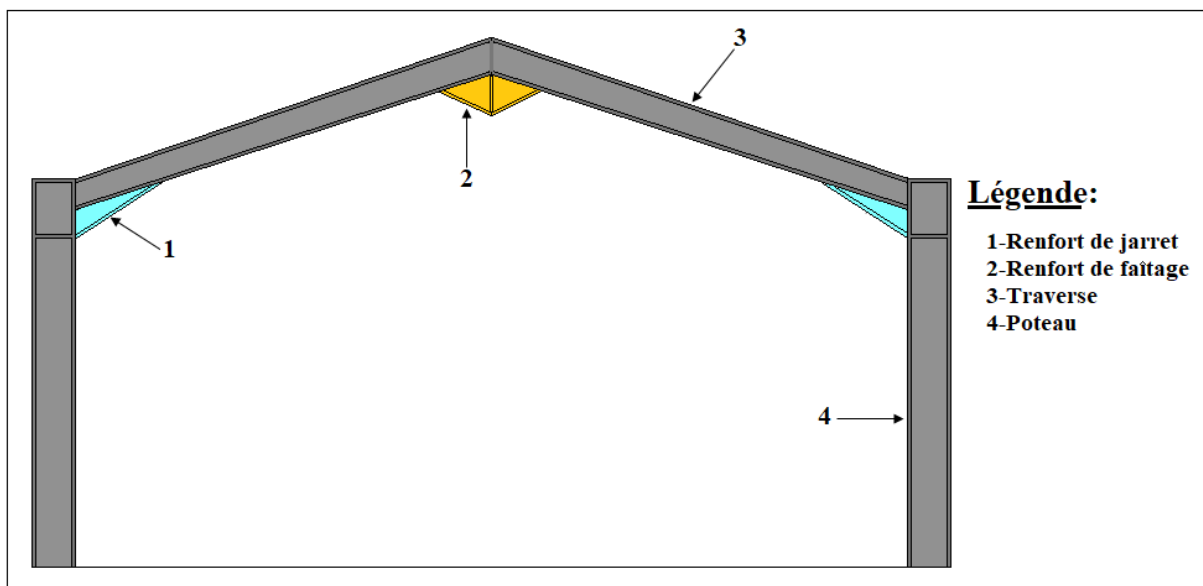


Figure V - 3: Éléments constituant le portique

Les données du portique

- La portée de portique: $L = 36 \text{ m}$.
- Entre axe des portiques: $d = 6 \text{ m}$.
- La hauteur des poteaux : $h = 12 \text{ m}$.

V.4.2. Les efforts sollicitant le portique

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

V.4.2.1. Évaluation des charges et surcharge

A. Les charges revenant à la traverse de la toiture

Les charges permanentes

- Couverture en panneaux sandwichs TL75..... $G1 = 13,84 \text{ daN/m}^2$
- Accessoires de poses $G2 = 5 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la panne (IPE 160)..... $G3 = 15,8/1,26 = 12,54 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la traverse estimé (IPE 400)..... $G4 = 66,3 \text{ daN/ml}$

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d + G4 = (13,84 + 5 + 12,54) \times 6 + 66,3$$

$$G = 254,58 \text{ daN/ml}$$

B. Les charges revenant à la poutre principale du plancher intermédiaire :**b-1) les charges permanentes**

- Poids propre du plancher : $G_{pl} = 430,4 \times 3 = 1291,2 \text{ daN/ml}$
- Poids propre de la poutre principale $G_p = 36,1 \text{ daN/ml}$
- Poids propre de la solive : $G_s = 18,8 \times 3 = 56,4 \text{ daN/ml}$
- $G_T = G_{PL} + G_p + G_s = 1291,2 + 36,1 + 56,4 = 1384,7 \text{ daN/ml}$

b-2) les Charges variables

- Surcharge d'exploitation : $P = 300 \text{ daN/m}^2$ (DTR tableau 7.2.4)

$$Q = P \times d = 300 \times 3 = 900 \text{ daN/ml}$$

Les charges revenant à la poutre principale du plancher intermédiaire :**C-1) les charges permanentes :****C. Effet de la neige :**

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre (II-4-1)**

$$N = 15,9 \text{ daN/m}^2 \text{ (Par projection horizontale)}$$

$$N = 15,9 \times 6 \text{ m} = 95,4 \text{ daN/ml}$$

$$N = 95,4 \text{ daN/ml}$$

D. Effet du vent :

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre (II-4-2)**

- Pour la face long pan le portique intermédiaire se trouve dans la zone **B** pour la paroi verticale et la zone **H** pour le versant de toiture.
- Pour la face pignon le portique intermédiaire se trouve dans la zone **B** pour la paroi verticale et la zone **H** pour le versant de toiture.

Et d'après les résultats de l'étude au vent on constate que le vent qui frappe la face pignon (ouvertures fermée) est le plus défavorable.

Zone	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Ph (dan/m ²)
D	73,13	+0,8	0,35	0,45	32,91
E	73,13	-0,3	0,35	-0,65	-47,54
A	73,13	-1	0,35	-1,35	-98,73
B	73,13	-0,8	0,35	-1,15	-84,10
C	73,13	-0,5	0,35	-0,85	-62,16

Tableau V - 2: valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon VI (Ouvertures fermées), cas de vent le plus défavorable

Zone	q_{dyn} (dan/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Ph (dan/m ²)
F	73,13	-1,5	0,35	-1,85	-135,30
G	73,13	-1,3	0,35	-1,65	-120,67
H	73,13	-0,68	0,35	-1,03	-75,33
I	73,13	-0,58	0,35	-0,93	-68,01

Tableau V - 3: valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon VI (Ouvertures fermées), cas de vent le plus défavorable

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive. Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément réparti.

Avec :

$$P(h)_i[\text{dan/ml}] = P(h)_i[\text{dan/m}^2] \times \text{entraxe } (e)$$

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

- (+) pression ; action du vent vers la paroi
- (-) dépression ; action du vent hors de la paroi

d-1) La valeur équivalente de l'effet du vent revenant sur la toiture :

➤ **Versant gauche :**

$$P(h)_{eq} = P(h)_{gauche} \times e = -75,33 \times 6$$

$$P(h)_{eq} = -451,98 \text{ daN/ml}$$

➤ **Versant droit :**

$$P(h)_{eq} = P(h)_{droit} \times e = -75,33 \times 6$$

$$P(h)_{eq} = -451,98 \text{ daN/ml}$$

Remarque

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants sont identiques, on retiendra directement la charge agissant sur la zone **H** comme charge équivalente sur les deux versants de toiture.

Donc la Charge équivalente du vent : $P(h)_{eq} = -451,98 \text{ daN/ml}$

d-2) Les valeurs de l'effet du vent revenant sur chaque poteau :

$$P(h)_{eq} = P(h)_B \times e = -84,10 \times 6$$

$$P(h)_{eq} = -504,6 \text{ daN/ml}$$

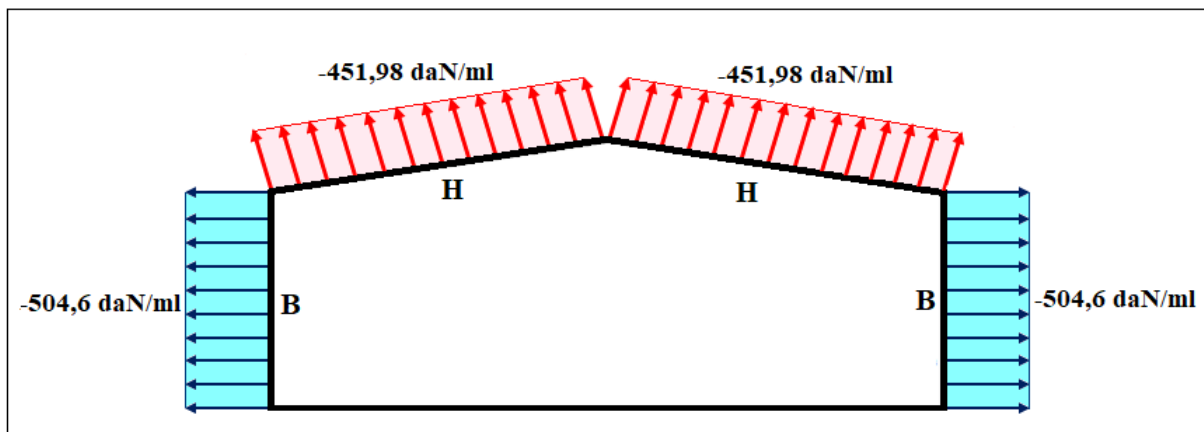


Figure V - 4: La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml (dépression).

E. Surcharge d'entretien

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

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 100 \times e = 100 \times 6 = 600 \text{ daN/ml}$$

V.4.3. Combinaison des charges à l'ELU

$$\bullet 1,35G + 1,5SK$$

- $1,35G + 1,35Q + 1,35N + 1,35VP$
- $G + 1,35VP$

V.4.4. Combinaison des charges à l'ELS

- $G + SK$
- $G + Q + N + VP$
- $G + VP$

V.4.5. Pré-dimensionnement de la traverse

Les traverses sont des éléments porteurs horizontaux ou parfois inclinés, constituant la partie des cadres de la halle supportant la toiture. En cas de nœuds traverses poteaux rigides, les traverses transmettent également les forces horizontales dues au vent

Selon la condition de la flèche sous les charges non pondérées

La combinaison la plus défavorable :

$$q_s = G + N = 188,28 + 95,4$$

$$q_s = 283,68 \text{ daN/ml}$$

$$f_y = \frac{1}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{1}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times f_{adm}} = \frac{1 \times 200}{384} \times \frac{283,68 \times 10^{-2} \times 3627^3}{2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 33569,96 \text{ cm}^4$$

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

On opte pour un **IPE500** ($I_y = 48200 \text{ cm}^4 \geq I_y = 33569,96 \text{ cm}^4$)

✚ Les charges à appliquer sur robot :

Les charges permanentes	Les Charges variables	Vent	neige
$G_{Trav} = 188,28 \text{ daN/ml}$	$Q_{T1} = 24390 \text{ daN}$	$V_{Toi} = -451,98 \text{ daN/ml}$	$N = 95,4 \text{ daN/ml}$
$G_{T1} = 25474,56 \text{ daN}$	$Q_{T2} = 22500 \text{ daN}$	$V_{proi} = -504,46 \text{ daN/ml}$	
$G_{T2} = 20988 \text{ daN}$	$Q_{T3} = 500 \text{ daN/ml}$		
$G_{T3} = 429,4 \text{ daN/ml}$			

Tableau V - 4: les charges à appliquer sur robot

✚ Les Combinaison des charges à injecter dans robot

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
16 (C)	1,35Gtra	Combinaison lin	ELU	Structurelle	1*1.35
17 (C)	1,35Gtrav+1,5sk	Combinaison lin	ELU	Structurelle	1*1.35+11*1.50
18 (C)	1,35Gtrav+1,5sk+0,7Vtraverse	Combinaison lin	ELU	Structurelle	1*1.35+11*1.50+8*0.70
19 (C)	Gtrav+1,5Vtraverse	Combinaison lin	ELU	Structurelle	1*1.00+8*1.50
20 (C)	1,35GT3-3	Combinaison lin	ELU	Structurelle	13*1.35
21 (C)	1,35GT3-3+1,5QT3-3	Combinaison lin	ELU	Structurelle	1*1.35+7*1.50
22 (C)	1,35GT3-2	Combinaison lin	ELU	Structurelle	12*1.35
23 (C)	1,35GT3-2+1,5QT3-2	Combinaison lin	ELU	Structurelle	12*1.35+14*1.50
24 (C)	1,35GT3-1	Combinaison lin	ELU	Structurelle	4*1.35
25 (C)	1,35GT3-1+1,5QT3-1	Combinaison lin	ELU	Structurelle	4*1.35+15*1.50
26 (C)	1,35GT2+1,35GT3-3+1,35GT3-2+1,35GT3-1	Combinaison lin	ELU	Structurelle	(3+13+12+4)*1.35
27 (C)	1,35QT2+1,35GT2+1,35GT3-1+1,35GT3-2+1,35GT3-3+1,35QT3-1+1,35QT3	Combinaison lin	ELU	Structurelle	(3+4+12+13+7+14+15+6)*1.35
28 (C)	1,35GT1+1,35Gtrav+1,35GT3-3+1,35GT3-2+1,35GT3-1	Combinaison lin	ELU	Structurelle	(1+2+4+12+13)*1.35
29 (C)	1,35GT1+1,35Gtrav+1,35GT3-1+1,35GT3-2+1,35GT3-3+1,35QT3-1+1,35Q	Combinaison lin	ELU	Structurelle	(1+2+4+5+7+12+13+14+15)*1.35
30 (C)	1,35GT1+1,35Gtrav+1,35GT3-1+1,35GT3-2+1,35GT3-3+1,35QT3-1+1.35Q	Combinaison lin	ELU	Structurelle	(1+2+4+5+7+11+12+13+14+15)*1.35
31 (C)	1,35GT1+1,35Gtrav+1,35GT3-1+1,35GT3-2+1,35GT3-3+1,35QT3-1+1.35Q	Combinaison lin	ELU	Structurelle	(1+2+4+5+7+10+12+13+14+15)*1.35
32 (C)	1,35GT1+1,35Gtrav+1,35GT3-1+1,35GT3-2+1,35GT3-3+1,35QT3-1+1.35Q	Combinaison lin	ELU	Structurelle	(1+2+4+5+7+10+11+12+13+14+15)*1.35
33 (C)	GTrav+sK	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(1+11)*1.00
34 (C)	GTrav+sK+Vtraverse	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(1+8+11)*1.00
35 (C)	GTrav+Vtraverse	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(1+8)*1.00
36 (C)	GT3-3+QT3-3	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(7+13)*1.00
37 (C)	GT3-2+QT3-2	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(12+14)*1.00
38 (C)	GT3-1+QT3-1	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(4+15)*1.00
39 (C)	GT2+3+GT3-3+GT3-2+GT3-1	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(3+4+12+13)*1.00
40 (C)	GT2+GT3-3+GT3-2+GT3-1 +QT3-3+QT3-2+QT3-1	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(3+4+6+7+12+13+14+15)*1.00
41 (C)	GT1+Gtraverse+GT3-3+GT3-2+GT3-1 +QT3-3+QT3-2+QT3-1+QT1	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(1+2+4+5+7+12+13+14+15)*1.00
42 (C)	GT1+Gtraverse+GT3-3+GT3-2+GT3-1	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(1+2+4+12+13)*1.00
43 (C)	GT1+Gtraverse+GT3-3+GT3-2+GT3-1 +QT3-3+QT3-2+QT3-1+QT1+SK	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(1+2+4+5+7+11+12+13+14+15)*1.00
44 (C)	GT1+Gtraverse+GT3-3+GT3-2+GT3-1 +QT3-3+QT3-2+QT3-1+QT1+VPD	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(1+2+4+5+7+10+12+13+14+15)*1.00
45 (C)	GT1+Gtraverse+GT3-3+GT3-2+GT3-1 +QT3-3+QT3-2+QT3-1+QT1+SK+VPD	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(1+2+4+5+7+10+11+12+13+14+15)*1.00

V.4.5.1. Calcul des sollicitations à l'aide de logiciel ROBOT

Il s'agit de déterminer :

- Les réactions d'appuis : H_A, V_A, H_H, V_H
- les moments maximaux : $M_A, M_B, M_C, M_D, M_E, M_F, M_G, M_H, M_I, M_J, M_K, M_L$

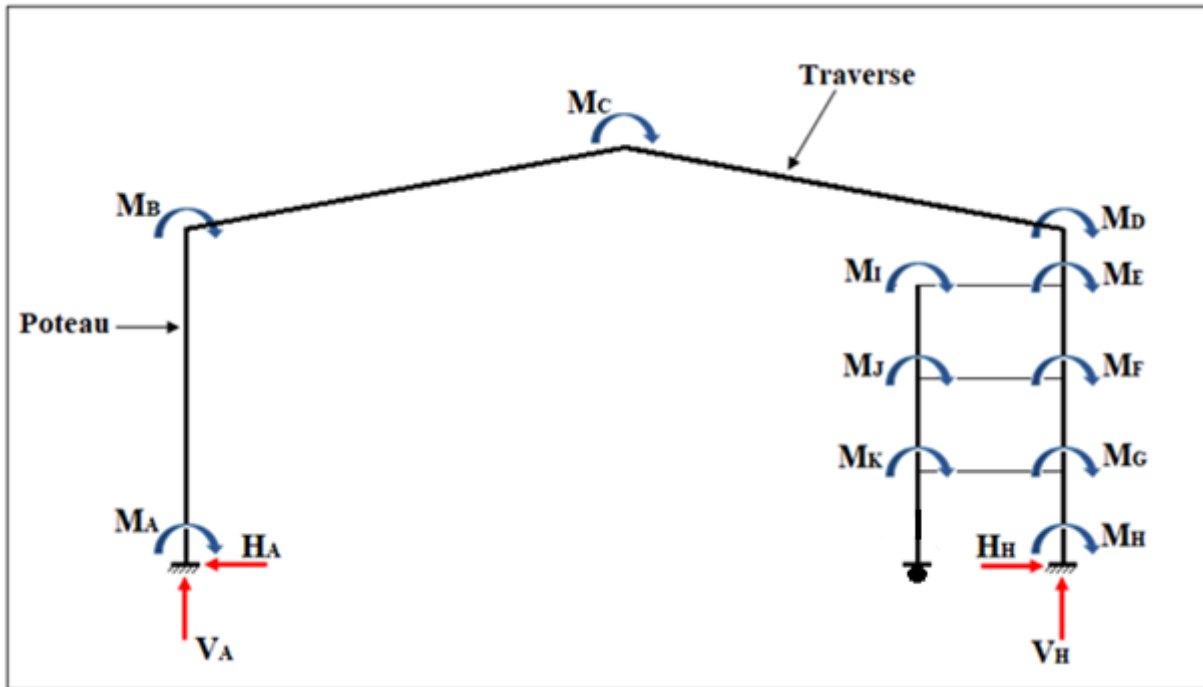


Figure V - 5: Les efforts agissants sur le portique

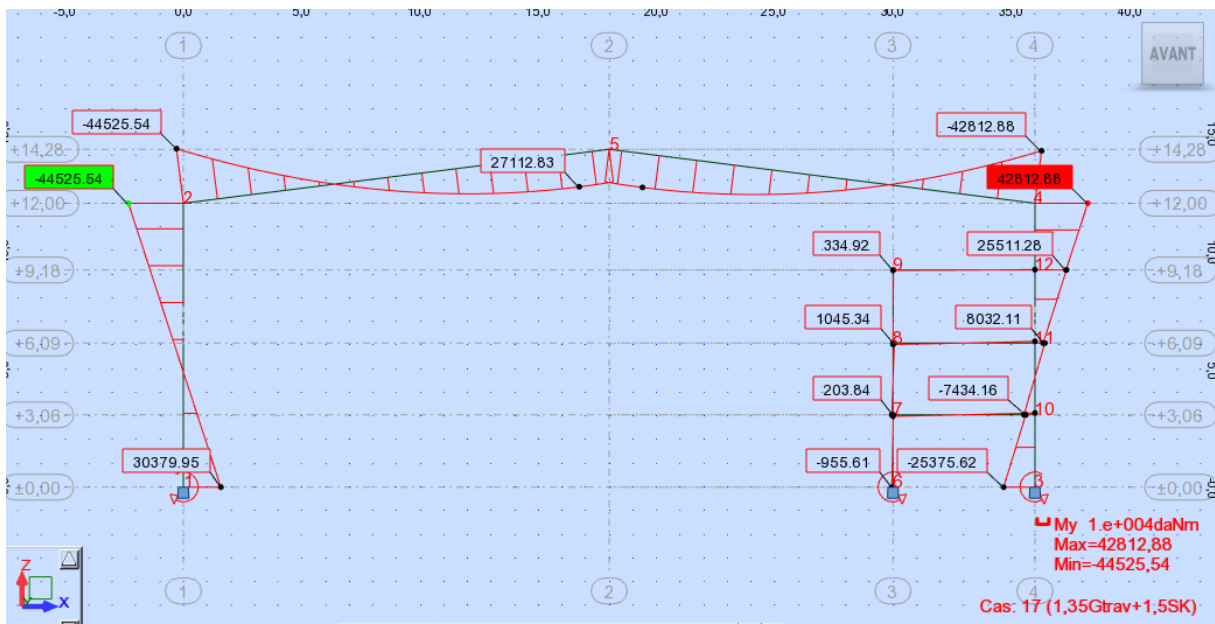


Figure V - 6: Diagramme des moments à l'aide du logiciel Robot

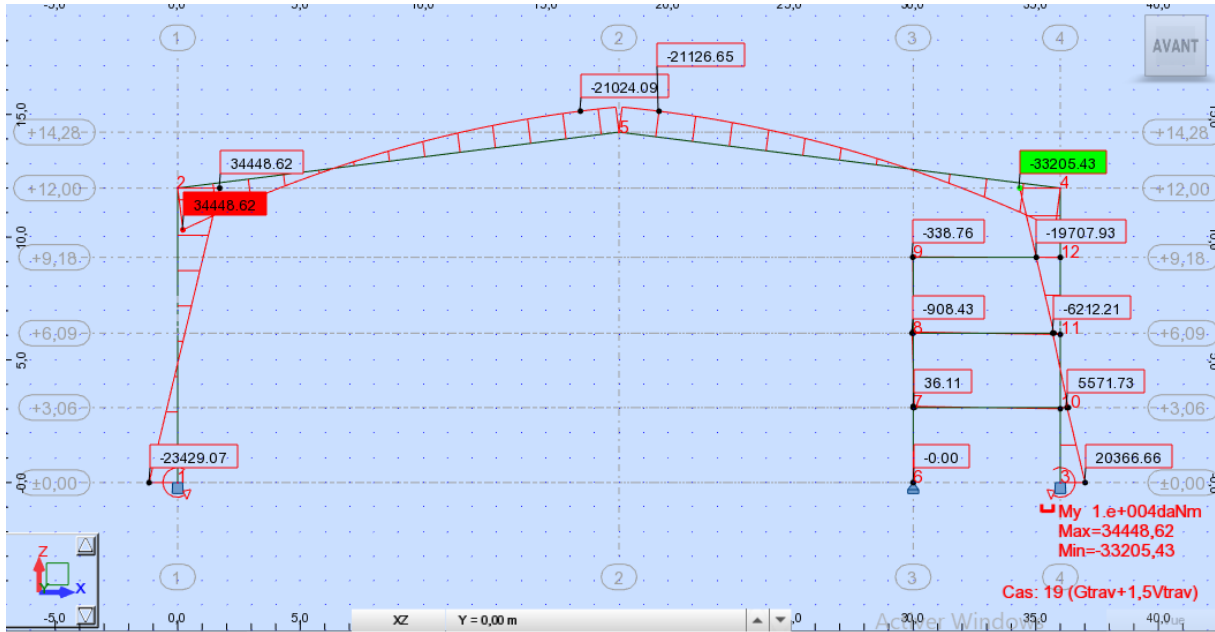


Figure V - 7: Diagramme des moments à l'aide du logiciel Robot

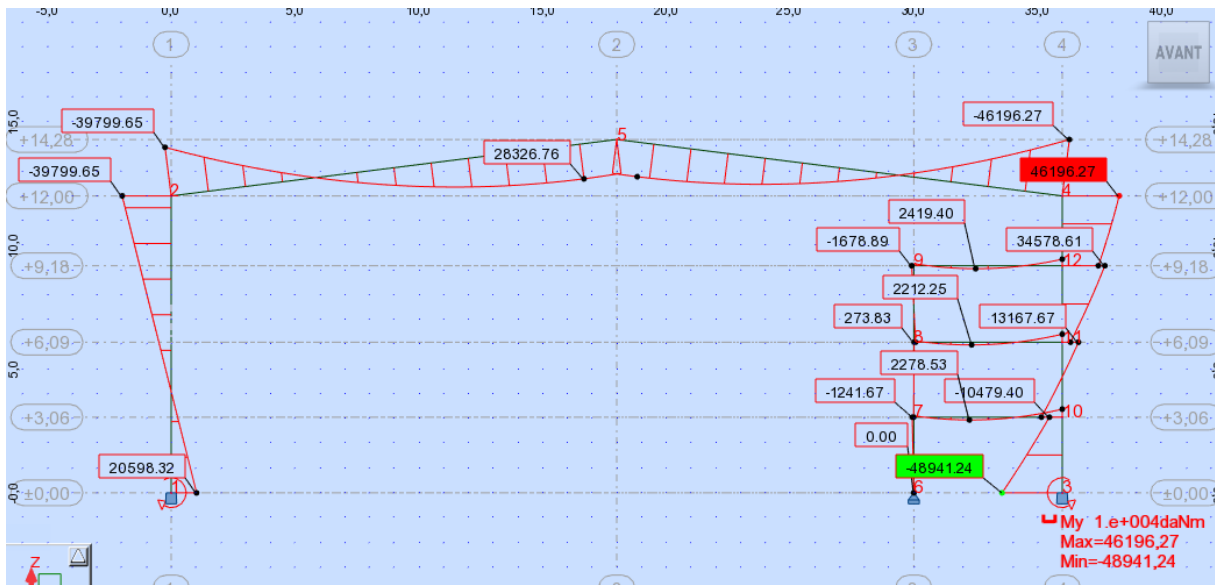


Figure V - 8: Diagramme des moments à l'aide du logiciel Robot

Combinaisons	Moments (daN.m)			
	H_A	H_H	V_A	V_H
$1,35G + 1,5S_K$	6231,96	-6261,83	11454,87	12536,45
$1,35G + 1,35Q + 1,35S_K + 1,35V$	5033,16	-13611,19	10971,62	92547,11
$G+1,5V$	-4823,14	4834,94	-5807,68	-6287,01

Tableau V - 5: Les réactions d'appuis à l'ELU

		combinaisons		
		$1,35G + 1,5S_K$	$1,35G + 1,35Q + 1,35S_K + 1,35V$	$G+1,5V$
Moment (daN.m)	M_A	30288,67	20598,32	-23429,07
	M_B	-44494,87	-39799,65	34448,62
	M_C	27137,56	28326,76	-21126,65
	M_D	-42841,45	46196,27	-33205,43
	M_E	255567,31	34578,61	-19707,93
	M_F	8096,72	13167,67	-6212,21
	M_G	-7110,82	-10479,40	5571,73
	M_H	-26272,01	-48941,24	20366,66
	M_I	330,27	-1678,89	-338,76
	M_J	1111,27	273,83	-908,43
	M_K	-91,39	-1241,67	36,11

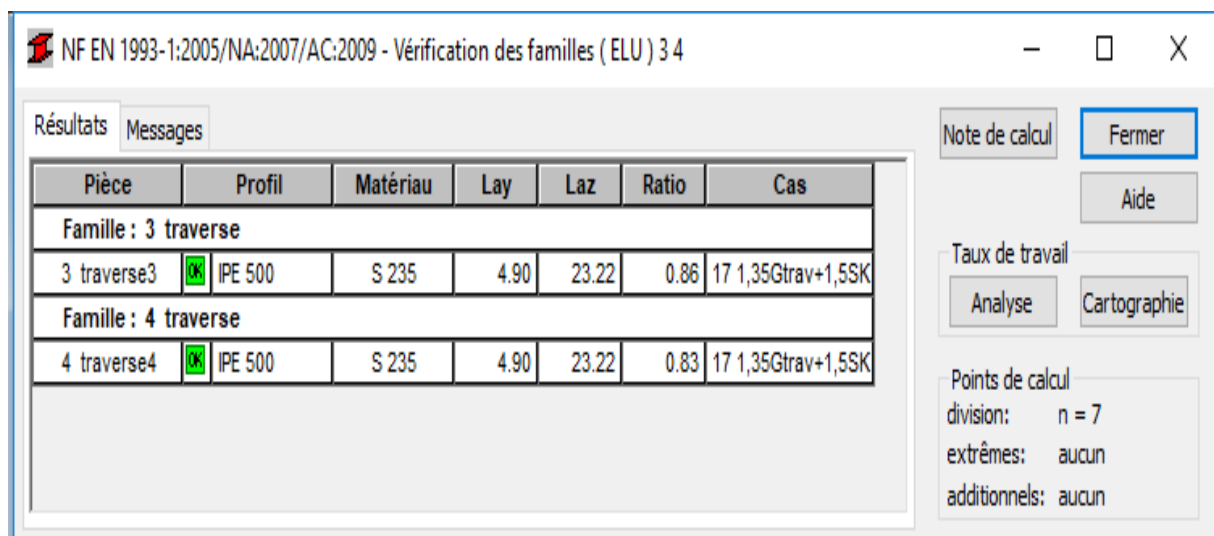
Tableau V - 6: Les efforts agissants sur le portique à l'ELU

V.4.5.2. Vérification du portique a l'ELU à l'aide de logiciel ROBOT

Après avoir lancé le calcul dans le **logiciel Robot** en respectant les différentes étapes de modélisation et application des charges et surcharges ainsi que les différentes combinaisons d'actions à L'ELU et à L'ELS le logiciel Robot montre que les sections choisi répondent à toutes les vérifications de La résistance en section et ou déversement de l'éléments

a) vérification de la traverse :

- la résistance en section selon la combinaison $(1,35G + 1,5SK)$



NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des familles (ELU) 3 4


Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 3 traverse						
3 traverse3	OK IPE 500	S 235	4.90	23.22	0.86	17 1,35Gtrav+1,5SK
Famille : 4 traverse						
4 traverse4	OK IPE 500	S 235	4.90	23.22	0.83	17 1,35Gtrav+1,5SK

Note de calcul

Taux de travail

Points de calcul
 division: n = 7
 extrêmes: aucun
 additionnels: aucun

Résultats - norme - NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009



Famille: 3 traverse
 Pièce: 3 traverse3
 Point / Coordonnée: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Cas de charge: 17 1,35Gtrav+1,5SK 1*1.35+11*1.50

Profil correct

IPE 500


Résultats simplifiés Résultats détaillés

FORCES


$N_{Ed} = 7367.95 \text{ daN}$
 $N_{c,Rd} = 271472.00 \text{ daN}$
 $N_{b,Rd} = 271472.00 \text{ daN}$
 $M_{y,Ed} = -44494.87 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{y,pl,Rd} = 51561.82 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{y,c,Rd} = 51561.82 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $M_{N,y,Rd} = 51561.82 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $V_{z,Ed} = 8575.22 \text{ daN}$
 $V_{z,c,Rd} = 81232.72 \text{ daN}$

Classe de la section = 1


DEVERSEMENT

 XLT = 1.00

FLAMBEMENT y



FLAMBEMENT z



CONTROLE DE LA SECTION

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.86 < 1.00 \text{ (6.2.5.(1))}$
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.11 < 1.00 \text{ (6.2.6.(1))}$



CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE

Non analysé

- déversement de l'élément selon la combinaison $(G + 1,5V_{trav})$

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des familles (ELU) 3 4

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 3 traverse						
3 traverse3	 IPE 500	S 235	4.90	23.22	0.67	19 Gtrav+1,5Vtrav
Famille : 4 traverse						
4 traverse4	 IPE 500	S 235	4.90	23.22	0.64	19 Gtrav+1,5Vtrav

Note de calcul

Aide

Taux de travail

Analyse

Points de calcul
 division: n = 7
 extrêmes: aucun
 additionnels: aucun

Résultats - norme - NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009

Auto

IPE 500

Famille: 3 traverse
Pièce: 3 traverse3
Point / Coordonnée: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
Cas de charge: 19 Gtrav+1,5Vtrav 1*1.00+8*1.50

Profil correct

OK

Changeur

Résultats simplifiés Résultats détaillés

FORCES

N,Ed = -5702.91 daN
Nt,Rd = 271472.00 daN

My,Ed = 34448.62 daN*m
My,pl,Rd = 51561.82 daN*m
My,c,Rd = 51561.82 daN*m
MN,y,Rd = 51561.82 daN*m
Mb,Rd = 51561.82 daN*m

Vz,Ed = -6641.28 daN
Vz,c,Rd = 81232.72 daN

Classe de la section = 1

DEVERSEMENT

z = 1.00
Lcr,upp=0.50 m

Mcr = 6737012.19 daN*m
Lam_LT = 0.09

Courbe,LT -
fi,LT = 0.47

XLT = 1.00
XLT,mod = 1.00

FLAMBEMENT y

FLAMBEMENT z

CONTROLE DE LA SECTION

My,Ed/My,c,Rd = 0.67 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.08 < 1.00 (6.2.6.(1))

CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE

My,Ed/Mb,Rd = 0.67 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

Efforts

Détaillée

Note de calcul

Paramètres

Aide

b) vérification du poteau :

Selon la combinaison suivante : 1,35G+1,35Q+1,35N+1,35VP

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des familles (ELU) 1 2

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 poteau1						
2 poteau1	HEA 400	ACIER E24_C	49.89	114.45	0.60	32 1,35GT1+1,35Gtr
Famille : 2 poteau2						
2 poteau1	HEA 400	S 235	49.89	114.45	0.93	32 1,35GT1+1,35Gtr

Note de calcul

Fermer

Aide

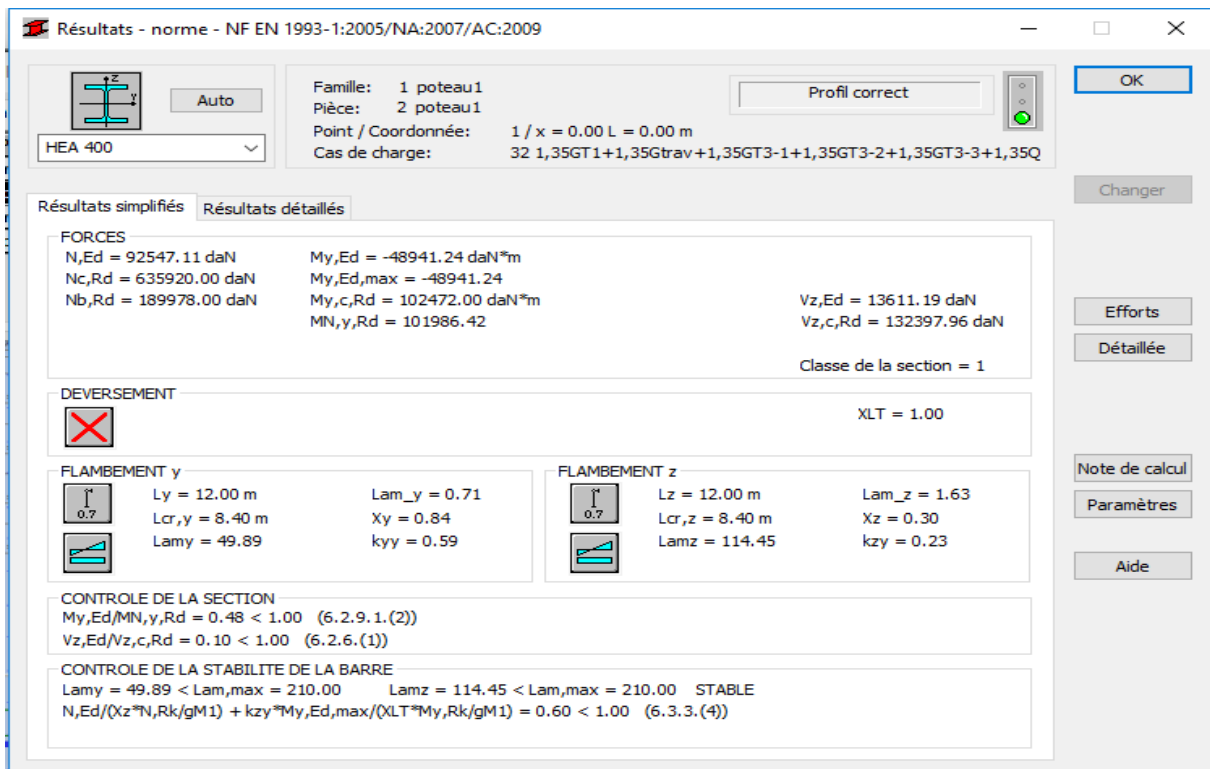
Taux de travail

Analyse

Cartographie

Points de calcul

division: n = 7
extrêmes: aucun
additionnels: aucun



V.4.5.3. Conclusion

Après avoir terminé le pré dimensionnement des éléments structuraux et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants :

Poutre principale du plancher	IPE270
Poutre secondaire du plancher	IPE 180
Poteau intermédiaire (RDC ; 1er étage ; 2ème étage ; 3ème étage)	IPE400
Poteau du portique	HEA400
Traverse	IPE500

V.4.6. Vérification de la traverse manuel

V.4.6.1. Les moments maximaux sollicitant à la traverse

La combinaison à prendre en considération durant le calcul est la combinaison 1,35G+1,5sk

Qui a donné les moments les plus défavorables, à savoir :

- au faitage : $M_C = 27137,56 \text{ daN.m}$
- aux appuis : $M_B = -44494,87 \text{ daN.m}$

V.4.6.2. Vérification de la section en flexion

La vérification de satisfaire la formule suivante :

$$M_{y.sd} \leq M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{y.sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

Donc :

$$\text{➤ au faitage : } W_{ply} \geq \frac{27137,56 \times 10^3 \times 1,1}{235 \times 10^2} = 1270,27 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE400}$$

$$\text{➤ aux appuis : } W_{ply} \geq \frac{44494,87 \times 10^3 \times 1,1}{235 \times 10^2} = 2082,74 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE500}$$

Le profile IPE 500 est vérifié à la flexion.

V.4.6.3. Vérification de la traverse a ELS

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse, en C, sous l'action combinée non pondérée : G+SK

Le moment dans une section (S) vaut :

$$M_x = M_C + \left(\frac{q \times l}{2} \times x \right) - \left(\frac{q \times x^2}{2} \right)$$

En intégrant l'équation de la déformé :

$$\frac{dy^2}{dx^2} = -\frac{M}{EI}$$

On obtient :

$$Y_{max} = \frac{1}{384 \cdot E \cdot I_y} (5qL^4 - 48M_C L^2)$$

Avec :

- $E = 2,1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$
- $I_y = 23130 \text{ cm}^4$ (IPE400 au faitage)
- $q = G + SK = 188,28 + 95,40 = 283,68 \text{ daN/ml}$
- $L = 36 \text{ m}$
- $M_C = 27137,56 \text{ daN.m}$

$$Y_{max} = \frac{1}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 23130} (5 \times 283,68 \times 10^{-2} \times 3600^4 - 48(27137,56 \times 10^2) \times 3600^2)$$

$$Y_{max} = 37,21 \text{ cm} > \frac{L}{200} = 18 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc en change la section de profilé et en opte un **IPE500** avec ($I_y = 48200 \text{ cm}^4$)

$$Y_{max} = \frac{1}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 48200} (5 \times 283,68 \times 10^{-2} \times 3600^4 - 48(27137,56 \times 10^2) \times 3600^2)$$

$$Y_{max} = 17,86 \text{ cm} > \frac{L}{200} = 18 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Données concernant ce profilé :**

IPE500	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
	<i>h</i> (mm)	<i>b</i> (mm)	<i>t_w</i> (mm)	<i>t_f</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>W_{pl,y}</i> (cm ³)	<i>W_{pl,z}</i> (cm ³)	<i>I_y</i> (cm ⁴)	<i>I_z</i> (cm ⁴)	<i>A_{vz}</i> (cm ²)	<i>A</i> (cm ²)
	500	200	10,2	16	426	2194	336	48200	2142	59,9	116

✚ classe de la section

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie :

- **Classe de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

$$\frac{200/2}{16} = 6,25 < 9 \quad \longrightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

- **Classe de l'âme :**

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{426}{10,2} = 41,76 < 72 \quad \longrightarrow \quad \text{Âme de classe 1}$$

D'après les deux résultats donc la section est de classe 1

V.4.6.4. Vérification au déversement

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déverser, car elle est immobilisée latéralement, bloquée par les pannes.

En revanche, la semelle inférieure peut déverser, sous moment négatif dû au vent (soulèvement de la toiture).

La formule de vérification et la suivante :

$$M_f \leq M_{dev}$$

Avec :

$$M_{dev} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\beta_w = 1 ; \quad \gamma_{M1} = 1,1 \quad \text{Pour des classes 1 et 2}$$

➤ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

Avec : $\bar{\lambda}_{LT} \rightarrow$ L'élancement réduit pour le déversement

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L/iz}{h/1,6} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

- $L = 9,07 \text{ m}$ Longueur de déversement latérale
- $C1 = 1,132$ pour une charge uniformément répartie

$$\lambda_{LT} = \frac{907/4,31}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{907/4,31}{50/1,6} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 117$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times (\beta_w)^{0,5} = \left[\frac{117}{93,9} \right] \times (1)^{0,5}$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1,24 > 0,4 \rightarrow$ Il y a risque de déversement

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

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement

Courbe de déversement :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5 > 2 \\ \text{courbe de déversement } \mathbf{b} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha_{LT} = 0,34$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,34(1,24 - 0,2) + 1,24^2 \right]$$

$$\varphi_{LT} = 1,44$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,44 + [1,44^2 - 1,24^2]^{0,5}}$$

$$\chi_{LT} = 0,4603$$

$$M_{dev} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,4603 \times 1 \times \frac{2194 \times 23,5}{1,1}$$

$$M_{dev} = 21561,07 \text{ daN.m}$$

Le logiciel ROBOT nous donne un moment de fléchissant $M_f = 21126,65 \text{ daN.m}$ sous la combinaison du vent de soulèvement.

Donc on a $M_f = 21126,65 \text{ daN.m} < M_{dev} = 21561,07 \text{ daN.m} \dots \dots \text{condition vérifié}$

1) Conclusion

L'IPE 500 est convenable pour la traverse

V.4.7. Dimensionnement des poteaux

V.4.7.1. Evaluation des charges et surcharge

a. Charge permanente revenants au poteau du portique intermédiaire

Couverture en panneaux sandwichs TL75 : $G = 13,84 \times 6 \times 18,14 = 1506,34 \text{ daN}$

Poids propre de la panne (IPE 160) : $G = 15,8 \times 6 \times 15 = 1422 \text{ daN}$

Poids propre de la traverse (IPE 500) : $G = 90,7 \times 18,14 = 1645,30 \text{ daN}$

Poids propre de la solive $G = (429,4 \times 3) + (18,8 \times 3 \times 3) = 1457,4 \text{ daN}$

Poids propre des lisses de bardages $G_L = 46,69 \times 10 \times 6 = 2801,4 \text{ daN}$

Pois propres de la poutre paliers $G_{Pal} = G_{eq} \times 3 = 187,24 \times 3 \times 3 = 1685,16 \text{ daN}$

Poids de la poutre principale $G = (6996 \times 3) = 20988 \text{ daN}$

Poids propre du poteau HEA400 : $G = 125 \times 12 = 1500 \text{ daN}$

Donc :

$$G_{total} = 33005,6 \text{ daN}$$

b. Les charges d'exploitations revenantes au poteau du portique intermédiaire

$$Q = Q_{T1} + 3Q_{T3} = 24390 + (500 \times 3) = 25890 \text{ daN}$$

V.4.7.2. Combinaisons de charge

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 33005,6) + (1,5 \times 25890)$$

$$q_u = 83392,56 \text{ daN}$$

L'effort sollicitant :

$$N_{sd} = q_u = 83392,56 \text{ daN}$$

V.4.7.3. Choix de type de profilé

Le moment le plus défavorable revient à la combinaison : **1,35G+1,35Q+1,35N+1,35VP**

On doit vérifier que : $M_a \leq M_{pl.Rd}$

Avec :

$$M_a = 48941,24 \text{ daN.m}$$

$$M_a \leq M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl} \geq \frac{M_a \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{48941,24 \times 10^2 \times 1,1}{2350}$$

$$W_{pl} \geq 2290,86 \text{ cm}^3$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de W_{pl} supérieure ou égale à la valeur trouvée.

On opte pour un HEA400 ($W_{pl} = 2562 \text{ cm}^3 \geq W_{pl} = 2290,86 \text{ cm}^3$)

- **Données concernant ce profilé :**

HEA400	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d (mm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	G (daN/m)	i_z (cm)	i_y (cm)	A (cm ²)
	390	300	11	19	298	2562	872,9	125	7,34	16,84	159

Tableau V - 7: Dimension et caractéristique de HEA 400

V.4.7.4. Vérification de la section a la résistance

Le risque de flambement est considérable que si $\bar{\lambda} > 0,2$ est à partir de cette condition nous pourrons vérifier la résistance

La formule de vérification est la suivante :

$$N_{sd} \leq N_{b.Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

- Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i_y}$$

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{214}{16,84} = 12,71$$

- Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{12,71}{93,9} = 0,14$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9 \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

- Choix de la courbe

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{390}{100} = 1,3 > 1,2 \\ t_f = 19 \leq 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{courbe (a)} \rightarrow \alpha = 0,21$$

axe de flambement Y - Y

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda} = 0,14 \\ \text{courbe de flambement (a)} \end{array} \right\} \rightarrow \chi = 1$$

- **Vérification a la stabilité au flambement simple**

$$N_{c.Rdy} = 1,1 \cdot \frac{159.2350}{1,1} = 339681,81 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 83392,56 \text{ daN} < N_{c.Rdy} = 339681,81 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Conclusion**

Le poteau HEA400 résiste au flambement simple

Les autres vérifications Concernant le portique seront faites à l'aide du logiciel ROBOT



2019/2020



Chapitre VI

Etude sismique



Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou



VI.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

Pour cela l'application **de règles parasismiques** actuelles "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sismiques sauf pour la zone 0 (sismicité négligeable).

C'est en général l'ingénieur du bureau d'étude qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, aciers, bois ou bien mixtes.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003- (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente,
- Méthode d'analyse spectrale,
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

VI.2. Méthode statique équivalente

VI.2.1.Principe de calcul

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui serait observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure.

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismique majeures

VI.2.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente, le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ($h = 14,28\text{m}$) et sa régularité en plan ($48,27 / 36,8 = 1,31 < 4$) et en élévation. D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003

VI.2.3. Calcul de la force sismique totale

D'après l'article 4.2.3 de RPA 99/2003, 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 :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{equ 4.1, art 4.2.3 RPA99/2003}).$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 du RPA ;
- D : facteur d'amplification dynamique moyen donné par la formule 4.2 du RPA ;
- R : coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4.3 du RPA ;
- Q : facteur de qualité donné par la formule 4.4 du RPA ;
- W : poids totale de la structure donné par la formule 4.5 du RPA.

a) Détermination du coefficient d'accélération (A)

L'ouvrage sera implanté à la commune de TADMAIT wilaya de TIZI OUZOU qui est classé selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

Zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} \text{zone sismique: IIa} \\ \text{Groupe d'usage: 2} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0,15$$

b) Calcul du facteur de qualité Q

La valeur de Q est donnée par la relation suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} Pq$$

Avec :

- Pq : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non " sa valeur est donnée au tableau 4-4 du RPA 99 V2003 suivant :

Critère q »	Pq	
	observé	N/observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau VI - 1: Valeurs des pénalités Pq du RPA 99 V2003

Critère q »	Pq	
	observé	N/observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement		0,05
2. Redondance en plan		0,05
3. Régularité en plan	0	
4. Régularité en élévation	0	
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0,10
		$\sum_1^6 Pq = 0,25$

Tableau VI - 2: Valeur du coefficient de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq = 1 + 0,25$$

$$Q = 1,25$$

c) Coefficient de comportement global de la structure R

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99 V2003 en fonction du système de contreventement.

Dans notre Structure on a un système d'ossature contreventée par palées triangulées en X

Donc : R =4

d) Facteur d'amplification dynamique moyen D

Il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site, donnée par le **tableau 4.7 art 4.2.3 (RPA99/2003)**.

Notre site est un site ferme (catégorie S3), donc $T_2 = 0,5 s$

e) Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0,7 \dots \dots \dots (4.3 RPA 99 V2003)$$

Avec :

ξ (%) : Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Dans notre cas : nous avons des portiques en acier avec remplissage léger

D'après le tableau (4-2 du RPA 99 V2003)..... $\xi = 4\%$

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} = \sqrt{7/2 + 4}$$

$$\eta = 1,08$$

f) Calcul de la période fondamentale de la structure T

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par les méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots \dots \dots (Equ 4.6 art 4.2.4 RPA 99/2003).$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure, jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 14,28 m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 (RPA 99/2003).

Dans notre cas

$C_T = 0,05$: Portiques auto-stables en acier avec remplissage en maçonnerie

$$\text{Donc : } T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0,05 \times 14,28^{3/4} \rightarrow T = 0,37 s$$

Puisque : $0 \leq T = 0,37s \leq T_2 = 0,5 s$

$$\text{Donc : } D = 2,5\eta = 2,5 \times 1,08 = 2,7$$

g) Poids total de la structure W

W Est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de l'RPA 99 V2003

Dans notre cas : $\beta = 0,5$ (hangare)

✚ **Calcul des charges permanente de tous les éléments qui constituent notre hangar**

Élément	Type de profilé	Poids propre (daN/ml)	Longueur de l'élément(m)	Nombre d'éléments	Poids Totale (daN)
Poteau	HEA400	125	12	18	27000
Poteau	HEA180	35,5	9,18	3	977,67
Traverse	IPE O 600	154	18	18	49896
Potelet	IPE400	66,3	12,76	4	3383,95
			13,52	4	3585,51
			14,28	2	1893,53
Poutres principale	IPE270	36,1	6	17	3682,2
Poutres secondaire	IPE180	18,8	6	10	1128
Solives	IPE180	18,8	6	35	3948
Pannes	IPE160	15,8	48	30	1440
Lisses de bardage	UPN160	18,8	36	14	9475,2
	UPN140	16	48	14	10752
Couverture de toiture	Panneau sandwich	13,84	870,72	2	24101,53
Couverture de parois	Panneau sandwich	19,55	458,57	2	17930,09
			373,15	2	14590,17
Poutre au vent	L70×70×7	7,38	204,48		1509,07
Palée de stabilité	L70×70×7	7,38	68,56		505,98
Liernes	Φ10 (barre rond)	0,62	546		338,52
Plancher					85048,92
Poids Total du aux charges permanentes ($\sum W_{Gi}$)					257504,14

Tableau VI - 3: Le poids propre des éléments.

✚ **Calcul des surcharges W_{Qi}**

$$W_{Qi} = [(P_{neige} \times P_{vent}) \times S_{toiture}] + [Q \times S_{plancher}]$$

$$W_{Qi} = [(75 + 15,9) \times 1789,85] + [300 \times 218,43]$$

$$W_{Qi} = 271912,36 \text{ daN}$$

Donc le poids total de la structure :

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 257504,14 + (0,5 \times 271912,36)$$

$$W = 393460,32 \text{ daN}$$

h) Détermination de la force sismique totale

- Sens- X : $V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,25}{4} \times 393460,32$

$$V_x = 49797,32 \text{ daN}$$

- Sens- Y : $V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,25}{4} \times 393460,32$

$$V_y = 49797,32 \text{ daN}$$

VI.2.4. Comparaison entre l'effort sismique et la force due au vent

Afin de déterminer l'effort le plus défavorable qui sollicite notre ouvrage en compare entre l'effort sismique et la force du vent dans les deux directions suivant X et Y.

a) Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

Avec :

- F_i : force horizontale appliquée au niveau i
- F_t : la force concentrée au sommet de la structure ($F_t = 0$) car $0 < T = 0,42s < 0,7$
- W : poids total de la structure (393460,32 daN)
- V : la force sismique totale
- h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i
- h_j : niveau d'un plancher quelconque

➤ Suivant le sens X

$$F_x = \frac{(49797,32 - 0) \times 393460,32 \times 14,28}{393460,32 \times 14,28}$$

$$F_x = 49797,32 \text{ daN}$$

➤ **Suivant le sens Y**

$$F_y = \frac{(49797,32 - 0) \times 393460,32 \times 14,28}{393460,32 \times 14,28}$$

$$F_y = 49797,32 \text{ daN}$$

b) Distribution de la force du vent

Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens V2 Façade Latérale gauche)

Avec :

$$P_h = 138,22 \text{ daN/m}^2$$

$$V_{vent} = P_h \times S = 138,22 \times 1789,85$$

$$V_{vent} = 247393,07 \text{ daN}$$

- $V_{vent.(X)} = 247393,07 \text{ daN} > F_x = 49797,32 \text{ daN}$
- $V_{vent.(Y)} = 247393,07 \text{ daN} > F_x = 49797,32 \text{ daN}$

VI.3. CONCLUSION

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme dans les deux sens X ; Y ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.



2019/2020



Chapitre VII

Pré- dimensionnement des contreventements



Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou



VII.1. Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants «poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

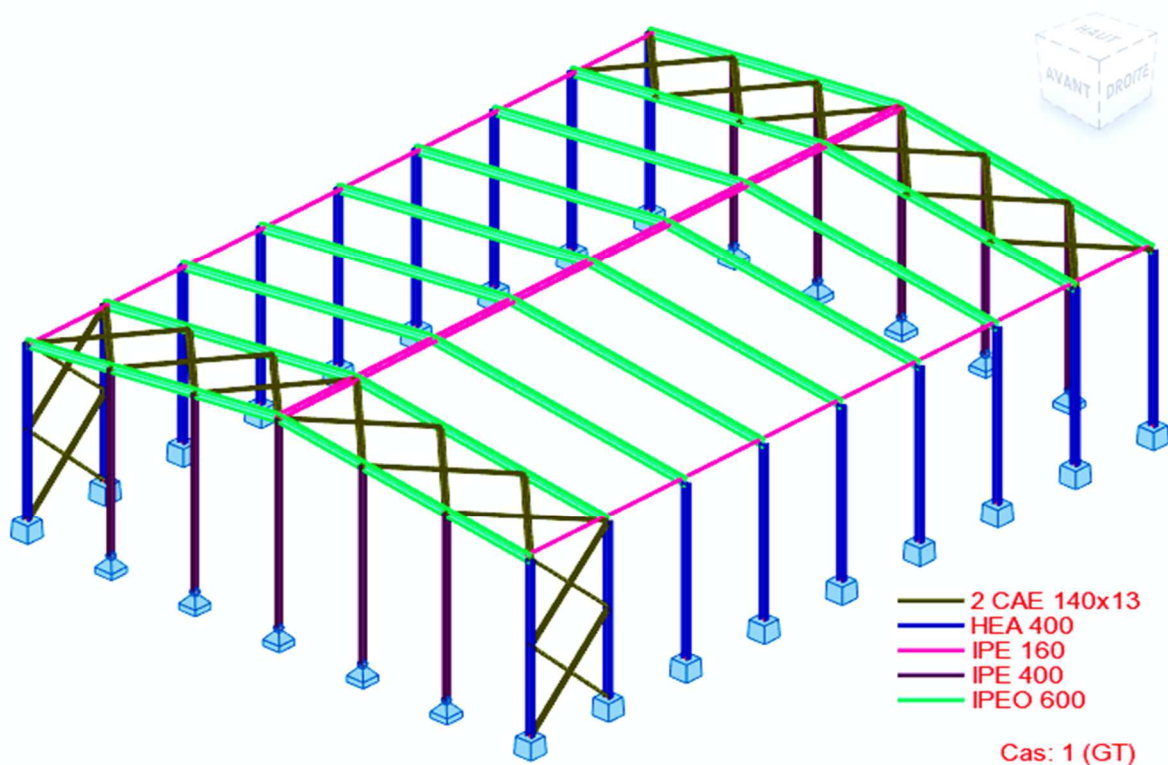


Figure VII- 1: Dispositions des contreventements.

VII.1.1. Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causées par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulants, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.

- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Possèdent 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.

VII.1.2. Les différents types de contreventement

❖ Contreventements de toiture (POUTRE AU VENT)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

Remarque :

Dans les bâtiments de grande longueur, comportant des joints dilatation, il est bon de prévoir au moins une travée de contreventement entre deux joints de dilatation.

❖ Contreventement de façades (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

❖ Effort du vent sur le pignon

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité)

VII.2. Pré dimensionnement de la poutre au vent l'EC3

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise à des réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement des efforts horizontaux.

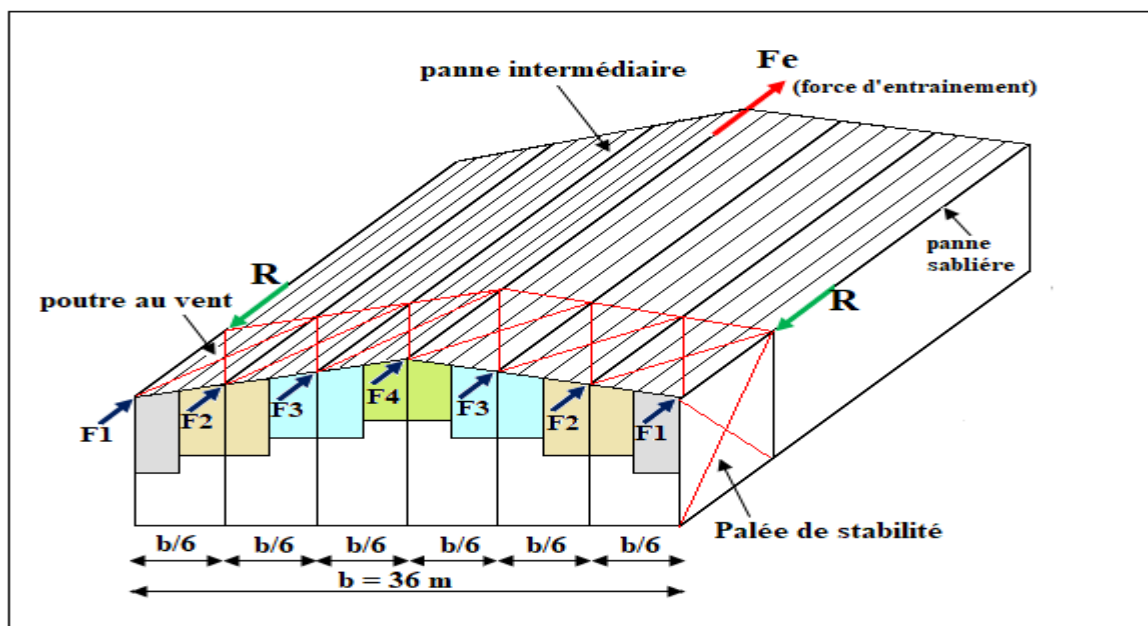


Figure VII- 2: Effort du vent sur le pignon

VII.2.1. Évaluation des efforts horizontaux en tête des poteaux

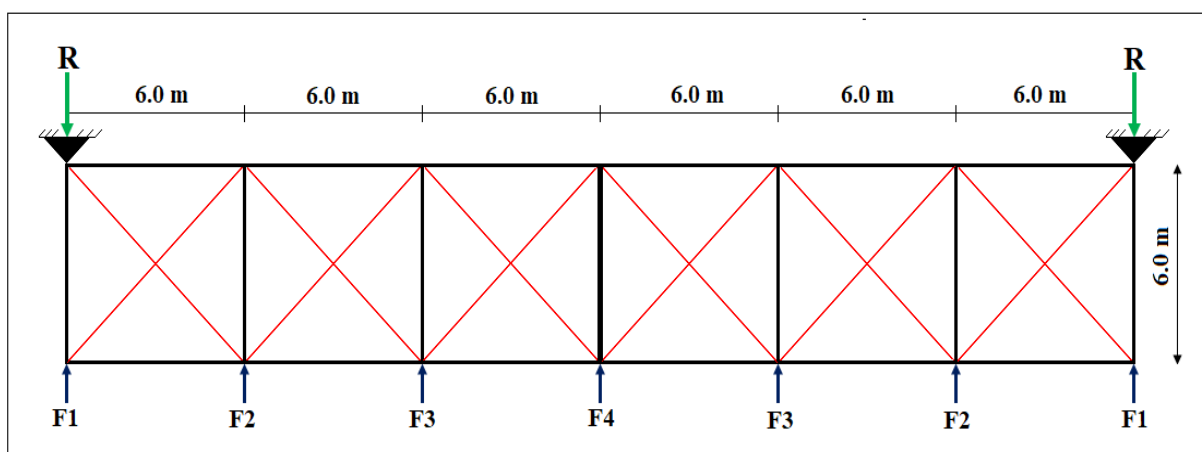


Figure VII- 3: Schéma statique de la poutre au vent

L'effort F en tête de potelet se décompose en :

- Un effort F de compression simple en tête du poteau.
- Un effort F_d de traction dans les diagonales.

a) Effort F de compression simple en tête des potelets

On a :

La force de frottement du vent perpendiculaire au pignon $F_{fr} = 0$ (chapitre II étude climatique)

Donc la force d'entraînement $F_e = F_{fr} = 0$

La pression du vent : $V = P_h = q_h \times C_d \times \sum C_r$

$$\sum C_r = C_{pe}(D) + C_{pe}(E) = 0,8 + 0,3 = 1,1$$

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 37,5 \times 1,95 = 73,13 \text{ daN/m}^2$$

$$V = P_h = q_h \times C_d \times \sum C_r = 73,13 \times 1 \times 1,1$$

$$V = P_h = 80,44 \text{ daN/m}^2$$

Avec :

$$h_1 = 12 \text{ m} ; \quad h_2 = 12,74 \text{ m} ; \quad h_3 = 13,49 \text{ m} ; \quad h_4 = 14,28 \text{ m}$$

$$\bullet \quad F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8} = \left(80,44 \times \frac{12}{2} \times \frac{36}{12} \right) + \frac{0}{8}$$

$$F_1 = 1447,92 \text{ daN}$$

$$\bullet \quad F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8} = \left(80,44 \times \frac{12,74}{2} \times \frac{36}{6} \right) + \frac{0}{8}$$

$$F_2 = 3074,42 \text{ daN}$$

$$\bullet \quad F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8} = \left(80,44 \times \frac{13,49}{2} \times \frac{36}{6} \right) + \frac{0}{8}$$

$$F_3 = 3255,41 \text{ daN}$$

$$\bullet \quad F_4 = \left(V \times \frac{h_4}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8} = \left(80,44 \times \frac{14,28}{2} \times \frac{36}{6} \right) + \frac{0}{8}$$

$$F_4 = 3446,05 \text{ daN}$$

b) Effort de traction dans les diagonales

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grand élancement, elles tendent à flamber sous faibles efforts, suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontal.

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cos \theta + F_1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + F_4}{2} = \frac{2(1447,92) + 2(3074,42) + 2(3255,41) + 3446,05}{2}$$

$$R = 9500,78 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{6}{6}$$

$$\theta = \arctan \frac{6}{6}$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$D'où : F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{9500,78 - 1447,92}{\cos 45}$$

$$F_d = 11388,46 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 11388,46$$

$$N_{sd} = 17082,7 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 170,83 \text{ KN}$$

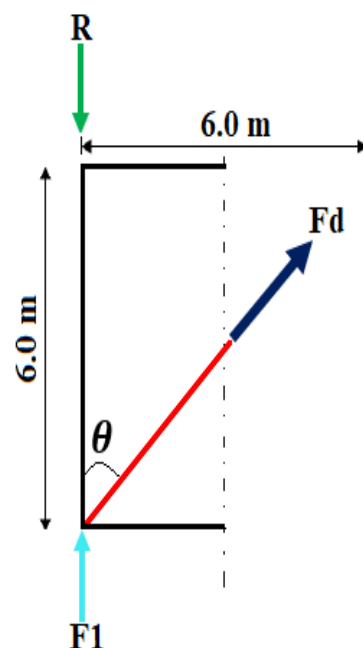


Figure VII- 4: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité

C) Section de la diagonale

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{170,83 \times 1,1}{23,5}$$

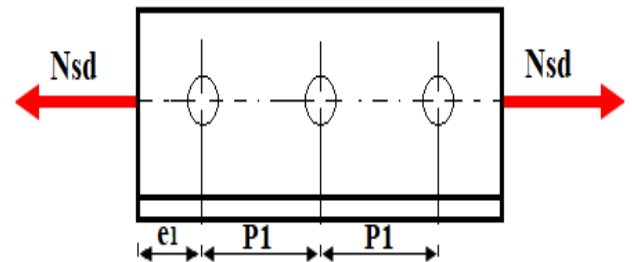
$$A \geq 7,99 \text{ cm}^2$$

Donc on opte une barre de cornière a aile égale : **L70×70×7** (A = 9,40 cm²) avec trois boulon de 12 mm et trou ($d_0 = d + 1 = 13 \text{ mm}$)

VII.2.2. Vérification à la résistance ultime de la section

Cas de cornières assemblées par une seule aile :

Pour une attache avec deux boulons ou plus.



$$N_{u.Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

β : est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 suivant en fonction de l'entraxe P1 des trous.

Tableau 1 – Coefficients minorateurs β_2 et β_1		
Entraxe P1	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

Tableau VII- 1: Coefficients minorateurs β_2 et β_3

On prend :

- Un entraxe P1 = 100 mm
- Pince longitudinale e1 = 25 mm

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5 \cdot d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm} \left. \vphantom{P_1} \right\} \beta = \beta_3 = 0,7$$

avec: $d_0 = 13 \text{ mm}$ (diamètre des trous)

Calcul de la section nette :

$$A_{net} = 9,40 - 0,7 \times 1,3$$

$$A_{net} = 8,49 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 8,49 \times 3600}{1,25}$$

$$N_{u,Rd} = 17115,84 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 17082,7 \text{ daN} \leq N_{u,Rd} = 17115,84 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{condition verifie}$$

VII.2.3. Conclusion

Une cornière isolée de **L70×70×7** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VII.3. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance

Le montant de la poutre au vent est des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. Les formules de vérification sont les suivantes :

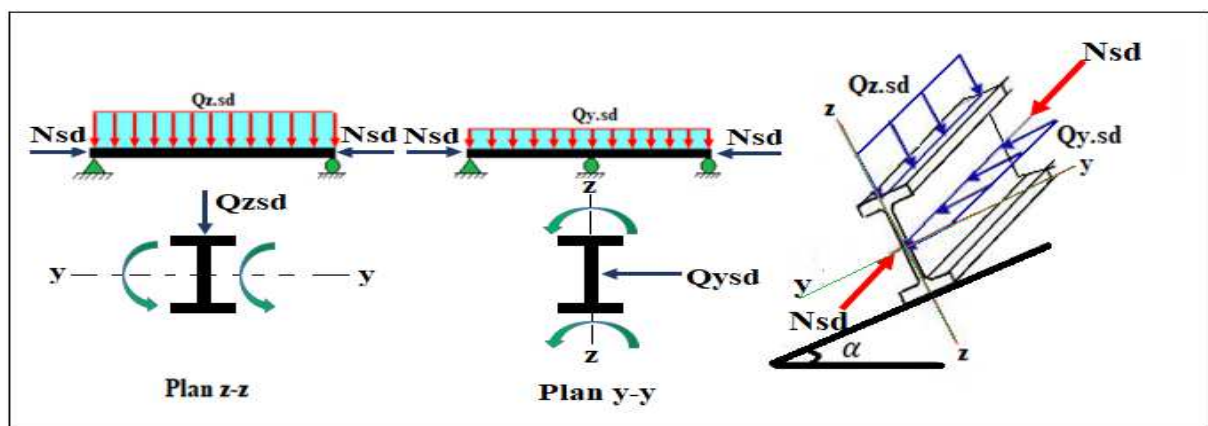


Figure VII- 5: Montants de la poutre au vent en flexion sous les différents plans de chargement

VII.3.1. Vérification de la résistance en section

Section de classes 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{Ny.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{Nz.Rd}}\right)^\beta \leq 1$$

Avec :

$$\alpha = 2 \quad \text{Et} \quad \beta = 5n \quad \beta \geq 1 \quad \text{pour les sections en I et H}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}}$$

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd} \left(\frac{1-n}{1-0,5\alpha} \right)$$

$$M_{Nz.Rd} = M_{plz.Rd} \left[1 - \left(\frac{n-\alpha}{1-\alpha} \right)^2 \right]$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f \quad (\text{Aire de l'âme}) \quad \alpha = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right)$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad ; \quad M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$M_{Ny.Rd}$ Et $M_{Nz.Rd}$: Moments de résistance plastique réduit sous la présence de l'effort normal N_{sd} de la section, autour de l'axe y-y et z-z respectivement.

a) Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire

✚ flexion déviée : (voir calcul des pannes chapitre 03)

$$M_{y.sd} = 744,84 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = 23,06 \text{ daN.m}$$

✚ Compression (voir calcul de contreventement)

$$V = F_4 = 3446,05 \text{ daN}$$

✚ Combinaison de charge

$$N_{sd} = 1,35 \times V = 1,35 \times 3446,05$$

$$N_{sd} = 4652,17 \text{ daN}$$

✚ Caractéristique géométrique de l'IPE160

$$W_{pl.y} = 124 \text{ cm}^3 \quad W_{pl.z} = 26,1 \text{ cm}^3$$

$$A = 20,1 \text{ cm}^2 \quad i_y = 6,58 \text{ cm}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1}$$

$$M_{ply.Rd} = 2649,09 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26,1 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1}$$

$$M_{plz.Rd} = 557,59 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20,1 \times 2350}{1,1}$$

$$N_{pl.Rd} = 42940,40 \text{ daN}$$

✚ Incidence de l'effort tranchant

Si : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl.Rd}$ → il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Remarque

À mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

✚ Incidence de l'effort normal

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} \left(0,25N_{pl.Rd} ; 0,5A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right)$: il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0,25N_{pl.Rd} = 0,25 \times 42940,40 = 10735,1 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 20,1 - 2 \times 8,2 \times 0,74$$

$$A_w = 7,96 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \times \frac{7,96 \times 2350}{1,1} = 8502,73 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 4652,17 \text{ daN} < \text{Min}(10735,1 \text{ daN} ; 8502,73 \text{ daN}) = 8502,73 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant est négligeable.

Pas de réduction de moment de résistance plastique :

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd}$$

$$M_{Nz.Rd} = M_{plz.Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec :

$$\alpha = 2 \quad \text{Et} \quad \beta = 5n$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} = \frac{4652,17}{42940,40} = 0,11$$

$$5n = 5 \times 0,11 = 0,55$$

$$\beta = 5n = 0,55 < 1$$

Mais nous on prend $\beta = 1$

$$\left(\frac{744,84}{2649,09} \right)^2 + \left(\frac{23,06}{557,59} \right)^1 = 0,12 \leq 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VII.3.2. Vérification de l'élément aux instabilités

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

❖ **Semelle inférieure**

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

❖ **Combinaison de charge**

Charge de flexion : (voir calcul des pannes chapitre 03)

$$M_{y.sd} = 999 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = 29,52 \text{ daN.m}$$

Charge de compression : (voir calcul des contreventements)

$$V' = F_4 = 3446,05 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times V' = 1,35 \times 3446,05$$

$$N_{sd} = 5169,08 \text{ daN}$$

✚ **La vérification de l'élément aux instabilités est donnée par les formules suivantes :**

▪ **Flexion déviée composée avec risque de flambement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

▪ **Flexion déviée compose avec risque de déversement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_z \cdot M_{ply.Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

❖ **Calcul de coefficient de réduction χ_{min}**

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z)$$

• **Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan)**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5}$$

α : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{6,58} = 91,85$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \quad \text{Car } \varepsilon = 1$$

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe 1,2 et 3

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{91,85}{93,9} \right) [1]^{0,5} = 0,98$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2 \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \text{courbe (a)} \\ \rightarrow \alpha_y = 0,21 \end{array} \right.$$

$$\varphi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21(0,98 - 0,2) + 0,98^2]$$

$$\varphi_y = 1,06$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \left[\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{0,5}} = \frac{1}{1,06 + [1,06^2 - 0,98^2]^{0,5}}$$

$$\chi_y = 0,6830$$

❖ Calcul de coefficient K_y

- B_{My} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement
- poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $B_{My} = 1,3$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2B_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} = 0,98 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{124 - 109}{109}$$

$$\mu_y = -1,23 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5 \quad \rightarrow \quad K_y = 1 - \frac{(-1,23) \times 5169,08}{0,6830 \times 20,1 \times 2350}$$

$$K_y = 1,20 < 1,5$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors plan)**

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1,84} = 163,04$$

$$\lambda_1 = 93,9. \varepsilon = 93,9 \quad \text{Car } \varepsilon = 1$$

$$\beta_A = 1 \quad \text{Pour les sections de classe 1,2 et 3}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{163,04}{93,9} \right) [1]^{0,5} = 1,73$$

Courbe de flambement :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2 \\ \text{axé d'flambement z-z} \end{array} \right\} \rightarrow \text{courbe (b)} \rightarrow \alpha_z = 0,34$$

$$\varphi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,34(1,73 - 0,2) + 1,73^2]$$

$$\varphi_z = 2,26$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{2,26 + [2,26^2 - 1,73^2]^{0,5}}$$

$$\chi_z = 0,2692$$

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) = \text{Min}(0,6830 ; 0,2692) = 0,2692$$

❖ Calcul de coefficient K_z

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2B_{My} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} = 1,73 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{26,1 - 16,7}{16,7}$$

$$\mu_y = -1,86 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5 \quad \rightarrow \quad K_z = 1 - \frac{(-1,86) \times 5169,08}{0,2692 \times 20,1 \times 2350}$$

$$K_z = 1,76 > 1,5 \quad \rightarrow \quad \text{donc on prend } K_z = 1,5$$

❖ Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot [\beta_w]^{0,5}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9 \quad ; \quad \beta_w = 1$$

λ_{LT} : Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou H (voir annexe F) Eurocode :

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

$$i_z = 1,84 \text{ cm} \quad ; \quad h = 16 \text{ cm} \quad ; \quad t_f = 0,74 \text{ cm}$$

$C_1 = 1,132$: (Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1,84}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1,84}{16/0,74} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 109,45$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{109,45}{93,9} \right) \cdot [1]^{0,5} = 1,16$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1,16 > 0,4$ il y a un risque de déversement

- Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

Avec :

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

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

Courbe de déversement :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 < 2 \\ \text{sections en I laminées} \end{array} \right\} \rightarrow \text{courbe (a)} \rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,16 - 0,2) + 1,16^2]$$

$$\varphi_{LT} = 1,27$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,27 + [1,27^2 - 1,16^2]^{0,5}}$$

$$\chi_{LT} = 0,56$$

- ❖ Calcul de coefficient K_{LT}

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \leq 0,9$$

$$\beta_{MLT} = 1,3 \text{ (Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,73 \times 1,13 - 0,15 = 0,29 \leq 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0,29 \times 5169,08}{0,2692 \times 20,1 \times 2350}$$

$$K_{LT} = 0,88$$

- Vérification au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{5169,08}{0,2692 \times 42940,40} + \frac{1,20 \times 744,84}{2649,09} + \frac{1,5 \times 23,06}{557,59} = 0,84 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au déversement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{5169,08}{0,2692 \times 42940,40} + \frac{0,88 \times 744,84}{0,56 \times 2649,09} + \frac{1,5 \times 23,06}{557,59} = 0,95 \leq 1 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.3.3. Conclusion

Le profile choisi **IPE160** convient comme montant de la poutre au vent

VII.4. Pré dimensionnement de la palée de stabilité en long pan

Une palée de stabilité est un élément de structure inscrit dans un plan vertical et capable de d'opposer à une force horizontale parallèles a son plan. Elle est destinée à assurer la stabilité des parois on file d'ossature vis-à-vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter.

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

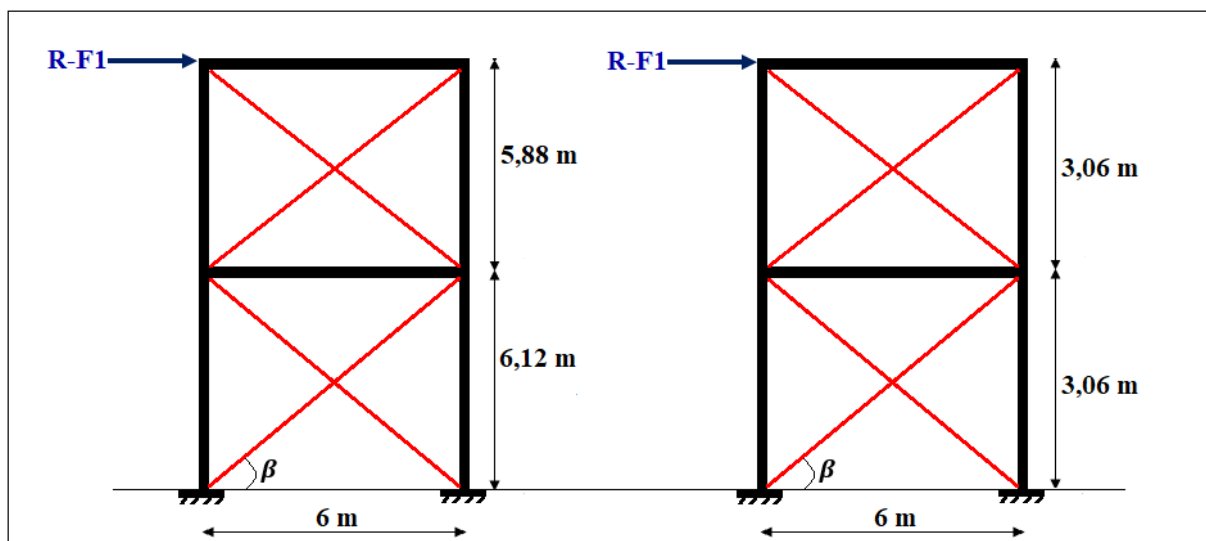


Figure VII- 6: Schéma statique de Palée de stabilité en long pan

❖ Effort de traction dans les diagonales

Par la méthode de coupure, on obtient :

$$R - F_1 = N \cos \beta \rightarrow N = \frac{R - F_1}{\cos \beta}$$

Avec :

$$R = 9500,78 \text{ daN}$$

$$\tan \beta = \frac{5,88}{6} = 0,98$$

$$\beta = \arctan 0,98 = 44,42^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{9500,78 - 1447,92}{\cos 44,42}$$

$$N = 11274,91 \text{ daN}$$

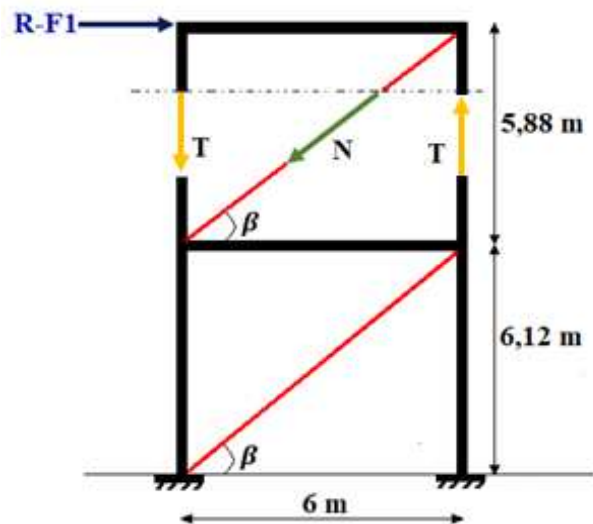


Figure VII-7 : Effort de traction dans la diagonale tendue

✚ Section de la diagonale

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$N_{sd} = 1,5 \times N = 1,5 \times 11274,91$$

$$N_{sd} = 16912,37 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{16912,37 \times 1,1}{2350}$$

$$A \geq 7,92 \text{ cm}^2$$

Donc on opte une barre de cornière a aile égale : **L70×70×7** ($A = 9,40 \text{ cm}^2$) avec un boulon de 12 mm et trou ($d_0 = d + 1 = 13 \text{ mm}$)

VII.4.1. Vérification à la résistance ultime de la section nette

On doit vérifier que : $N_{sd} = 1,5 \times N \leq N_{uRd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$

β : est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 présidant en fonction de l'entraxe P1 des trous.

On prend : une attache de 3 boulon avec

- Un entraxe P1 = 100 mm
- Pince longitudinale e1 = 25 mm

$$\left. \begin{array}{l} P_1 = 100 \text{ mm} > 5 \cdot d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm} \\ \text{avec: } d_0 = 13 \text{ mm (diamètre des trous)} \end{array} \right\} \beta = \beta_3 = 0,7$$

Calcul de la section nette :

$$A_{net} = 9,40 - 0,7 \times 1,3$$

$$A_{net} = 8,49 \text{ cm}^2$$

$$N_{u.Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 8,49 \times 3600}{1,25}$$

$$N_{u.Rd} = 17115,84 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 16912,37 \text{ daN} \leq N_{u.Rd} = 17115,84 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{condition verifie}$$

VII.4.2. Conclusion :

Une cornière isolée de **L70×70×7** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient
Pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.



2019/2020



Chapitre VIII

Vérification des éléments



Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou



VIII.1. Introduction

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées.

Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres,...), elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

VIII.2. Méthode de travail

Après avoir pré dimensionné les éléments structuraux et secondaires de notre ouvrage, on passe à la vérification de ces éléments à l'aide de logiciel ROBOT.

On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilé déjà pré dimensionné puis on introduit les charge permanente, les surcharge d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifie les éléments.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail:

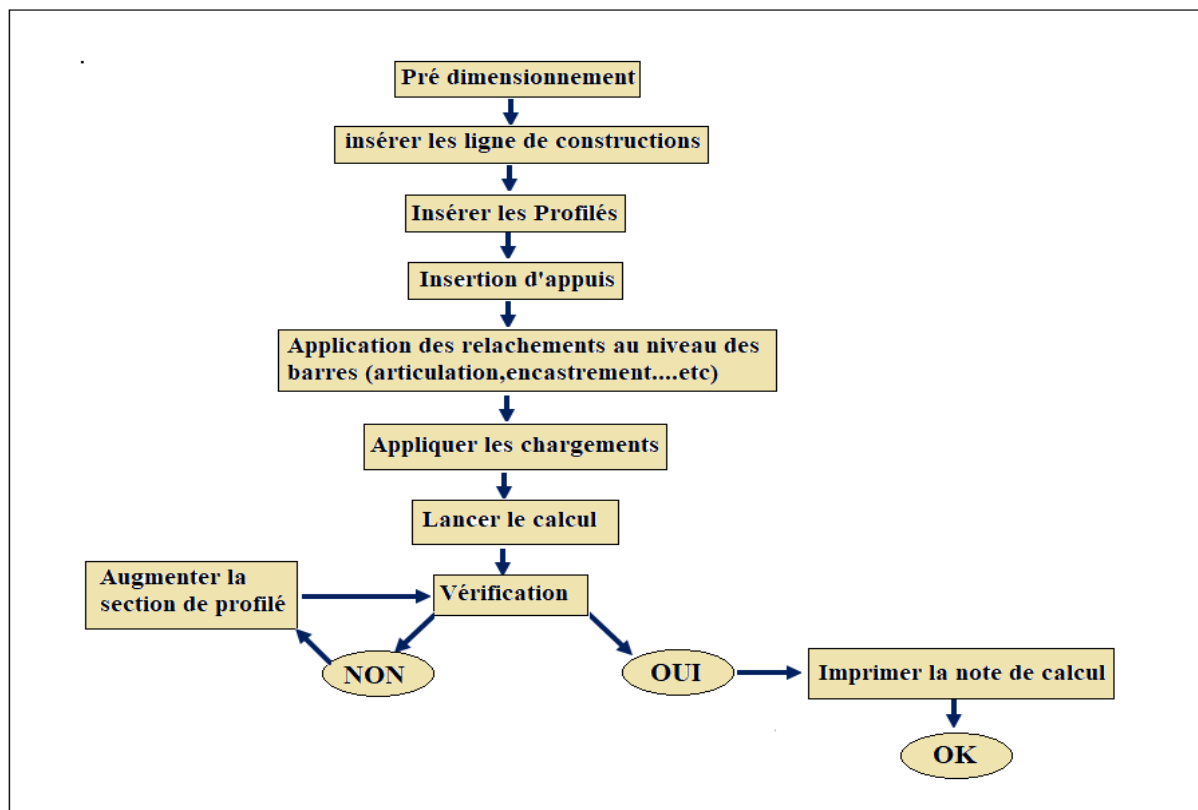


Figure VIII - 1: Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT

VIII.3. Les étapes de modélisation

VIII.3.1. Matériaux utilisés

a) Acier :

- La limite d'élasticité de l'acier $f_y = 235 \text{ MPA}$
- module d'élasticité longitudinal (module de YOUNG) $E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPA}$
- Module d'élasticité transversal $G = 81000 \text{ MPA}$
- La masse volumique de l'acier $\rho = 7850 \text{ daN/m}^3$
- Coefficient de poisson $\nu = 0,3$

b) Béton :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$
- La résistance caractéristique à la traction f_{t28} : donné par la formule suivante :

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL/A2.1 ,12})$$

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPA}$$
- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$
- Le module d'élasticité longitudinale $E = 32164,2 \text{ MPA}$
- Coefficient de poisson :
 - $\nu = 0$ à l'ELU
 - $\nu = 0,2$ à l'ELS

VIII.3.2. Profilé utilisé

Elément	Type de profilé
Pannes	IPE160
Lisse de bardage long pan	UPN140
Lisse de bardage pignon	UPN160
Potelets	IPE400
Traverse	IPEO600
Solives	IPE180
Poutres maitresses	IPE270
Poteaux	HEA400
Poteaux intermédiaire	HEA180
Poutres au vent	L70×70×7
Palées de stabilité	L70×70×7

Tableau VIII - 1: Liste des profilés utilisés

VIII.3.3. Modélisation géométrique

❖ Vue en 3D

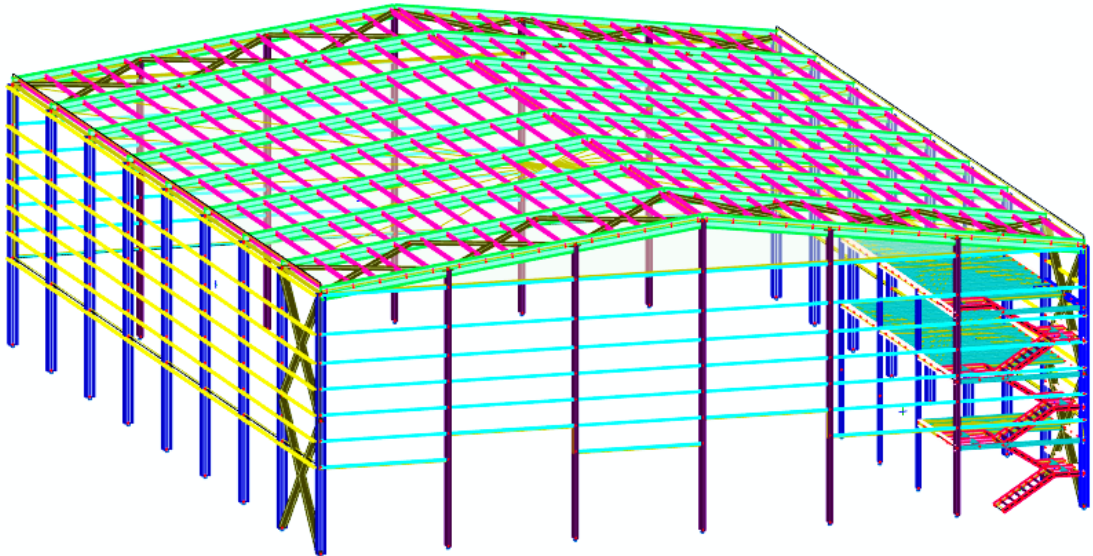


Figure VIII - 2: Vue en 3D de la structure

❖ Vue en plan du plancher

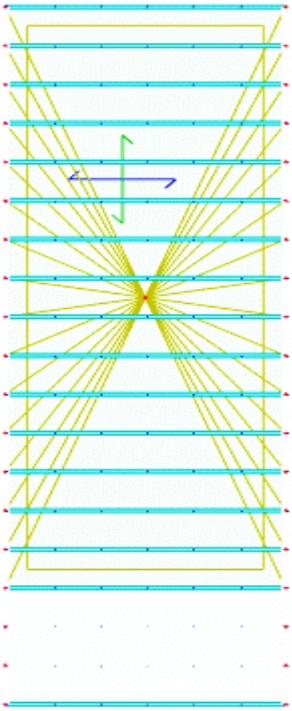


Figure VIII - 3: Vue en plan du plancher

❖ Vue en élévation de la face longue pan

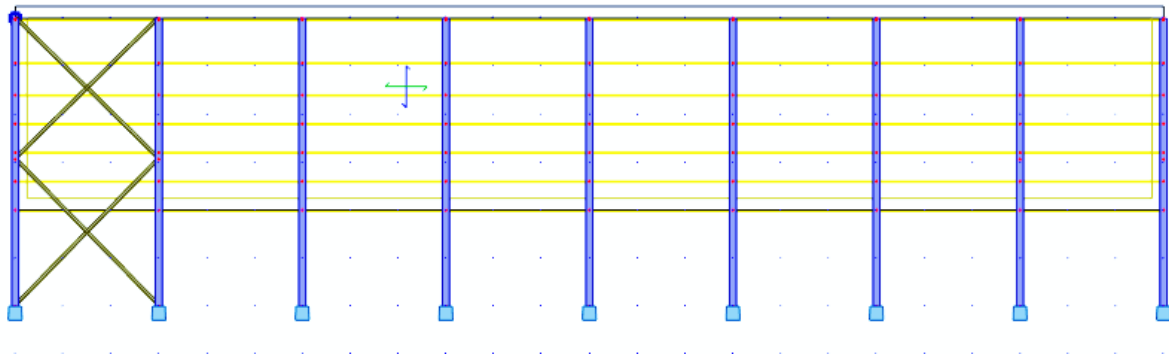


Figure VIII - 4: Vue en élévation de la face longue pan

❖ Vue en élévation de la face pignon

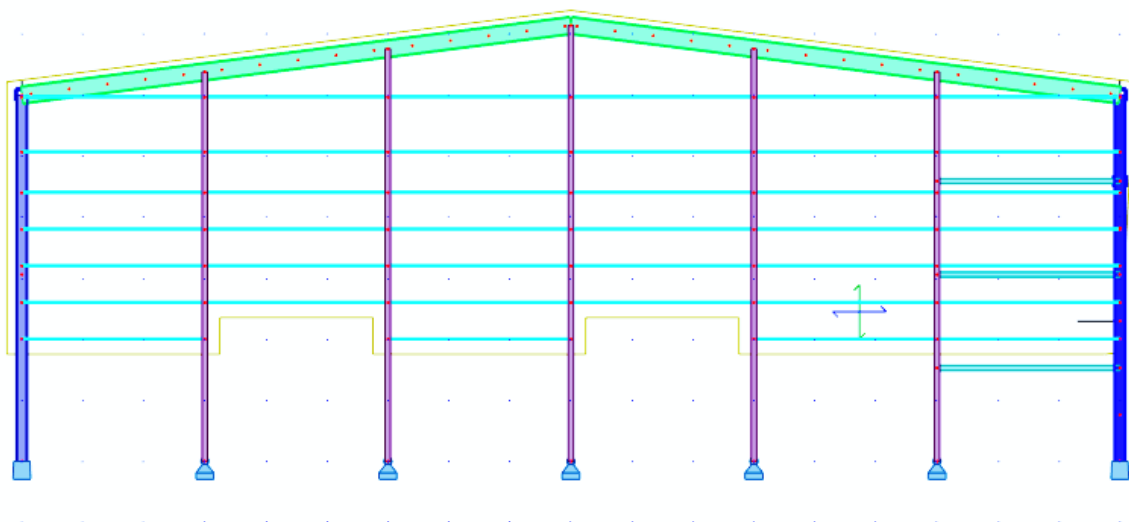


Figure VIII - 5: Vue en élévation de la face pignon

VIII.3.4. Les combinaisons de charge

a) A l'ELU

- $1,35G_T + 1,5S_K$
- $1,35G_T + 1,5S_K + 0,7V_T$
- $G + 1,5V_T$
- $1,35G + 1,35Q + 1,35V_P$
- $1,35G + 1,35Q + 1,35V_L$
- $1,35G + 1,35V_P$
- $1,35G + 1,35V_L$
- $1,35G + 1,35Q + 1,35V_P + 1,35S_K + 1,35V_L$
- $1,35G_p + 1,5Q_p$

b) A PELS

- $G + Q$
- $G + 0,9Q + V_L$
- $G + 0,9Q + V_P$
- $G_P + Q_P$
- $G + 0,9V_L$
- $G + 0,9V_P$
- $G + 0,9S_K$

VIII.4. Les résultats de vérifications de l'ossature à l'aide du logiciel ROBOT

VIII.4.1. Vérification des pannes

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 507
6.00 m

POINT: 2

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 23 1,35GT+1,5SK 1*1.35+18*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa

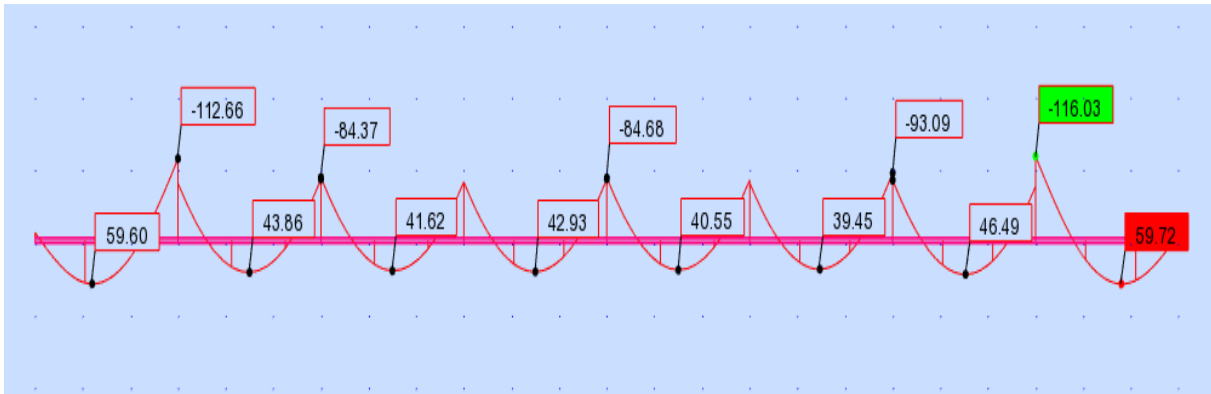


PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160

h=16.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.2 cm	Ay=13.73 cm ²	Az=9.66 cm ²	Ax=20.09 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=869.29 cm ⁴	Iz=68.31 cm ⁴	Ix=3.62 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wply=123.86 cm ³	Wplz=26.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 447.19 daN	My,Ed = -243.01 daN*m	Mz,Ed = -39.51 daN*m	Vy,Ed = 30.98 daN
Nc,Rd = 47211.50 daN	My,Ed,max = -243.01 daN*m		Mz,Ed,max = -39.51
daN*m	Vy,T,Rd = 18628.28 daN		
Nb,Rd = 47211.50 daN	My,c,Rd = 2910.71 daN*m	Mz,c,Rd = 613.35 daN*m	Vz,Ed = -225.75 daN
	MN,y,Rd = 2910.71 daN*m		MN,z,Rd = 613.35 daN*m
	Vz,T,Rd = 13100.90 daN		
	Mb,Rd = 2750.30 daN*m		Tt,Ed = -0.00 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 13398.08 \text{ daN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - $XLT = 0.91$
 $L_{cr,low} = 1.00 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 0.47$ $f_i,LT = 0.65$ $XLT_{mod} = 0.94$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.07 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/\sqrt{3}\cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/\sqrt{3}\cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.16 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.16 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$u_y = 0.5 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 29 GT+QT (1+4)*1.00

$u_z = 0.3 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 29 GT+QT (1+4)*1.00



Déplacements (REPÈRE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

VIII.4.2. Vérification des lisses de bardages

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 655
6.00 m

POINT: 2

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 43 1,35G+1,5VL 3*1.35+9*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa

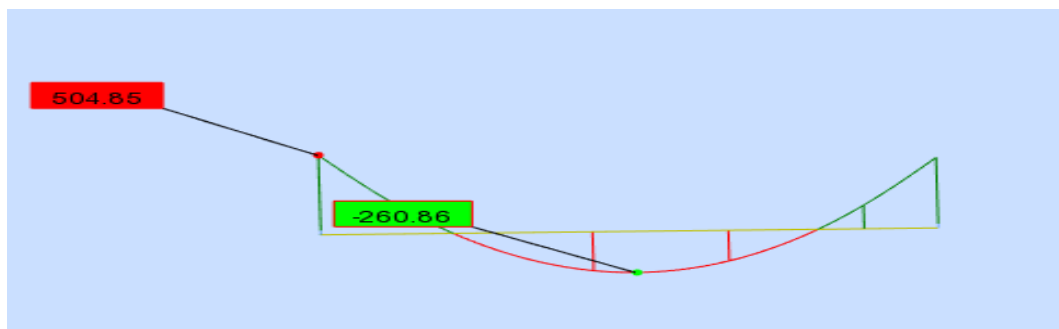


PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 140

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.0 cm	Ay=13.40 cm ²	Az=10.10 cm ²	Ax=20.40 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=605.00 cm ⁴	Iz=62.70 cm ⁴	Ix=5.68 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=103.00 cm ³	Wplz=28.30 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -89.28 daN	My,Ed = -82.38 daN*m	Mz,Ed = -0.68 daN*m	Vy,Ed = 0.26 daN
Nt,Rd = 47940.00 daN	My,pl,Rd = 2420.50 daN*m		Mz,pl,Rd = 665.05 daN*m
	Vy,T,Rd = 18179.64 daN		
	My,c,Rd = 2420.50 daN*m	Mz,c,Rd = 665.05 daN*m	Vz,Ed = -16.56 daN
	MN,y,Rd = 2420.49 daN*m		MN,z,Rd = 665.05 daN*m
	Vz,T,Rd = 13702.82 daN		
	Mb,Rd = 2189.82 daN*m		Tt,Ed = -0.01 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 22868.48 daN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.90
Lcr,low=1.00 m	Lam_LT = 0.33	fi,LT = 0.60	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^1 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

VIII.4.3. Vérification des potelets

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 8 potelet

PIECE: 876 potelet_876

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.84 L = 11.93 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 44 1,35G+1,5VP 3*1.35+8*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=55.99 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ax=84.46 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=51.33 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wely=1156.42 cm ³	Welz=146.42 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{Ed} = 3111.57 \text{ daN}$$

$$N_{c,Rd} = 198481.00 \text{ daN}$$

$$N_{b,Rd} = 193553.53 \text{ daN}$$

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 1.00 \text{ m}$$

$$L_{cr,y} = 1.00 \text{ m}$$

$$L_{amy} = 6.04$$

$$L_{am,y} = 0.06$$

$$X_y = 1.00$$



en z:

$$L_z = 1.00 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 1.00 \text{ m}$$

$$L_{amz} = 25.32$$

$$L_{am,z} = 0.27$$

$$X_z = 0.98$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 6.04 < \lambda_{max} = 210.00$

$\lambda_{z} = 25.32 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.3.1.1.(1))

Profil correct !!!

VIII.4.4. Vérification des solives

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 131 PS_131

POINT: 2

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 1,35GP+1,5QP 2*1.35+5*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



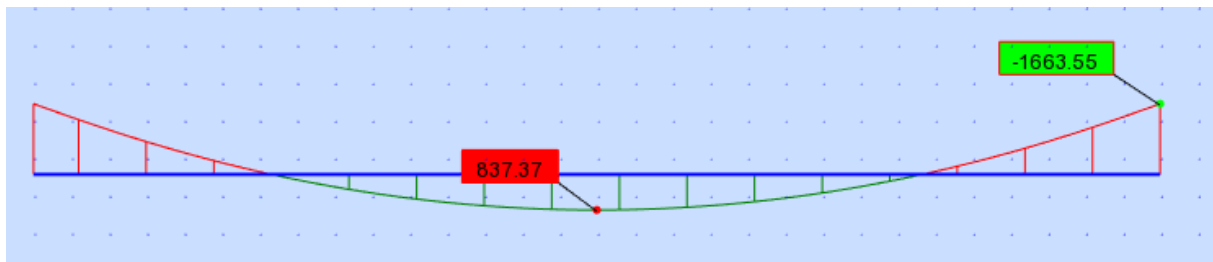
PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm ²	Az=11.25 cm ²	Ax=23.95 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm ⁴	Iz=100.85 cm ⁴	Ix=4.81 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wply=166.41 cm ³	Wplz=34.60 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 1.24$ daN	$M_{y,Ed} = -1663.55$ daN*m	$M_{z,Ed} = 1.48$ daN*m	$V_{y,Ed} = -0.49$ daN
$N_{c,Rd} = 56282.50$ daN	$M_{y,pl,Rd} = 3910.64$ daN*m		$M_{z,pl,Rd} = 813.10$ daN*m
	$V_{y,c,Rd} = 21996.01$ daN		
$N_{b,Rd} = 56282.50$ daN	$M_{y,c,Rd} = 3910.64$ daN*m	$M_{z,c,Rd} = 813.10$ daN*m	$V_{z,Ed} = -1594.67$ daN
	$MN_{y,Rd} = 3910.64$ daN*m		$MN_{z,Rd} = 813.10$ daN*m
	$V_{z,c,Rd} = 15269.12$ daN		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Profil correct !!!

VIII.4.5. Vérification des poutres maitresse

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 9 poutre-p

PIECE: 1084 Poutre_1084

POINT: 2

COORDONNEE: x = 1.00 L =

6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisiif: 21 1.35G+1.35Q+1.35VL (3+6+9)*1.35

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 270

h=27.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=13.5 cm

Ay=31.46 cm²

Az=22.14 cm²

Ax=45.95 cm²

tw=0.7 cm

Iy=5789.78 cm⁴

Iz=419.87 cm⁴

Ix=16.02 cm⁴

tf=1.0 cm

Wply=484.00 cm³

Wplz=96.95 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = -515.15 daN

M_{y,Ed} = 0.01 daN*m

M_{z,Ed} = -156.74 daN*m

V_{y,Ed} = 152.41 daN

N_{t,Rd} = 107982.50 daN

M_{y,pl,Rd} = 11374.00 daN*m

M_{z,pl,Rd} = 2278.33

daN*m

V_{y,T,Rd} = 42679.20 daN

M_{z,c,Rd} = 2278.33 daN*m

M_{y,c,Rd} = 11374.00 daN*m

V_{z,Ed} = 0.02 daN

M_{N,z,Rd} = 2278.33 daN*m

M_{N,y,Rd} = 11374.00 daN*m

V_{z,T,Rd} = 30043.30 daN

T_{t,Ed} = 0.00 daN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{y,Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\sigma_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\sigma_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

VIII.4.6. Vérification des traverses

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1059 traverse_1059

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

18.14 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 26 GT+1,5VT 1*1.00+7*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPEO 600

h=61.0 cm

$g_{M0}=1.00$

$g_{M1}=1.00$

b=22.4 cm

$A_y=119.66$ cm²

$A_z=104.36$ cm²

$A_x=196.76$ cm²

tw=1.5 cm

$I_y=118302.00$ cm⁴

$I_z=4520.76$ cm⁴

$I_x=319.40$ cm⁴

tf=2.4 cm

$W_{ply}=4471.04$ cm³

$W_{plz}=640.08$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{y,Ed} = 17069.89$ daN

$M_{y,Ed} = -625.29$ daN*m

$M_{z,Ed} = -1888.75$ daN*m

$V_{y,Ed} = -3065.73$ daN

$N_{c,Rd} = 462386.00$ daN

$M_{y,Ed,max} = -732.03$ daN*m

$M_{z,Ed,max} = -1888.75$

daN*m

$V_{y,T,Rd} = 149924.40$ daN

$N_{b,Rd} = 462386.00$ daN

$M_{y,c,Rd} = 105069.44$ daN*m

$M_{z,c,Rd} = 15041.88$

daN*m

$V_{z,Ed} = -269.71$ daN

$M_{N,y,Rd} = 105069.44$ daN*m

$M_{N,z,Rd} = 15041.88$

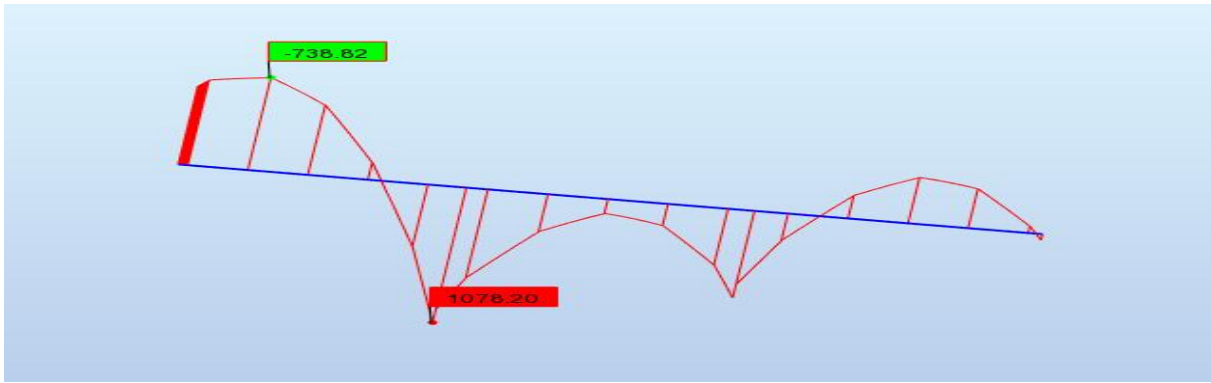
daN*m

$V_{z,T,Rd} = 134921.08$ daN

$M_{b,Rd} = 105069.44$ daN*m

$T_{t,Ed} = -332.30$ daN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00 M_{cr} = 10372381.69 daN*m Courbe,LT - b XLT = 1.00
 L_{cr,low}=0.50 m Lam_LT = 0.10 f_{i,LT} = 0.49

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

k_{yy} = 1.00



en z:

k_{zz} = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
 (M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.13 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)
 V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau_{ty,Ed}/(f_y/(sqrt(3))*gM0) = 0.18 < 1.00 (6.2.6)
 Tau_{tz,Ed}/(f_y/(sqrt(3))*gM0) = 0.12 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
 N_{Ed}/(X_y*N_{Rk/gM1}) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk/gM1}) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk/gM1}) = 0.17 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N_{Ed}/(X_z*N_{Rk/gM1}) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk/gM1}) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk/gM1}) = 0.17 < 1.00 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

VIII.4.7. Vérification des poteaux de l'étage

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 158 Poteaux_158

POINT: 2

COORDONNEE: x = 1.00 L = 3.06 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 1.35GP+1.5QP 2*1.35+5*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) f_y = 235.00 MPa

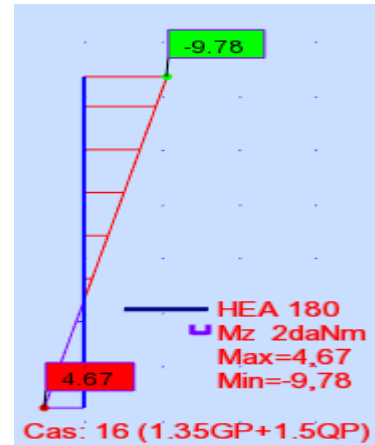
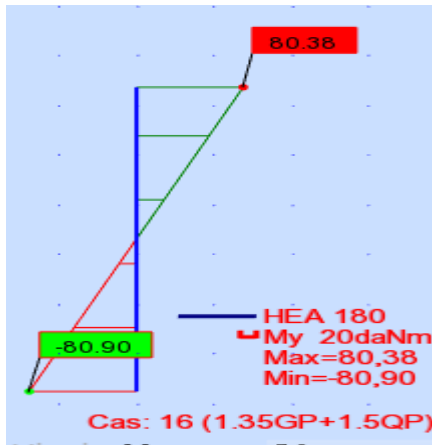


PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 180

h=17.1 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=37.93 cm ²	Az=14.47 cm ²	Ax=45.25 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=2510.29 cm ⁴	Iz=924.61 cm ⁴	Ix=14.86 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=324.85 cm ³	Wplz=156.49 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 7990.09 daN	My,Ed = 80.38 daN*m	Mz,Ed = -9.78 daN*m	Vy,Ed = 4.72 daN
Nc,Rd = 106337.50 daN	My,Ed,max = -80.90 daN*m		Mz,Ed,max = -9.78 daN*m
	Vy,T,Rd = 51462.35 daN		
Nb,Rd = 104413.24 daN	My,c,Rd = 7633.98 daN*m	Mz,c,Rd = 3677.52 daN*m	Vz,Ed = 52.71 daN
	MN,y,Rd = 7633.98 daN*m		MN,z,Rd = 3677.52 daN*m
	Vz,T,Rd = 19632.49 daN		
			Tt,Ed = -0.00 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.00 m	Lam_y = 0.14
Lcr,y = 1.00 m	Xy = 1.00
Lamy = 13.43	kyy = 0.57



en z:

Lz = 1.00 m	Lam_z = 0.24
Lcr,z = 1.00 m	Xz = 0.98
Lamz = 22.12	kyz = 0.45

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 13.43 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 22.12 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.08 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.08 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

VIII.4.8. Vérification des poteaux du RDC de hauteur (h = 3,06 m)

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 5 poteau inter

PIECE: 12 Poteaux_12

POINT: 2

COORDONNEE: x = 1.00 L = 3.06 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 1.35GP+1.5QP 2*1.35+5*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



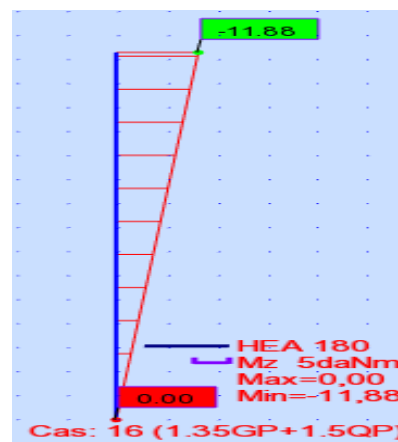
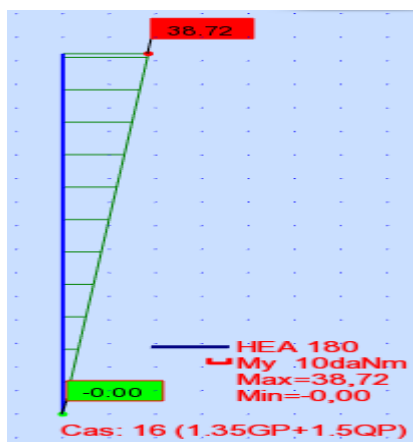
PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 180

h=17.1 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=37.93 cm ²	Az=14.47 cm ²	Ax=45.25 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=2510.29 cm ⁴	Iz=924.61 cm ⁴	Ix=14.86 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=324.85 cm ³	Wplz=156.49 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 21097.22 daN	My,Ed = 41.35 daN*m	Mz,Ed = -11.88 daN*m	Vy,Ed = 3.88 daN
Nc,Rd = 106337.50 daN	My,Ed,max = 41.35 daN*m		Mz,Ed,max = -11.88
daN*m	Vy,c,Rd = 51462.40 daN		
Nb,Rd = 104413.24 daN	My,c,Rd = 7633.98 daN*m	Mz,c,Rd = 3677.52 daN*m	Vz,Ed = 13.51 daN
	MN,y,Rd = 6970.50 daN*m		MN,z,Rd = 3677.52 daN*m
	Vz,c,Rd = 19632.51 daN		

Classe de la section = 1





PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.00 m Lam_y = 0.14
 Lcr,y = 1.00 m Xy = 1.00
 Lamy = 13.43 kzy = 0.39



en z:

Lz = 1.00 m Lam_z = 0.24
 Lcr,z = 1.00 m Xz = 0.98
 Lamz = 22.12 kzz = 0.68

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.20 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 13.43 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 22.12 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.20 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.21 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

VIII.4.9. Vérification des poteaux du RDC de hauteur (h = 6,12 m)

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 5 poteau inter

PIECE: 1082 Barre_1082

POINT: 2

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.12 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 1.35GP+1.5QP 2*1.35+5*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



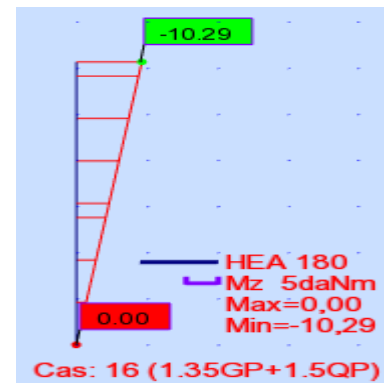
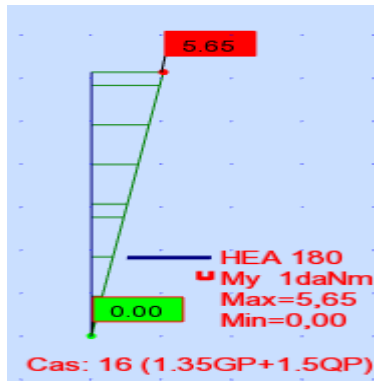
PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 180

h=17.1 cm gM0=1.00 gM1=1.00
 b=18.0 cm Ay=37.93 cm² Az=14.47 cm² Ax=45.25 cm²
 tw=0.6 cm Iy=2510.29 cm⁴ Iz=924.61 cm⁴ Ix=14.86 cm⁴
 tf=0.9 cm Wply=324.85 cm³ Wplz=156.49 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 16018.37$ daN $M_{y,Ed} = 5.65$ daN*m $M_{z,Ed} = -10.29$ daN*m $V_{y,Ed} = 1.68$ daN
 $N_{c,Rd} = 106337.50$ daN $M_{y,Ed,max} = 5.65$ daN*m $M_{z,Ed,max} = -10.29$ daN*m $V_{y,c,Rd} = 51462.40$ daN
 $N_{b,Rd} = 35539.16$ daN $M_{y,c,Rd} = 7633.98$ daN*m $M_{z,c,Rd} = 3677.52$ daN*m $V_{z,Ed} = 0.92$ daN
 $M_{N,y,Rd} = 7385.82$ daN*m $M_{N,z,Rd} = 3677.52$ daN*m
 $V_{z,c,Rd} = 19632.51$ daN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.12 m Lam_y = 0.87
 Lcr,y = 6.12 m Xy = 0.68
 Lamy = 82.17 kzy = 0.40



en z:

Lz = 6.12 m Lam_z = 1.44
 Lcr,z = 6.12 m Xz = 0.33
 Lamz = 135.39 kzz = 0.85

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 82.17 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 135.39 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.23 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.45 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

VIII.4.10. Vérification des poteaux de portique

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 164 Poteaux_164
 12.00 m

POINT: 2

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 27 1,35G+1,35Q+1,35SK (3+6+18)*1.35

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$

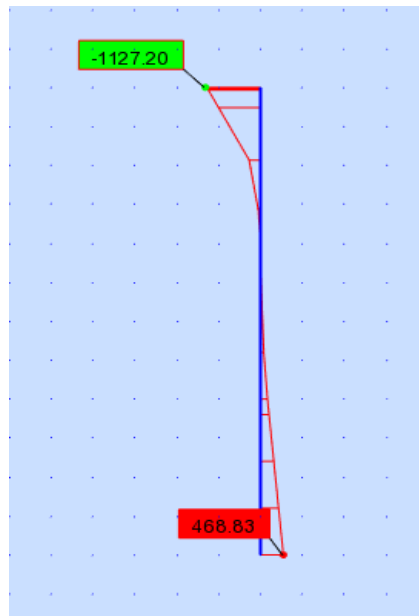


PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

$h=39.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=126.20 \text{ cm}^2$	$A_z=57.33 \text{ cm}^2$	$A_x=158.98 \text{ cm}^2$
$tw=1.1 \text{ cm}$	$I_y=45069.40 \text{ cm}^4$	$I_z=8563.83 \text{ cm}^4$	$I_x=189.76 \text{ cm}^4$
$tf=1.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=2561.80 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=872.86 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 16326.58 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -7142.10 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -2277.95 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 4675.90 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 373603.00 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = -7142.10 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = -2277.95 \text{ daN}\cdot\text{m}$
$daN\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 149886.55 \text{ daN}$		
$N_{b,Rd} = 373603.00 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 60202.30 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$M_{z,c,Rd} = 20512.21 \text{ daN}\cdot\text{m}$
$daN\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -5543.31 \text{ daN}$		
	$MN_{,y,Rd} = 60202.30 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$MN_{,z,Rd} = 20512.21 \text{ daN}\cdot\text{m}$
	$V_{z,T,Rd} = 72330.29 \text{ daN}$		
			$Tt_{,Ed} = -395.87 \text{ daN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 1.00 \text{ m}$	$Lam_y = 0.04$
$L_{cr,y} = 0.70 \text{ m}$	$X_y = 1.00$
$L_{amy} = 4.16$	$k_{yy} = 0.99$



en z:

$L_z = 1.00 \text{ m}$	$Lam_z = 0.10$
$L_{cr,z} = 0.70 \text{ m}$	$X_z = 1.00$
$Lamz = 9.54$	$k_{yz} = 0.67$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$
 $(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$
 $\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM0)) = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.6)$
 $\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM0)) = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.6)$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 4.16 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 9.54 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.24 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.21 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.6 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 8.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 39 G+Q+SK (3+6+18)*1.00

$$v_y = 0.7 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 8.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 10 V3

Profil correct !!!

VIII.4.11. Vérification des poutres au vent

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 24 Barre_24

POINT: 2

COORDONNEE: x = 1.00 L =

8.52 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 45 1,5V3 10*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 70x7

h=7.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=24.0 cm

Ay=9.80 cm²

Az=8.82 cm²

Ax=18.80 cm²

tw=0.7 cm

Iy=84.60 cm⁴

Iz=997.92 cm⁴

Ix=3.04 cm⁴

tf=0.7 cm

Wely=16.82 cm³

Welz=83.16 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 4318.01 daN

M_{y,Ed} = 0.95 daN*m

M_{z,Ed} = 50.01 daN*m

V_{y,Ed} = -8.17 daN

N_{c,Rd} = 44180.00 daN

M_{y,Ed,max} = 3.15 daN*m

M_{z,Ed,max} = 50.01 daN*m

V_{y,T,Rd} = 13296.38 daN

N_{b,Rd} = 2237.33 daN

M_{y,c,Rd} = 395.25 daN*m

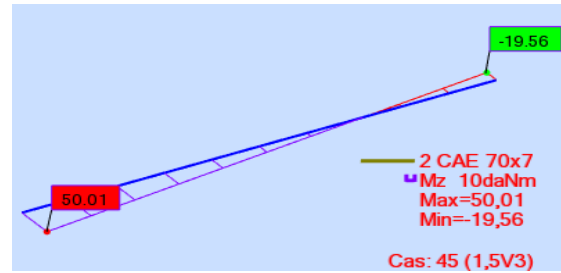
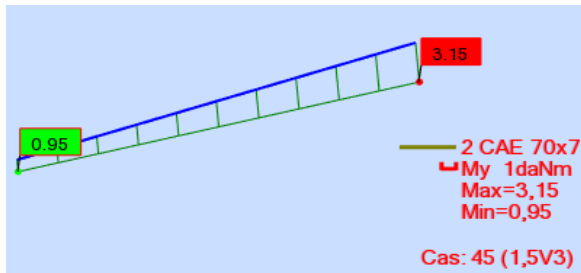
M_{z,c,Rd} = 1954.26 daN*m

V_{z,Ed} = -0.26 daN

V_{z,T,Rd} = 11966.74 daN

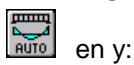
T_{t,Ed} = 0.01 daN*m

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 8.52 m Lam_y = 4.28
 Lcr,y = 8.52 m Xy = 0.05
 Lamy = 401.60 kyy = 1.00



en z:

Lz = 8.52 m Lam_z = 1.25
 Lcr,z = 8.52 m Xz = 0.45
 Lamz = 116.93 kyz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{z,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 401.60 > \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 116.93 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk/gM1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk/gM1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk/gM1}) = 1.95 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk/gM1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk/gM1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk/gM1}) = 1.95 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil instable !!!

Remarque :

La double cornière (70x70x7) ne vérifie pas la condition de stabilité (Profil instable) c'est pour cette raison, il Ya lieu d'augmenter leur sections, et on opte pour une double cornière (140x140x13)

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 24 Barre_24
8.52 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 45 1,5VP 10*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa

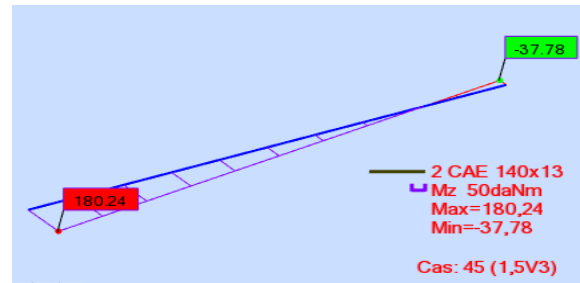
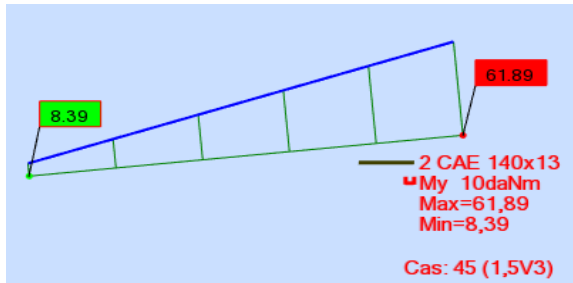


PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 140x13

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=38.0 cm	Ay=36.40 cm ²	Az=32.76 cm ²	Ax=69.90 cm ²
tw=1.3 cm	Iy=1277.08 cm ⁴	Iz=6838.77 cm ⁴	Ix=39.11 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wely=126.69 cm ³	Welz=359.94 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 4998.34 daN	My,Ed = 61.89 daN*m	Mz,Ed = -37.78 daN*m	Vy,Ed = -25.59 daN
Nc,Rd = 164265.00 daN	My,Ed,max = 61.89 daN*m		Mz,Ed,max = 180.24 daN*m
	Vy,T,Rd = 49386.54 daN		
Nb,Rd = 30938.70 daN	My,c,Rd = 2977.32 daN*m	Mz,c,Rd = 8458.48 daN*m	Vz,Ed = -6.28 daN
			Vz,T,Rd = 44447.89 daN
			Tt,Ed = 0.11 daN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 8.52 m	Lam_y = 2.12
Lcr,y = 8.52 m	Xy = 0.19
Lamy = 199.31	kzy = 0.99



en z:

Lz = 8.52 m	Lam_z = 0.92
Lcr,z = 8.52 m	Xz = 0.65
Lamz = 86.13	kzz = 0.99

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 199.31 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 86.13 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil correct !!!

VIII.4.12. Vérification des palées de stabilité

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 30 Barre_30
5.60 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.65 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 45 1,5V3 10*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa

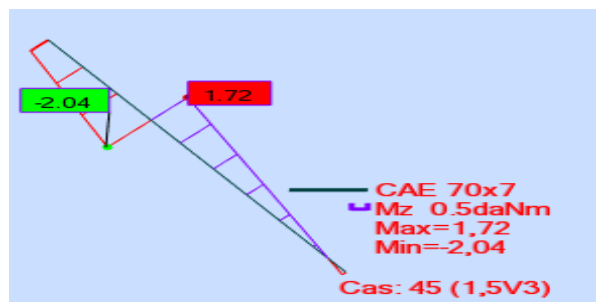
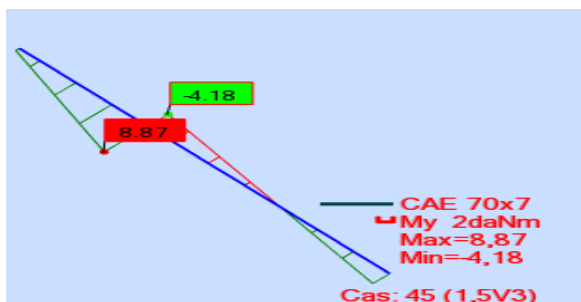


PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 70x7

h=7.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.0 cm	Ay=4.90 cm ²	Az=4.90 cm ²	Ax=9.40 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=42.30 cm ⁴	Iz=42.30 cm ⁴	Ix=1.52 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wely=8.41 cm ³	Welz=8.41 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 8656.54 daN	My _{Ed} = 8.87 daN*m	Mz _{Ed} = -2.04 daN*m	Vy _{Ed} = -0.41 daN
N _{c,Rd} = 22090.00 daN	My _{Ed,max} = 8.87 daN*m	Mz _{Ed,max} = -2.04 daN*m	Vy _{T,Rd} = 6647.66 daN
N _{b,Rd} = 1105.83 daN	My _{c,Rd} = 197.62 daN*m	Mz _{c,Rd} = 197.62 daN*m	Vz _{Ed} = -2.74 daN
			Vz _{T,Rd} = 6647.66 daN
			Tt _{Ed} = -0.00 daN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 8.57 m

Lam_y = 4.30



en z:

Lz = 8.57 m

Lam_z = 4.30

Lcr,y = 8.57 m
Lamy = 404.02

Xy = 0.05
kyy = 1.00

Lcr,z = 8.57 m
Lamz = 404.02

Xz = 0.05
kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.43 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 404.02 > \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 404.02 > \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 7.87 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 7.87 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil instable !!!

Remarque :

La double cornière (70x70x7) ne vérifie pas la condition de stabilité (Profil instable) c'est pour cette raison, il Ya lieu d'augmenter leur sections, et on opte pour une double cornière (140x140x13)

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 30 Barre_30

POINT: 2

COORDONNEE: x = 0.65 L = 5.60 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 45 1,5V3 10*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa

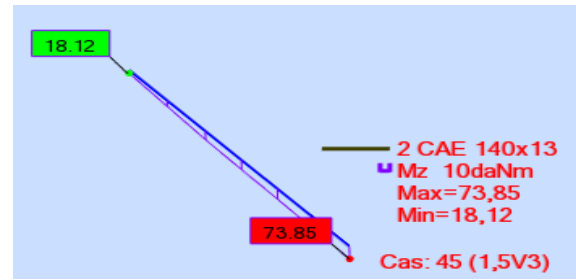
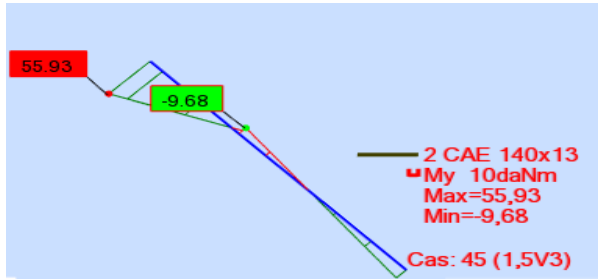


PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 140x13

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=38.0 cm	Ay=36.40 cm ²	Az=32.76 cm ²	Ax=69.90 cm ²
tw=1.3 cm	Iy=1277.08 cm ⁴	Iz=6838.77 cm ⁴	Ix=39.11 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wely=126.69 cm ³	Welz=359.94 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 9533.36 daN	M _{y,Ed} = -9.68 daN*m	M _{z,Ed} = 51.21 daN*m	V _{y,Ed} = 4.04 daN
N _{c,Rd} = 164265.00 daN	M _{y,Ed,max} = 55.93 daN*m		M _{z,Ed,max} = 73.85 daN*m
	V _{y,T,Rd} = 49386.54 daN		
N _{b,Rd} = 30605.81 daN	M _{y,c,Rd} = 2977.32 daN*m	M _{z,c,Rd} = 8458.48 daN*m	V _{z,Ed} = -4.16 daN
			V _{z,T,Rd} = 44447.89 daN
			T _{t,Ed} = -0.04 daN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 8.57 m Lam_y = 2.14
 Lcr,y = 8.57 m Xy = 0.19
 Lamy = 200.51 kzy = 1.02



en z:

Lz = 8.57 m Lam_z = 0.92
 Lcr,z = 8.57 m Xz = 0.65
 Lamz = 86.65 kzz = 1.03

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{z,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 200.51 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 86.65 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.33 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.33 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VIII.4.13. Conclusion

Après avoir terminé les différentes vérifications permettant de satisfaire les différentes conditions de stabilité et de résistance, on représente ci-dessous un tableau récapitulatif des différents éléments adoptés :

Élément	Type de profilé
Pannes	IPE160
Lisse de bardage long pan	UPN140
Lisse de bardage pignon	UPN160
Potelets	IPE400
Traverse	IPEO600
Solives	IPE180
Poutres maitresses	IPE270
Poteaux de l'étage (h = 3,06 m)	HEA180
Poteaux de RDC (h =3,06 m)	HEA180
Poteaux de RDC (h = 6,12 m)	HEA180
Poteaux de portique (h = 12 m)	HEA400
Poutres au vent	L140×140×13
Palées de stabilité	L140×140×13

2019/2020

Chapitre IX

Calcul des assemblages

IX.1 Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.



Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Les assemblages Soudés
- Les assemblages boulonnés
- Les assemblages rivetés
- Les assemblages collés

Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

Le logiciel ROBOT nous permet de calculé automatiquement les différente assemblages

IX.2 Assemblage des poutres maitresse –poteau

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,64
---	---	---

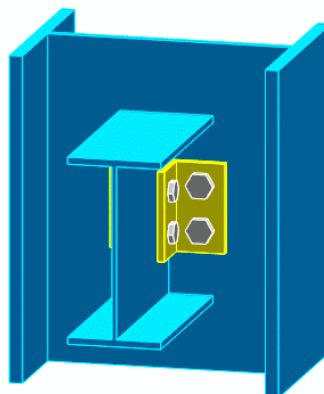


Figure IX-1 : Vue 3D de l'assemblage poteau-poutre maitresse

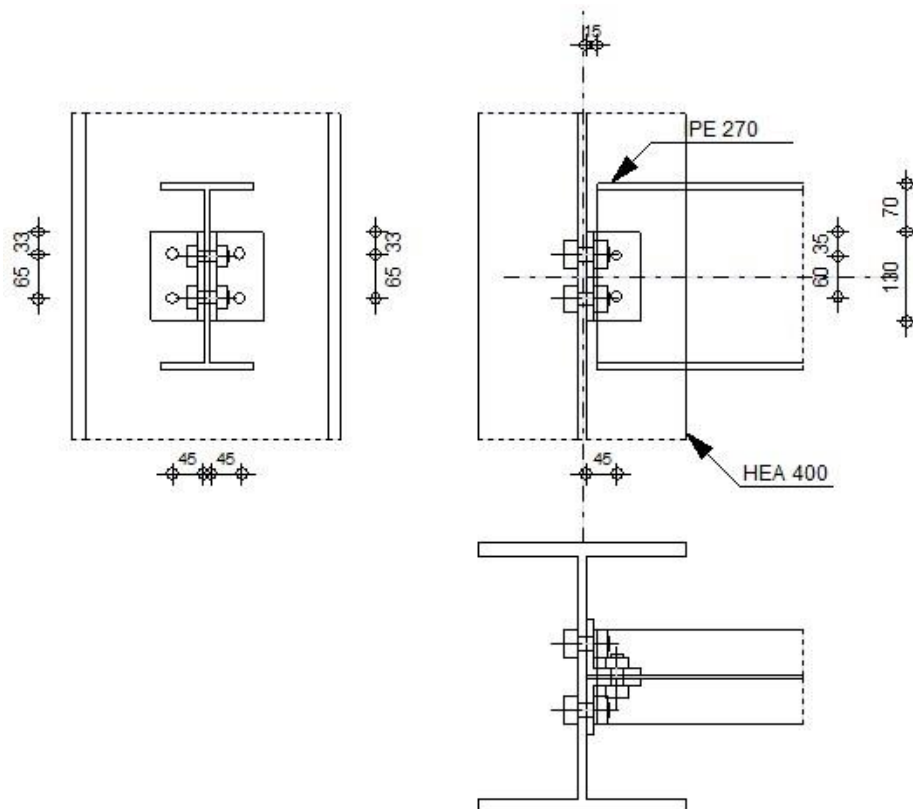


Figure IX-2 : Détail sur l'assemblage poteau-poutre maitresse

GENERAL

Assemblage N°: 18
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 188
 Barres de la structure: 1077, 109

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 1077
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Profilé:	HEA 400	
$h_c =$	390 [mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300 [mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11 [mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	19 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	158,98 [cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	45069,40 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 235	
$f_{yc} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{uc} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

POUTRE

Profilé:	IPE 270	
Barre N°:	109	
$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	270 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	135 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	7 [mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	10 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	45,95 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	5789,78 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235	
$f_{yb} =$	235,00 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	360,00 [MPa]	Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé:	CAE 80x10	
$h_k =$	80 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	80 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	10 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière

Profilé: CAE 80x10

$h_k = 80$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$r_k = 10$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$l_k = 130$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: S 235

$f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{uk} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 33$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_1 = 65$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

Classe = 4.8 Classe du boulon
 w = 2 Nombre de rangées des boulons
 e₁ = 35 [mm] Niveau du premier boulon
 p₁ = 60 [mm] Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 27: 1,35G+1,35Q+1,35SK (3+6+18)*1.35
 N_{b,Ed} = 5396,12 [daN] Effort axial
 V_{b,Ed} = 0,01 [daN] Effort tranchant
 M_{b,Ed} = 0,01 [daN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

F_{v,Rd} 12063, [da Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée F_{v,Rd}=
 = 72 N] d'un boulon 0.6*f_{ub}*A_v*m/γ_{M2}
 F_{t,Rd} 14112, [da Résistance d'un boulon à la traction F_{t,Rd}= 0.9*f_u*A_s/γ_{M2}
 = 00 N]

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

k_{1x} = 2,44 Coefficient pour le calcul de F_{b,Rd} k_{1x} = min[2.8*(e₁/d₀)-1.7, 1.4*(p₁/d₀)-1.7, 2.5]

k_{1x} > 0.0 2,44 > 0,00 **vérifié**

α_{bx} = 1,00 Coefficient pour le calcul de F_{b,Rd} α_{bx}=min[e₂/(3*d₀), f_{ub}/f_u, 1]

α_{bx} > 0.0 1,00 > 0,00 **vérifié**

F_{b,Rd1x} = 15436,80 [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale F_{b,Rd1x}=k_{1x}*α_{bx}*f_u*d*t_i/γ_{M2}

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,73$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,73 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 11640,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,44$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,44 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,53$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,53 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 7441,98$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,49$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,49 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 7090,91$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 48$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,00$ [daN·m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 0,00$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 0,00$ [daN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

cisaillement des boulons

$e = 48$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$F_{x,Ed} = 0,00$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 0,00$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 0,01$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 7441,98$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 7090,91$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 0,00 < 7441,98$	vérifié	(0,00)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 7090,91$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$0,01 < 12063,72$	vérifié	(0,00)

Traction des boulons

$e = 51$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_{0t} = 0,00$ [daN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$

$F_{t,Ed} = 1349,08$ [daN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum Z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$1349,08 < 14112,00$	vérifié	(0,10)
--------------------------	----------------------	----------------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 0,01$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)
--	---------------	----------------	--------

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 7720,78$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,56$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,56 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 4224,0$ [daN Résistance d'un boulon en pression diamétrale] $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 6547,20$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 14933,33$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 14933,33$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e =$	51 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$M_0 =$	0,01 [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} =$	2698,06 [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} =$	0,01 [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	0,12 [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	0,00 [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	2698,18 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	0,01 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	2698,18 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	4224,00 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	6547,20 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ 2698,18 < 4224,00$ vérifié	(0,64)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ 0,01 < 6547,20$ vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$2698,18 < 7720,78$ vérifié	(0,35)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	4,20 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	5,20 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	19151,2 [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 2698,06 < 19151,22$ vérifié	(0,14)

POUTRE

$$A_{nt} = 2,77 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 2,77 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 11744,3 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$

$$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |5396,12| < 11744,34 \text{ vérifié} \quad (0,46)$$

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$$A_{nt} = 2,60 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 6,80 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 12970,06 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0,01| < 12970,06 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

POUTRE

$$A_{nt} = 1,39 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 9,11 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 14353,33 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0,01| < 14353,33 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 13,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 9,40 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,65 < 0,82$$

$W_{net} = 23,03$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 541,26$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,00 < 541,26$	vérifié	(0,00)
--------------------------	-------------------	----------------	--------

$A_v = 13,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a * t_{fa}$

$A_{v,net} = 9,40$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$

$V_{pl,Rd} = 17638,05$ [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 0,01 < 17638,05$	vérifié	(0,00)
-----------------------------------	---------------------	----------------	--------

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 17,82$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 15,44$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,78 < 0,82$		
--	---------------	--	--

$W_{net} = 74,56$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 1752,05$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,01 < 1752,05$	vérifié	(0,00)
--------------------------	--------------------	----------------	--------

$A_v = 17,82$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 15,44$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$

$V_{pl,Rd} = 24177,70$ [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 0,01 < 24177,70$	vérifié	(0,00)
---------------------------	---------------------	----------------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,64

Conclusion :

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage poutre maitresse-poteau est satisfait, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX-2)

IX.3 Assemblage poteau traverse

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p style="text-align: center;">OK</p> <hr/> <p>Ratio 0,11</p>
---	---	---

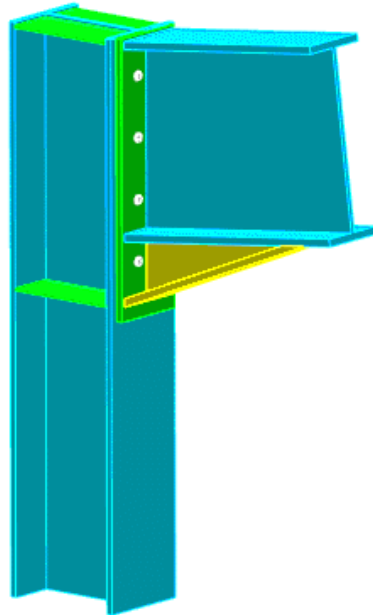


Figure IX-3 : Vue 3D de l'assemblage poteau traverse

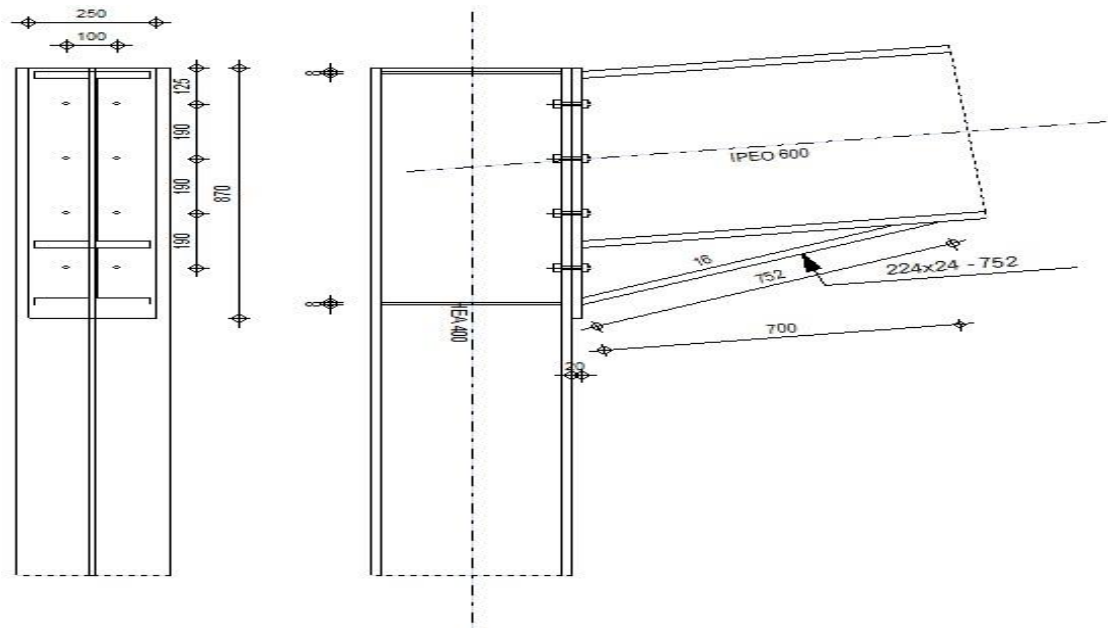


Figure IX- 4: Détail de l'assemblage poteau traverse

GENERAL

Assemblage N°: 15
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 227
 Barres de la structure: 1076, 1059

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 1076
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 235
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPEO 600
 Barre N°: 1059
 $\alpha = 7,2$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 610$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 224$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 15$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 196,76$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 118302,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 6.6 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 4968,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 125$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 100$ [mm]
 Entraxe $p_i = 190; 190; 190$ [mm]

PLATINE

$h_p =$	870	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	250	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	224	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	24	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	200	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	16	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	700	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	22,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	10	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	10	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	10	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	10	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: 21: 1.35G+1.35Q+1.35VL (3+6+9)*1.35

$M_{b1,Ed} =$	-45,49 [daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	157,81 [daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	4310,60 [daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	-4965,55 [daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-5351,93 [daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-17336,40 [daN]	Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b =$	196,76 [cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$N_{tb,Rd} =$	462386,00 [daN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	136,36 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd} =$	185009,58 [daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	4471,04 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{b,pl,Rd} =$	105069,4 [daN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$	5836,40 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{cb,Rd} =$	137155,49 [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
AILE ET AME EN COMPRESSION			
$M_{cb,Rd} =$	137155,49 [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	790 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} =$	173661,27 [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} =$	-45,49 [daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0,00 [daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	-5351,93 [daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	0,00 [daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$Z =$	578 [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} =$	2597,25 [daN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]

$A_{vs} =$	57,33 [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	57,33 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	842 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	636,2 / 6 [daN* m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	112,8 / 0 [daN* m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	112,8 / 0 [daN* m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	71784,67 [daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq$	1,0	0,04 < 1,00	vérifié (0,04)

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	11 [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	298 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	57,3 / 3 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,84	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	27,3 / 2 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	20,1 / 1 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	111832,43 [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:			
$d_{wc} =$	298 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,85	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,90	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,38	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	105584,64 [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:			
$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd,upp} =$	105584,64 [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	23	-	100	-	190	144	183	144	183	262	170	170	170
2	23	-	100	-	190	144	217	144	217	380	190	190	190
3	23	-	100	-	190	144	217	144	217	380	190	190	190
4	23	-	100	-	190	144	183	144	183	262	170	170	170

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	31	-	75	-	190	196	217	196	217	288	203	203	203
2	31	-	75	-	190	196	218	196	218	380	190	190	190
3	31	-	75	-	190	196	218	196	218	380	190	190	190
4	31	-	75	-	190	196	217	196	217	288	203	203	203

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 4968,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 21660,40$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
 $N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$
 $N_{j,Rd} = 39744,00$ [daN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]
 $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,11 < 1,00$ **vérifié** (0,11)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 4968,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 21660,4$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
 $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
 $F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	9936,00	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 9936,00	9936,00	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 35478,14	35478,14	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 9936,00	9936,00	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 69072,11	69072,11	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 43320,80	43320,80	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β = 71784,67	71784,67	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 105584,64	105584,64	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 173661,27	173661,27	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	9936,00	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(2)} = 9936,00	9936,00	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(2)} = 35478,14	35478,14	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(2)} = 9936,00	9936,00	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(2)} = 69072,11	69072,11	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 43320,80	43320,80	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β - ∑ ¹ F _{ti,Rd} = 71784,67 - 9936,00	61848,67	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 105584,64 - 9936,00	95648,64	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 173661,27 - 9936,00	163725,27	Aile de la poutre - compression
F _{t,fc,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 19872,00 - 9936,00	9936,00	Aile du poteau - traction - groupe
F _{t,wc,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 73096,57 - 9936,00	63160,57	Ame du poteau - traction - groupe
F _{t,ep,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 19872,00 - 9936,00	9936,00	Platine d'about - traction - groupe
F _{t,wb,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 138417,58 - 9936,00	128481,58	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 7130,49 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
F _{t3,Rd} = Min (F _{t3,Rd,comp})	9936,00	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(3)} = 9936,00	9936,00	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(3)} = 35478,14	35478,14	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(3)} = 9936,00	9936,00	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(3)} = 69072,11	69072,11	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 43320,80	43320,80	Boulons au cisaillement/poinçonnement

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 71784,67 - 17066,49$	54718,18	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 105584,64 - 17066,49$	88518,15	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 173661,27 - 17066,49$	156594,78	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 19872,00 - 7130,49$	12741,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 75537,27 - 7130,49$	68406,79	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 29808,00 - 17066,49$	12741,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 90867,47 - 17066,49$	73800,98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 19872,00 - 7130,49$	12741,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 133950,00 - 7130,49$	126819,51	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 29808,00 - 17066,49$	12741,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 205392,58 - 17066,49$	188326,09	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$

$F_{t3,Rd} = 4324,98$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$

$F_{t3,Rd} = 4324,98$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	9936,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 9936,00$	9936,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 35478,14$	35478,14	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 9936,00$	9936,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 69072,11$	69072,11	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 43320,80$	43320,80	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 71784,67 - 21391,47$	50393,20	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 105584,64 - 21391,47$	84193,18	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 173661,27 - 21391,47$	152269,81	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 19872,00 - 4324,98$	15547,02	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 73096,57 - 4324,98$	68771,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 29808,00 - 11455,47$	18352,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 90867,47 - 11455,47$	79412,00	Ame du poteau - traction - groupe

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 39744,00 - 21391,47$	18352,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 99748,25 - 21391,47$	78356,78	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 19872,00 - 4324,98$	15547,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 138453,90 - 4324,98$	134128,92	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 29808,00 - 11455,47$	18352,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 205428,90 - 11455,47$	193973,43	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 39744,00 - 21391,47$	18352,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 276871,47 - 21391,47$	255480,01	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 1519,47 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 1519,47 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

N	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	673	9936,00	9936,00	35478,14	9936,00	69072,11	9936,00	43320,80
2	483	7130,49	9936,00	35478,14	9936,00	69072,11	9936,00	43320,80
3	293	4324,98	9936,00	35478,14	9936,00	69072,11	9936,00	43320,80
4	103	1519,47	9936,00	35478,14	9936,00	69072,11	9936,00	43320,80

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 11552,48 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,87 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 3863,40 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 4968,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 19152,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 19152,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	9936,00	1077,65	9936,00	39,12	1116,77	7106,48
2	9936,00	1077,65	7130,49	28,08	1105,73	7112,61
3	9936,00	1077,65	4324,98	17,03	1094,68	7118,75
4	9936,00	1077,65	1519,47	5,98	1083,63	7124,88

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min}(n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 28462,72 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 253,03 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 114,60 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 138,43 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 201721,80 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe } [4.5.3.2(5)]$$

horiz.

$$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 2,02 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 1,95 \text{ [MPa]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 0,11 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \text{ Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3^*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 4,04 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 3,91 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 2,02 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 3 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 10 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 14 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 57 \text{ [mm]} \text{ Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 3 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	23,41	1180,43
1	673	3	74	47	2	10,16	683,46
2	483	3	74	45	2	7,28	351,63
3	293	3	74	45	2	4,42	129,36
4	103	3	74	47	2	1,55	15,98

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 504 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 5 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,3 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]$$

$$\beta = 1,00 \text{ Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 504 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 4 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \text{ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 11949476,30 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 11949476,30 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 10953994,30 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 684624,64 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

REMARQUES

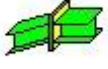

Pince du boulon trop grande. 125 [mm] > 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,11

Conclusion :

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage poteau-traverse satisfait, ou son détail est schématisé à la figure (figure IX-4)

IX.4 Assemblage des deux traverses au niveau de faitage

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

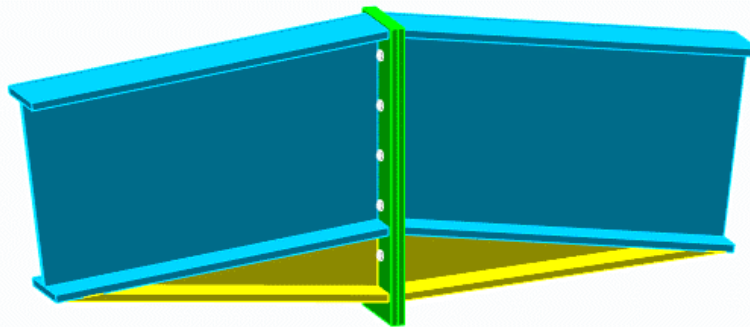


Figure IX-5 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de faitage

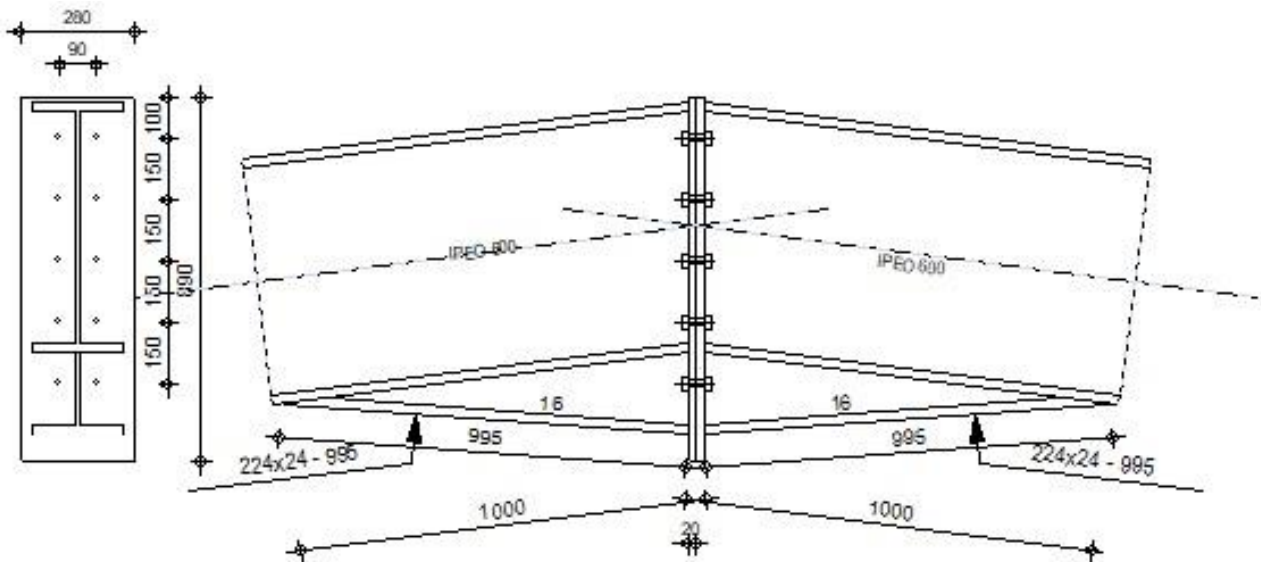


Figure IX-6 : Détail de l'assemblage au niveau de faitage

GENERAL

Assemblage N°: 14
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 228
 Barres de la structure: 1058, 1059

GEOMETRIE**GAUCHE****POUTRE**

Profilé: IPEO 600
 Barre N°: 1058
 $\alpha = -172,8$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 610$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 224$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 15$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 196,76$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 118302,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

DROITE**POUTRE**

Profilé: IPEO 600
 Barre N°: 1059
 $\alpha = -7,2$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 610$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 224$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 15$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 196,76$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 118302,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 100$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 90$ [mm]
 Entraxe $p_i = 150;150;150;150$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 890$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 280$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: S 235
 $f_{ypr} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} = 224$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{frd} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_{rd} = 200$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wrd} = 16$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_{rd} = 1000$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha_d = 4,3$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: S 235
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 11$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 17$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,10$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 27: $1,35G+1,35Q+1,35SK (3+6+18) * 1.35$
 $M_{b1,Ed} = -2860,08$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 7899,43$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = 62186,27$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 196,76$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]
 $N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{tb,Rd} = 462386,00$ [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 136,36 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 185009,58 \text{ [daN]}$ Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ **vérifié** (0,04)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 4471,04 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 105069,4 \text{ [daN}^*\text{m]}$ Résistance plastique de la section à la flexion (sans EN1993-1-1:
 = 4 [m] renforts) [6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 5684,44 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 133584,26 \text{ [daN}^*\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 133584,26 \text{ [daN}^*\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 791 \text{ [mm]}$ Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
 $F_{c,fb,Rd} = 168934,78 \text{ [daN]}$ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	25	-	95	-	150	157	200	157	200	229	166	166	166
2	25	-	95	-	150	157	219	157	219	300	150	150	150
3	25	-	95	-	150	157	219	157	219	300	150	150	150
4	25	-	95	-	150	157	219	157	219	300	150	150	150
5	25	-	95	-	150	157	200	157	200	229	166	166	166

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

- $F_{t,Rd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
- $B_{p,Rd} = 26057,63$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
- $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
- $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
- $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
- $F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
- $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
- $F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
- $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 55492,21$	55492,21	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 55492,21$	55492,21	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 111373,97 - 22608,00$	88765,97	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 55492,21$	55492,21	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 105750,00 - 22608,00$	83142,00	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 67824,00 - 45216,00$	22608,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 164248,97 - 45216,00$	119032,97	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction

$F_{t,wb,Rd(4)} = 55492,21$	55492,21	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum^3 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum^3 F_{tj,Rd} = 105750,00 - 22608,00$	83142,00	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 67824,00 - 45216,00$	22608,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 158625,00 - 45216,00$	113409,00	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 90432,00 - 67824,00$	22608,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 217123,97 - 67824,00$	149299,97	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 55492,21$	55492,21	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{tj,Rd} = 111373,97 - 22608,00$	88765,97	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{tj,Rd} = 67824,00 - 45216,00$	22608,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{tj,Rd} = 164248,97 - 45216,00$	119032,97	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 90432,00 - 67824,00$	22608,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 217123,97 - 67824,00$	149299,97	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 113040,00 - 90432,00$	22608,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 275622,94 - 90432,00$	185190,94	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

N _r	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	678	22608,00	-	-	22608,00	55492,21	22608,00	52115,25
2	528	22608,00	-	-	22608,00	55492,21	22608,00	52115,25
3	378	22608,00	-	-	22608,00	55492,21	22608,00	52115,25
4	228	22608,00	-	-	22608,00	55492,21	22608,00	52115,25
5	78	22608,00	-	-	22608,00	55492,21	22608,00	52115,25

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N_{j,Rd}

$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$

$N_{j,Rd} = 113040,00$ [daN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,55 < 1,00$ **vérifié** (0,55)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 55492,21$	55492,21	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 168934,78$	168934,78	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 55492,21$	55492,21	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 168934,78 - 22608,00$	146326,78	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 111373,97 - 22608,00$	88765,97	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$
 $F_{t2,Rd} = 17605,52$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 55492,21$	55492,21	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 168934,78 - 40213,52$	128721,26	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 17605,52$	27610,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 105750,00 - 17605,52$	88144,48	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 40213,52$	27610,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 164248,97 - 40213,52$	124035,45	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$
 $F_{t3,Rd} = 12603,05$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]
 $F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$
 $F_{t3,Rd} = 12603,05$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 55492,21$	55492,21	Ame de la poutre - traction

$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 168934,78 - 52816,57$	116118,22	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 12603,05$	32612,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 105750,00 - 12603,05$	93146,95	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 30208,57$	37615,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 158625,00 - 30208,57$	128416,43	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 90432,00 - 52816,57$	37615,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 217123,97 - 52816,57$	164307,40	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$
 $F_{t4,Rd} = 7600,57$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]
 $F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$
 $F_{t4,Rd} = 7600,57$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 55492,21$	55492,21	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 168934,78 - 60417,14$	108517,65	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 7600,57$	37615,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 111373,97 - 7600,57$	103773,40	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 20203,61$	47620,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 164248,97 - 20203,61$	144045,36	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 90432,00 - 37809,14$	52622,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 217123,97 - 37809,14$	179314,83	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 113040,00 - 60417,14$	52622,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 275622,94 - 60417,14$	215205,80	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$
 $F_{t5,Rd} = 2598,09$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]
 $F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$
 $F_{t5,Rd} = 2598,09$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	678	22608,00	-	-	22608,00	55492,21	22608,00	52115,25
2	528	17605,52	-	-	22608,00	55492,21	22608,00	52115,25
3	378	12603,05	-	-	22608,00	55492,21	22608,00	52115,25
4	228	7600,57	-	-	22608,00	55492,21	22608,00	52115,25
5	78	2598,09	-	-	22608,00	55492,21	22608,00	52115,25

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 31317,43 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,64 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,64)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,89 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 8565,24 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 11304,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 23040,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 23040,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	22608,00	12437,25	22608,00	2064,68	14501,94	9281,64
2	22608,00	12437,25	17605,52	1607,83	14045,08	9528,90
3	22608,00	12437,25	12603,05	1150,98	13588,23	9776,16
4	22608,00	12437,25	7600,57	694,12	13131,38	10023,42
5	22608,00	12437,25	2598,09	237,27	12674,52	10270,68

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 48880,81 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,16 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	308,75 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	156,06 [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	152,69 [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	216168,05 [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} =$	29,96 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	28,37 [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	5,17 [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	59,92 < 360,00	vérifié	(0,17)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	57,44 < 360,00	vérifié	(0,16)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	29,96 < 259,20	vérifié	(0,12)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance $N_{pl,Rd}$. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RUPTURE DES BOULONS

REMARQUES



Pince du boulon trop grande. 190 [mm] > 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,64

 **Conclusion :**

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage traverse-traverse est satisfait, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX-6)

IX.5 Assemblage poutre secondaire – poteau

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p>	
<p>Calcul de l'Encastrement poutre-Poteau</p>		<p>Ratio 0,40</p>
<p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>		

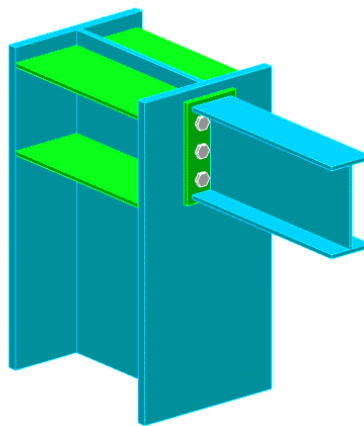


Figure IX-7 : Vue 3D de l'assemblage poutre secondaire-poteau

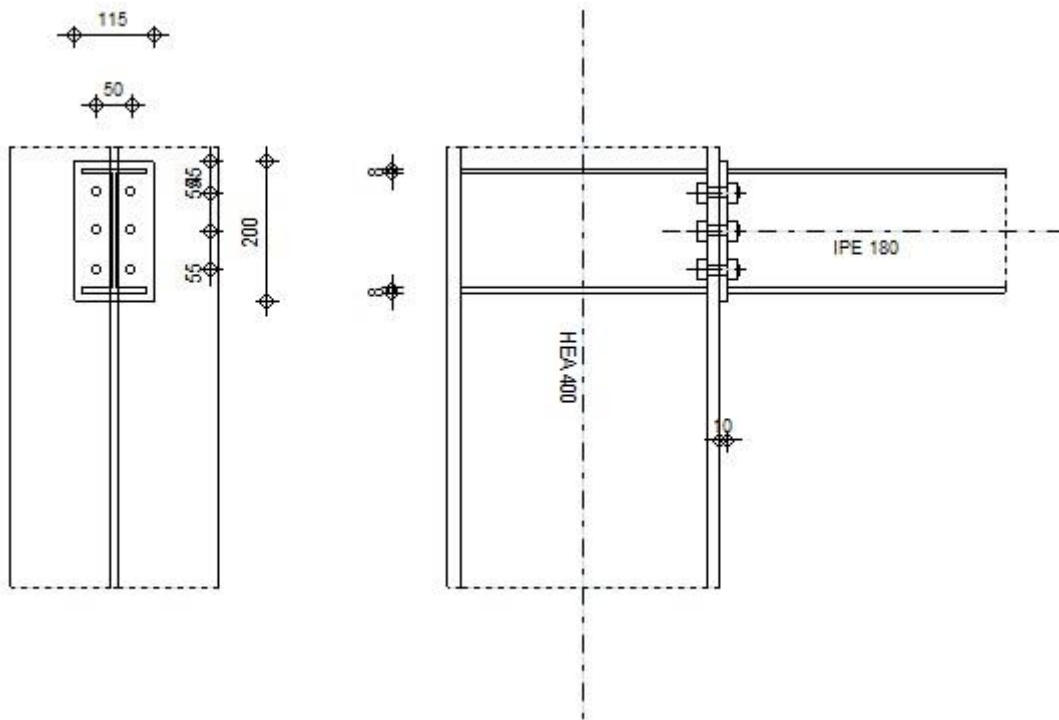


Figure IX-8 : Détail sur l'assemblage poutre secondaire-poteau

GENERAL

Assemblage N°: 14
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau
 Noeud de la structure: 154
 Barres de la structure: 1079, 93

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 1079
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 235
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 180
 Barre N°: 93
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 180$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 91$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 9$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 9$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 23,95$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 1316,96$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 6.6 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 4968,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 45$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 50$ [mm]
 Entraxe $p_i = 55; 55$ [mm]

PLATINE

$h_p = 200$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 115$ [mm] Largeur de la platine

PLATINE

$h_p = 200$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: S 235
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 4$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 6$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 4$ [mm] Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,10$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 14: $1.35G+1.5Q (1+2) * 1.35 + (4+5) * 1.50$
 $M_{b1,Ed} = 831,83$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 797,34$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -38,72$ [daN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = -11118,64$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = -3589,15$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -22802,34$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur
 $M_{c2,Ed} = 5360,89$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur
 $V_{c2,Ed} = 3547,09$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur
 $N_{c2,Ed} = -17366,55$ [daN] Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

$A_b = 23,95 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]
 $N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{cb,Rd} = 56282,50 \text{ [daN]}$ Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 11,25 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 15269,12 \text{ [daN]}$ Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,05 < 1,00$ **vérifié** (0,05)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 166,41 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 3910,6 \text{ [daN}^*\text{]}$ Résistance plastique de la section à la flexion (sans EN1993-1-1:
 $= 4 \text{ [m]}$ renforts) 1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 166,41 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 3910,64 \text{ [daN}^*\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 3910,64 \text{ [daN}^*\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 172 \text{ [mm]}$ Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
 $F_{c,fb,Rd} = 22736,25 \text{ [daN]}$ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} = 831,83 \text{ [daN}^*\text{m]}$ Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]
 $M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [daN}^*\text{m]}$ Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]
 $V_{c1,Ed} = -3589,15 \text{ [daN]}$ Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]
 $V_{c2,Ed} = 3547,09 \text{ [daN]}$ Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]
 $z = 114 \text{ [mm]}$ Bras de levier [6.2.5]
 $V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$
 $V_{wp,Ed} = 10897,01 \text{ [daN]}$ Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} =$	57,33 [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:6.2.6.(3)
$A_{vc} =$	57,33 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:6.2.6.(3)
$d_s =$	172 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	636,2 / 6 [daN* m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	112,8 / 0 [daN* m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	112,8 / 0 [daN* m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	78715,45 [daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,14 < 1,00	vérifié	(0,14)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	11 [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	275 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	57,3 / 3 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:6.2.6.(3)
$\omega =$	0,86	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	51,1 / 0 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,1 / 2 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:6.2.4
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	105830,01 [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:			
$d_{wc} =$	298 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,81	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,93	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,38	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:6.3.1.2
$\chi_s =$	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:6.3.1.2
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	101487,78 [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:			
$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} =$	101487,78 [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $b_{eff,c,wc} = 275$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vc} = 57,3$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,86$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 51,1$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
 $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
 $A_s = 19,1$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 105830,01$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 298$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,81$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,93$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 3,38$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $\chi_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 101487,78$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]
 Résistance finale:
 $F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd,upp} = 101487,78$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	-2	-	125	-	55	-13	-17	-17	-17	48	-63	-63	-63
2	-2	-	125	-	55	-13	148	-13	148	110	55	55	55
3	-2	-	125	-	55	-13	-17	-17	-17	48	-63	-63	-63

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	18	-	33	-	55	112	123	112	123	111	95	95	95
2	18	-	33	-	55	112	112	112	112	110	55	55	55
3	18	-	33	-	55	112	112	112	112	111	83	83	83

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 78715,45 - 9123,08$	69592,37	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 101487,78 - 9123,08$	92364,70	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 22736,25 - 9123,08$	13613,17	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 18423,79 - 9123,08$	9300,71	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 15420,60 - 9123,08$	6297,52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 18622,59 - 9123,08$	9499,51	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	7315,65	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 9936,00$	9936,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 8799,12$	8799,12	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 13940,02$	13940,02	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 22800,42$	22800,42	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 78715,45 - 15420,60$	63294,85	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 101487,78 - 15420,60$	86067,17	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 22736,25 - 15420,60$	7315,65	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 18423,79 - 6297,52$	12126,26	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 29808,00 - 15420,60$	14387,40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 15096,64 - 6297,52$	8799,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 17245,38 - 6297,52$	10947,86	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 23385,86 - 15420,60$	7965,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 29017,72 - 15420,60$	13597,12	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1	141	9123,08	9936,00	-	9123,08	13948,94	9936,00	22800,42
2	86	6297,52	-	-	8799,12	13940,02	9936,00	22800,42
3	31	7315,65	9936,00	-	8799,12	13940,02	9936,00	22800,42

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$
 $M_{j,Rd} = 2054,73$ [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]
 $M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,40 < 1,00$ **vérifié** $(0,40)$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $F_{v,Rd} = 4433,42$ [daN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]
 $F_{t,Rd,max} = 4968,00$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,int} = 9800,00$ [daN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,ext} = 10080,00$ [daN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	9936,00	-12,91	9123,08	3693,36	3680,45	6520,82
2	9936,00	-12,91	6297,52	2549,47	2536,56	7249,96
3	9936,00	-12,91	7315,65	2961,64	2948,74	6987,23

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
 $F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
 $F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
 $F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
 $F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
 $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$
 $F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$
 $F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$
 $F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$
 $V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $V_{j,Rd} = 20758,01$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]
 $V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ **vérifié** $(0,04)$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 30,72$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
 $A_{wy} = 19,04$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
 $A_{wz} = 11,68$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
 $I_{wy} = 1659,54$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -33,05$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]
 $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -25,96$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
 $\tau_{\parallel} = 6,83$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]

$A_w =$	30,72 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$\beta_w =$	0,80	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	66,10	< 360,00	vérifié (0,18)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	53,25	< 360,00	vérifié (0,15)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	33,05	< 259,20	vérifié (0,13)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	3 [mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	10 [mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	14 [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	47 [mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	4 [mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	-4,58	-54,42
1	141	-1	42144	15	-2	-3,52	-49,58
2	86	-0	8795	9	-0	-0,28	-2,39
3	31	-1	42144	13	-3	-0,79	-2,45

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$	[6.3.3.1.(2)]
$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$	
$Z_{eq} = 119$ [mm]	Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]
$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$	
$k_{eq} = -4$ [mm]	Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]
$A_{vc} = 57,3$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]
$\beta = 1,00$	Paramètre de transformation [5.3.(7)]
$z = 114$ [mm]	Bras de levier [6.2.5]
$k_1 = 19$ [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]
$k_2 = \infty$	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$	[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = \infty$	Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]
$\mu = 1,00$	Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$	[6.3.1.(4)]
$S_j = \infty$	Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 368748,80$ [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 23046,80$ [daN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$	RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

REMARQUES

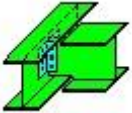

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible.

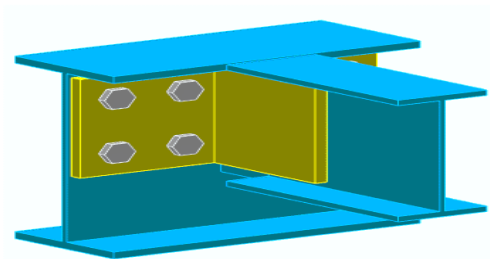
20 [mm] < 27 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,40**Conclusion :**

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage poutre secondaire-poteau est satisfait, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX-8)

IX.6 Assemblage solive-poutre maitresse.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,36
---	---	---

**Figure IX-9 : Vue en 3D de l'assemblage solive-poutre maitresse**

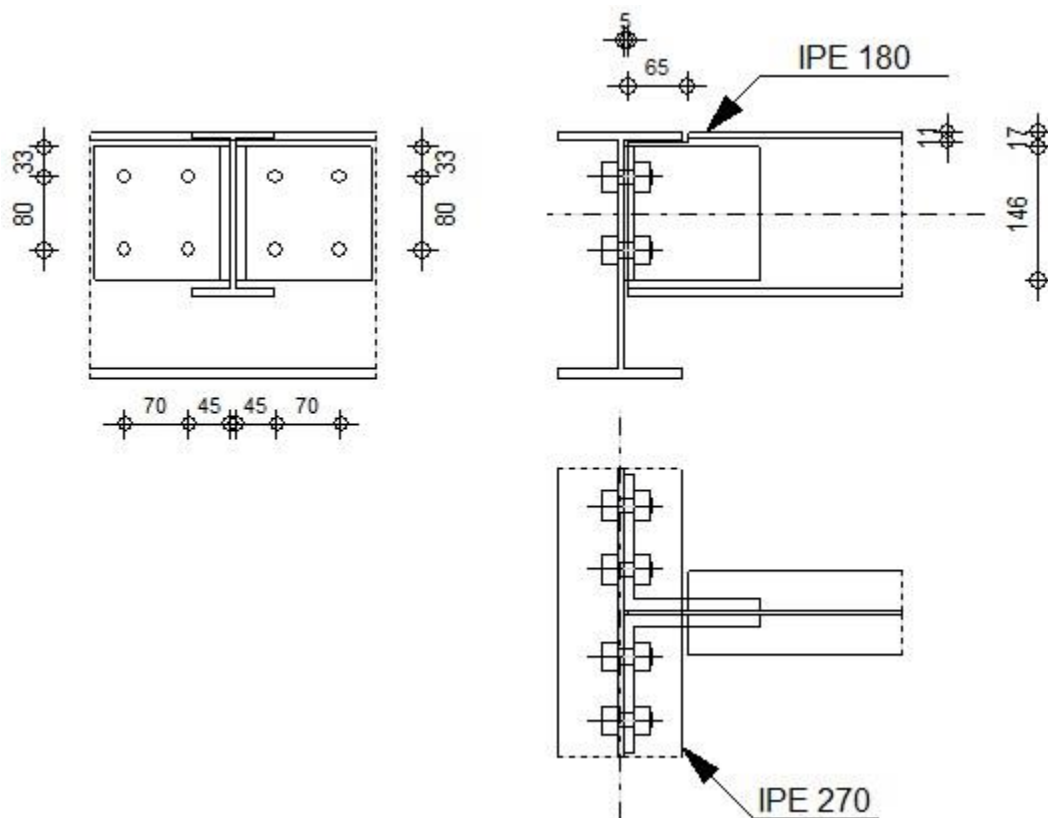


Figure IX-10 : Détail de l'assemblage solive-poutre maitresse

GENERAL

Assemblage N°: 13
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 223
 Barres de la structure: 112, 131

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 270
 Barre N°: 112
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 270$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 135$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 15$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 45,95$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 5789,78$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau: S 235
 $f_{yg} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé:	IPE 180		
Barre N°:	131		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	180	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	91	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	5	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	9	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	23,95	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	1316,96	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	360,00	[MPa]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	11	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	65	[mm]	Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé:	CAE 150x12		
$h_k =$	150	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	150	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	16	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	146	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S 235		
$f_{yk} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	360,00	[MPa]	Résistance à la traction

BOULONS**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
$d =$	16	[mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²] Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00	[MPa] Résistance à la traction
$k =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	33	[mm] Niveau du premier boulon
$p_2 =$	70	[mm] Ecartement
$p_1 =$	80	[mm] Entraxe

SOUDURES

$a_{ab} = 7$ [mm] Soudures d'angle entre la cornière et la poutre

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 16: 1.35GP+1.5QP 2*1.35+5*1.50

$N_{b,Ed} = -1,45$ [daN] Effort axial
 $V_{b,Ed} = 1594,67$ [daN] Effort tranchant
 $M_{b,Ed} = 1663,55$ [daN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 6028,8$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie fileté
 = 0] d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd} = 9043,2$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$
 = 0]

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ 1,00 > 0,00 **vérifié**
 $F_{b,Rd1x} = 7603,20$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ 0,93 > 0,00 **vérifié**
 $F_{b,Rd1z} = 7040,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 8960,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,61$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,61 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 8448,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 83$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 = 65,9$ [daN * m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 199,33$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 233,27$ [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 233,27$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 403,45$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 466,03$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 7603,20$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 7040,00$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 233,27 < 6028,80$	vérifié (0,03)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 403,45 < 6028,80$	vérifié (0,06)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$466,03 < 6028,80$	vérifié (0,08)

Traction des boulons

$e = 106$ [mm]	Distance du centre de gravité des groupes de soudures du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_{0t} = 915,79$ [daN * m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$F_{t,Ed} = 3241,55$ [daN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$3241,55 < 9043,20$	vérifié (0,36)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 466,03$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,33 < 1,00$	vérifié $(0,33)$

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA CORNIERE ET LA POUTRE

$e = 106$ [mm]	Distance du centre de gravité des groupes de soudures du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 = 916,49$ [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e)$
$A_w = 30,52$ [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 = 2119,10$ [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_{Fx} = 0,00$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_{Fx} = 0.5 \cdot N_{b,Ed} / A_w$
$\tau_{Fz} = 2,61$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort tranchant	$\tau_{Fz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / A_w$
$\tau_{Mx} = 42,36$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z_i / I_0$
$\tau_{Mz} = 31,57$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x_i / I_0$
$\tau = 54,95$ [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_{Fx} + \tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2]}$
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} = 207,85$ [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vw,d}$	$54,95 < 207,85$	vérifié $(0,26)$


REMARQUES

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible	9 [mm] < 16 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible	9 [mm] < 16 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,36

Conclusion :
 La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage solive - poutre maitresse est satisfait, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX-10)

IX.7 Assemblage gousset

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <p>Calcul de l'assemblage au gousset</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p>OK</p> <p>Ratio 0,33</p>
---	--	---

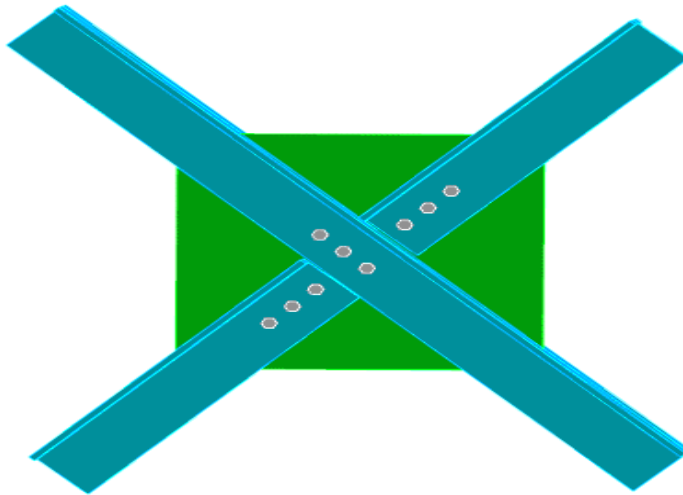


Figure IX-11 : Vue en 3D de l'assemblage au gousset

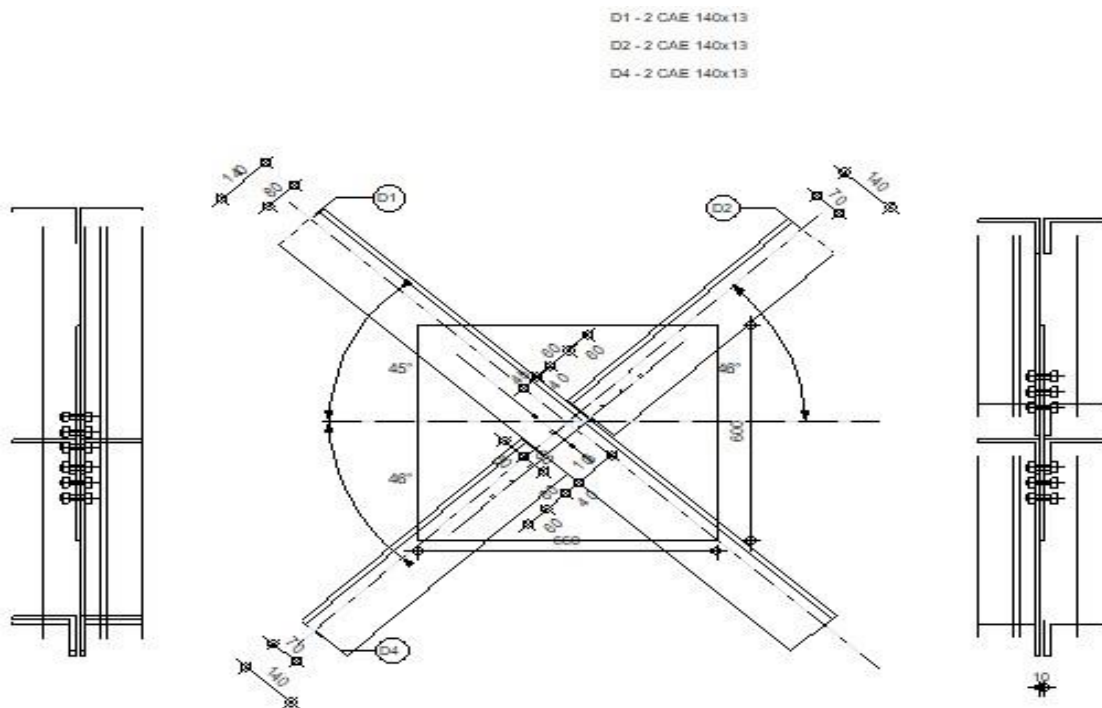


Figure IX-12 : Détail de l'assemblage au gousset

GENERAL

Assemblage N°: 12
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 123
 Barres de la structure: 17, 18, 17, 18,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1-3	Barre 2		Barre 4		
Barre N°:		17	18		18		
Profilé:		2 CAE 140x13	2 CAE 140x13		2 CAE 140x13		
	h	140	140		140		mm
	b _f	140	140		140		mm
	t _w	13	13		13		mm
	t _f	13	13		13		mm
	r	15	15		15		mm
	A	69,90	69,90		69,90		cm2
Matériau:		S 235	S 235		S 235		
	f _y	235,00	235,00		235,00		MPa
	f _u	360,00	360,00		360,00		MPa
Angle	α	45,0	46,1		46,1		Deg
Longueur	l	0,00	0,00		0,00		m

BOULONS

Barre 1-3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 14 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 15 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1,15 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 1,54 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 e₂ = 80 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 14 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 15 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1,15 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 1,54 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

Classe = 8.8 Classe du boulon
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 70$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 45$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,15$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 70$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 105$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 600$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;-30)

$e_v = 33$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $= 0$]
 $e_h = 33$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des
 $= 0$] barres

Matériau: S 235
 $f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 45: 1,5V3 10*1.50

$N_{b1,Ed} = 8796,71$ [daN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -9121,81$ [daN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = 8873,60$ [daN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = -9407,72$ [daN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1-3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 11822,44$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 0,8$ Coefficient dépendant de l'espacement des $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $= 9$ boulons
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0,89 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1x} = 23296,00$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
 $= 00$ N] paroi du trou

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1z} = 26208,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 1,0$ Coefficient dépendant de l'espacement des $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $= 0$ boulons
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2x} = 10080,00$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
 $= 00$ N] paroi du trou

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2z} = 10080,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 41$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons
 $M_0 = -3,13$ [daN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b1,Ed} \cdot e$

$e =$	41 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$F_{NSd} =$	-25,63 [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$
$F_{MSd} =$	-26,12 [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} =$	-25,63 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	-26,12 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	36,60 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	10080,00 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	10080,00 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ -25,63 < 10080,00$	vérifié (0,00)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ -26,12 < 10080,00$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$		$36,60 < 11822,44$	vérifié (0,00)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 =$	0,62	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A =$	34,95 [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} =$	33,00 [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{r1}$
$N_{u,Rd} =$	58924,80 [daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	73919,25 [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$		$ -38,45 < 58924,80$	vérifié (0,00)
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ -38,45 < 73919,25$	vérifié (0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	6,83 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	15,93 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	31434,61 [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$		$ -38,45 < 31434,61$	vérifié (0,00)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 11822,44$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0,8	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,89 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 23296,0$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 26208,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 10080,0$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 10080,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 31$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -280,68$ [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} = 3040,60$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{MSd} = 2338,98$ [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} = 3040,60$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 2338,98$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 3836,16$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 10080,0$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 10080,0$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -3040,60 < 10080,00$	vérifié (0,30)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -2338,98 < 10080,00$	vérifié (0,23)

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -3040,60 < 10080,00$	vérifié	(0, 30)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$3836,16 < 11822,44$	vérifié	(0, 32)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 =$	0,62	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A =$	34,95 [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} =$	33,00 [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_f$
$N_{u,Rd} =$	58924,80 [daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	73919,25 [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y2}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -4560,90 < 58924,80$	vérifié	(0, 08)
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -4560,90 < 73919,25$	vérifié	(0, 06)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	8,13 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	15,93 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	33306,6 [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -4560,90 < 33306,61$	vérifié	(0, 14)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	11822,44 [daN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
--------------	----------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} =$	0,8	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,89 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} =$	23296,00 [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} =$	26208,00 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	

α_{bx}	1,0	Coefficient dépendant de l'espacement des	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
=	0	boulons	
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00	> 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2x}$	10080,00	[da N]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou
=			$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Direction z			
k_{1z}	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50	> 0,00	vérifié
α_{bz}	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00	> 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2z}$	10080,00	[daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale
=			$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

e	31	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons
M_0	289,48	[daN*m]	Moment fléchissant réel
=			$M_0 = N_{b4,Ed} * e$
F_{NSd}	3135,91	[daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial
=			$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
F_{MSd}	2412,29	[daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment
=			$F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed}$	3135,91	[daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x
=			$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed}$	2412,29	[daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z
=			$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
F_{Ed}	3956,40	[daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon
=			$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
F_{Rdx}	10080,00	[daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x
=			$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
F_{Rdz}	10080,00	[daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z
=			$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$			$ -3135,91 < 10080,00$ vérifié (0,31)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$			$ -2412,29 < 10080,00$ vérifié (0,24)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$			$3956,40 < 11822,44$ vérifié (0,33)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

β_3	0,62	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
A	34,95	[cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière
A_{net}	33,00	[cm ²]	Aire de la section nette
$N_{u,Rd}$	58924,80	[daN]	Résistance de calcul de la section nette
$N_{pl,Rd}$	73919,25	[daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute
$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$			
$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y4}) / \gamma_{M2}$			
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$			$ -4703,86 < 58924,80$ vérifié (0,08)
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$			$ -4703,86 < 73919,25$ vérifié (0,06)



VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 8,13$	$[\text{cm}^2]$	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 15,93$	$[\text{cm}^2]$	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 33306,61$	[da N]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ (0,14)
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$		$ -4703,86 < 33306,61$	vérifié

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,33

Conclusion :
 La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage gousset est satisfaisante, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX-12)

IX.8 Encastrement en pieds de poteau

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	

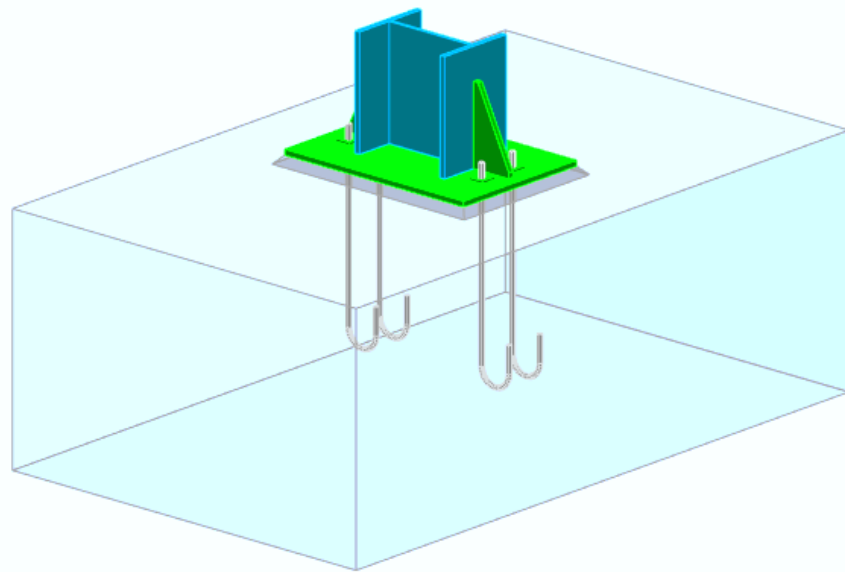


Figure IX-13 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau

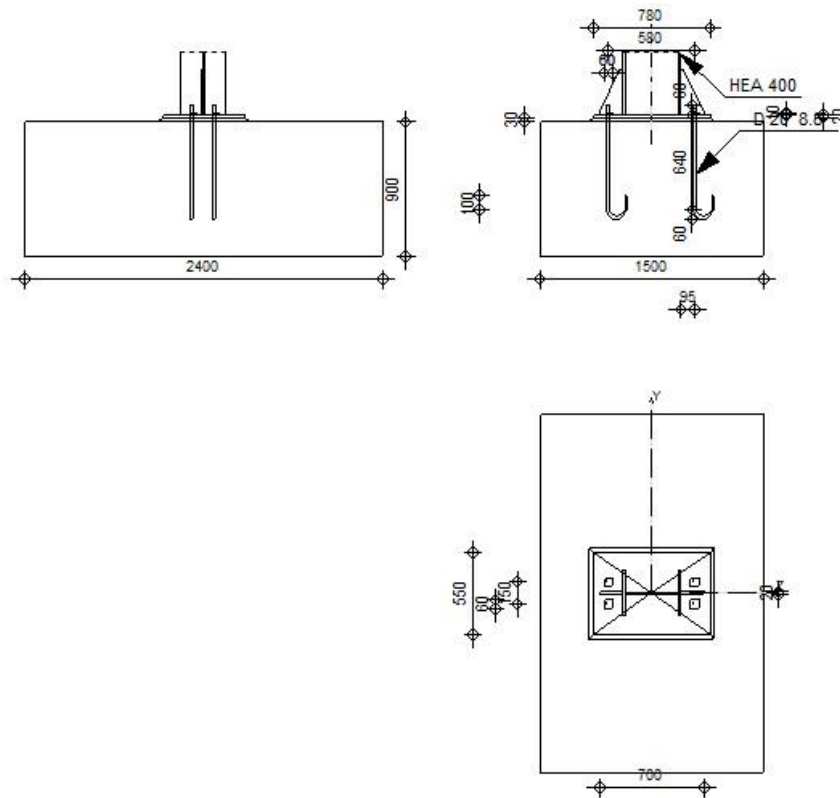


Figure IX-14 : Détail de l'assemblage au niveau de pied de poteau

GENERAL

Assemblage N°: 11
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 3
 Barres de la structure: 1076

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 1076
 $L_c = 12,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 235
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	780	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	550	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	20	[mm]	Epaisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCORAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	550,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	2,45	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	580	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	150	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	640	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]
$L_4 =$	100	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	60	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s =$	700	[mm]	Longueur
$h_s =$	300	[mm]	Hauteur
$t_s =$	20	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	20	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	20	[mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L = 1500 [mm] Longueur de la semelle
 B = 2400 [mm] Largeur de la semelle
 H = 900 [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C20/25
 $f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 7$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_s = 4$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 22: G+1.5VT 1*1.00+7*1.50
 $N_{j,Ed} = 6770,32$ [daN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = 106,78$ [daN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = -250,42$ [daN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 1117,75$ [daN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = -15,32$ [daN*m] Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE TENDUE****RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b = 2,45$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $\beta = 0,85$ Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]
 $F_{t,Rd,s1} = \beta * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd,s1} = 11995,20$ [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]
 $\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]
 $F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$
 $F_{t,Rd,s2} = 11229,17$ [daN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]
 $F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$
 $F_{t,Rd,s} = 11229,17$ [daN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]
 $f_{ctd} = 0,7 * 0,3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$

$f_{ctd} = 1,0$	[MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1: [8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,0$		Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1: [8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 1,0$		Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1: [8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$			
$f_{bd} = 2,32$	[MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1: [8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 640$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1: [8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$			
$F_{t,Rd,p} = 9333,05$	[daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1: [8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 640$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 54305,80$	[daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 1920$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 960$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 51750,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 31050,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 0,60$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 460$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 0,84$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1,0$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$			
$F_{t,Rd,c} = 12727,92$	[daN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1: [8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 640$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 54305,80$	[daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1280$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 640$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 26598,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 21450,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 0,81$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 460$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$			

$\psi_{s,N} = 0,9$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1,0$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\psi_{h,N} = 0,79$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 14679,46$	[daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$
 $F_{t,Rd} = 9333,05$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 275$	[mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 275$	[mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 87$	[mm] Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 646,25$	[daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 646,25$	[daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 29685,21$	[daN] Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 16886,38$	[daN] Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 18666,11$	[daN] Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 16886,38$	[daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 359$	[mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 457$	[mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 57$	[mm] Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 842,82$	[daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 1073,11$	[daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 59061,94$	[daN] Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 23494,93$	[daN] Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 18666,11$	[daN] Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,z} = 18666,11$	[daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 33772,76$	[daN] Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$		
$F_{T,Rd,y} = 16886,38$	[daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$		

$F_{T,Rd,z} = 18666,11$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,20 < 1,00$	vérifié	(0,20)
$e_y = 165$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 222$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 290$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 3553,03$ [daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,31 < 1,00$	vérifié	(0,31)
$e_z = 2$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 95$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 75$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 82,02$ [daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,19 < 1,00$	vérifié	(0,19)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,50 < 1,00$	vérifié	(0,50)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 3,0$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,0$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,5$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 28800,0$	[daN Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise]	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,5$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,0$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,5$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 28800,0$	[daN Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise]	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,28$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 3,14$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 800,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$		

$F_{2,vb,Rd} = 5529,20$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 49,17$ [daN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 50$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 1639,13$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 27492,31$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 25455,84$ [daN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 286646,59$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,15$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,23$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,78$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 18599,00$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 74947,08$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 1,00$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]

$V_{Rk,c,z}^0$	74947, [da		CEB
=	08 N]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	[9.3.4.(a)]
$\Psi_{ucr,V,z}$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB
=			[9.3.4.(g)]
γ_{Mc}	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB
			[3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \Psi_{A,V,z} \cdot \Psi_{h,V,z} \cdot \Psi_{s,V,z} \cdot \Psi_{ec,V,z} \cdot \Psi_{\alpha,V,z} \cdot \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z} = 34697,72$	[daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d}$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$	0,00 [daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd} = 0,00$	[daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 6556,52$	[daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 6556,52$	[daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,04 < 1,00	vérifié	(0,04)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	vérifié	(0,05)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

M_1	509,52 [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
=			
Q_1	5363,40 [daN]	Effort tranchant du raidisseur	
=			
z_s	66 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
I_s	14475,49 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d	1,64 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
σ_g	8,92 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
τ	8,94 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
σ_z	15,57 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$	(6.1) 0,07 < 1,00	vérifié	(0,07)

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

σ_{\perp}	6,36 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	6,36 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y }$	0,13 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z }$	-0,34 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	6,36	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,02 < 1,00	vérifié (0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zI}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,04 < 1,00	vérifié (0,04)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{yI}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,03 < 1,00	vérifié (0,03)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	30,02	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	30,02	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	22,35	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	71,44	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,20 < 1,00	vérifié (0,20)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	30,58	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	30,58	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	28,90	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	79,04	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,22 < 1,00	vérifié (0,22)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	98	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	379	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,y} =$	22	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	275	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	87	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	230	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,76		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	3758249,03	[daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	23661435,00	[daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$			SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,z} =$	22	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]

$l_{eff} = 359$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m = 57$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 7$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 230$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 1,74$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 319580,37$ [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 4496010,75$ [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$	SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION**

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,50

 **Conclusion :**

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage pieds de poteau est satisfaite, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX-14)

2019/2020

Chapitre X

Etudes des fondations

Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou

X.1. Introduction

On appelle fondation la base de l'ouvrage que se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, son rôle est d'assurer la stabilité de l'ouvrage en assurant la transmission de toutes les charges supportées par cet ouvrage d'une manière uniforme au sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La fondation doit être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure.
- Les sollicitations dues au sol.

X.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement de facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axe des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Avec :}$$

N : l'effort transmis de la superstructure jusqu'à la base.

S : surface d'appuis sur le sol.

σ_{sol} : La capacité portante du sol.

X.3. Etude de fondation

Dans l'étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans une étude géométrique approfondie du sol en effectuant plusieurs sondages.

Dans notre cas la contrainte admissible du sol est égale à 2 bars.

X.4. Etude d'ancrage

L'encastrement d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif et ancrée par des tiges de scellement. Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est-à-dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrage et dans la platine ainsi que le moment et l'effort normal exercé sur la base du poteau sont équilibrés par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton. La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastrement dans les deux sens longitudinal et transversal. Le béton des poteaux est dosé à 350 kg/m^3 ; $= 25 \text{ MPA}$

X.5. Dimensionnement des fondations

Vu la nature du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars) et la descente des charges : on opte pour des fondations superficielles de type « **semelle isolées** ».

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau le plus chargé, les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

X.5.1. Sollicitations maximales (selon logiciel Robot 2018)

$$N_{sd} = 938,65 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 132,62 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 461,17 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$\sigma_{sol} \geq \frac{F}{s} = \frac{N_{sd}}{A \times B}$$

$$A \times B \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}} = \frac{938,65}{2 \times 10^2} = 0,46 \text{ m}^2$$

$$A \times B \geq 4,69 \text{ m}^2$$

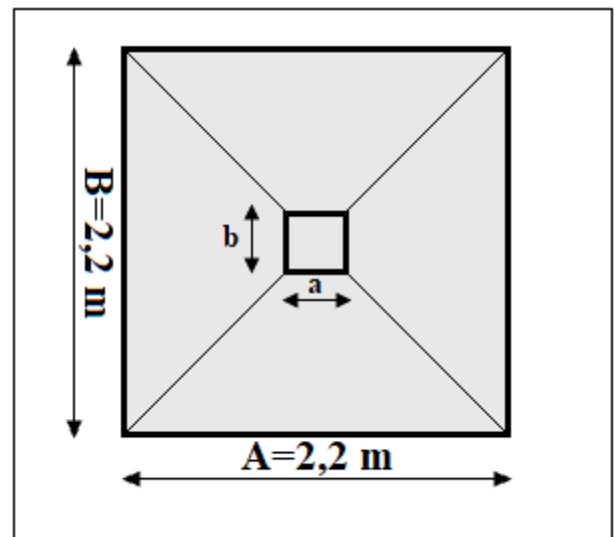


Figure X- 1: Dimensions de la semelle.

On prend une semelle carrée de $A = B = 2,2 \text{ m}$

X.5.2. Calcul de la hauteur de la semelle

La hauteur de la semelle est : $h_t = d + 5$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a$$

$b = 400 \text{ mm} = 0.4 \text{ m}$ (Poteau HEB 400)

$$\frac{2,2 - 0,4}{4} \leq d \leq 2,2 - 0,4$$

$$0,45 \leq d \leq 1,8$$

On prend $d = 60 \text{ cm}$

$$h_t = 60 + 5 = 65 \text{ cm}$$

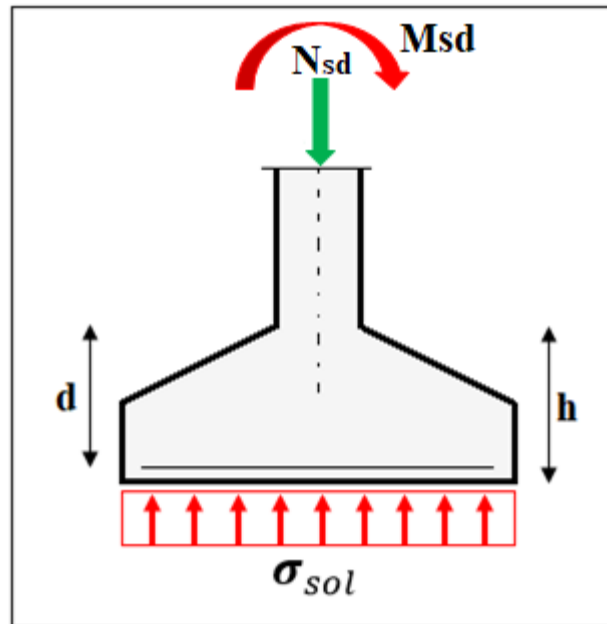


Figure X- 2: Contraintes agissent sur les fondations.

X.6. Ferrailage de la semelle isolée

$$A_a = A_b = N_{sd} \times \frac{A - a}{8 \times h_t \times \sigma_s} = 938,65 \times \frac{2,2 - 0,4}{8 \times 0,65 \times 348} = 9,33 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 10,18 \text{ cm}^2$ **9 HA \varnothing 12**

Détermination de la hauteur du patin

$$e \geq \max(6\varnothing + 6 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max(6(14) + 6 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

X.7. Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

X.7.1. Dimensionnement des longrines

Selon le RPA 99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 30 cm × 30 cm

X.7.2. Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

$$A: F = \max\left(\frac{N}{\alpha}; 20 \text{ KN}\right)$$

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols

$\alpha = 12$ (site S3, zone IIa)

- A l'ELU

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{938,65}{12} = 78,22 \text{ KN}$$

- A l'ELS

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{581,8}{12} = 48,48 \text{ KN}$$

$$F = \max(78,22 \text{ KN}; 48,48 \text{ KN}; 20 \text{ KN}) = 78,22 \text{ KN}$$

$$\sigma_{stu} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_{stu} = \frac{f}{\sigma_{st}} = \frac{782,20}{348} = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sts} = \frac{400}{1,5} = 267 \text{ MPA}$$

$$A_{sts} = \frac{f}{\sigma_{st}} = \frac{782,20}{267} = 2,93 \text{ cm}^2$$

Le RPA exige une section minimale :

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6\% (30 \times 30) = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{st} = 6,15$ **4HA Ø14**

X.7.3. Vérification de condition de non-fragilité

$$A_{st} \leq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 6,15 \leq 0,23 \times 30 \times 30 \times \frac{25}{400} = 12,94 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée

X.7.4. Calcul d'armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 10; \frac{300}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(8,57; 10; 30)$$

$$\varphi_t = 8,57 \text{ cm}$$

Alors on prend $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

X.7.5. Calcul d'espacement des cadres

Le RPA exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$s_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\varphi_t)$$

$$s_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \times 0,8)$$

Alors on adopte un espacement $s_t = 10 \text{ cm}$

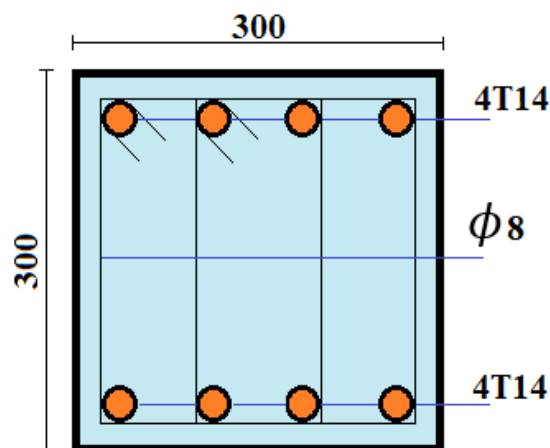


Figure X- 3: Ferrailage des longrines

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, il nous a permis de nous familiariser avec les différentes normes et règlements régissant le domaine de la construction métallique tel que les Eurocodes, le CCM97, le RNVA2013, le RPA2003,... et aussi les différents logiciels de calcul et du dessin (ROBOT, TEKLA, AUTOCAD).

La complexité et la variabilité de l'ouvrage étudié nous ont permis d'avoir une approche globale sur la façon de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique y compris la structure mixte, les assemblages et les fondations.

Notre projet de fin d'études nous a permis également d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

Aussi, il faut mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances dans ce domaine, et que seul un travail acharné et une volonté continue pourront nous aider à réaliser nos objectifs.

En dernier, ce travail nous a permis de mettre en œuvre nos modestes connaissances du génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera dans notre vie professionnelle.

Bibliographie

Réglemente

1. DTR C 2-4.7 : « *Règlement Neige et Vent version 2013 (RNV2013)* » Centre National d'Etude et de Recherche Intégrés du Bâtiment ;
2. DTR B.C 2.2 : « *Charges permanentes et charges d'exploitations* » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
3. EUROCODE 3 : « *Calcul des structures métalliques et document d'application nationale* » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
4. EUROCODE 4 : « *Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale* » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
5. DTR B.C 2.44 : « *Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier (CCM97)* » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
6. DTR B.C 2.48 : « *Règlement Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003)* » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
7. BAEL 91/99 : « *Règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites - BAEL 91 révisé 99* » Avril 99 ;

Ouvrages

1. DAHMANI Lahlou, « *Calcul des éléments résistants d'une construction métallique* », Office des publications universitaires.

Logiciels

1. ROBOT : « *Autodesk Robot Structural Analyses Professional version 2018* ».

ANNEXE 01
Catégories de terrain

Catégorie de terrain	K_T	$z_0 (m)$	$z_{\min} (m)$	ε
0 mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

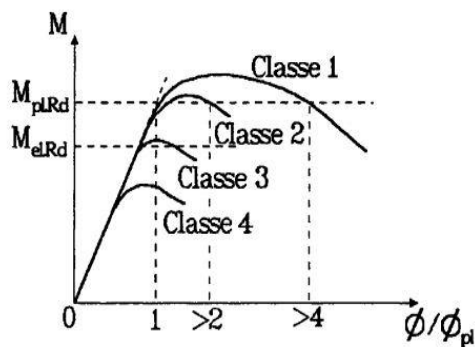
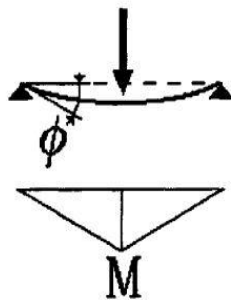
ANNEXE 02

Principe de classification des sections (cas de la flexion simple)

(1) Quatre classes de sections transversales sont définies:

- Classe 1 - Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- Classe 2 - Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- Classe 3 - Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- Classe 4 - Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

(1) C Des lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.



Activer Windows

Accédez aux paramètres de l'ordinateur ici

ANNEXE 03

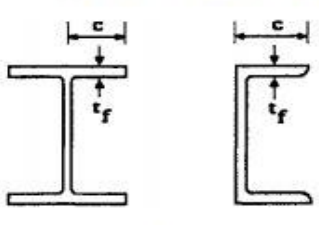
Rapports largeur maximaux pour parois comprimées

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées		
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

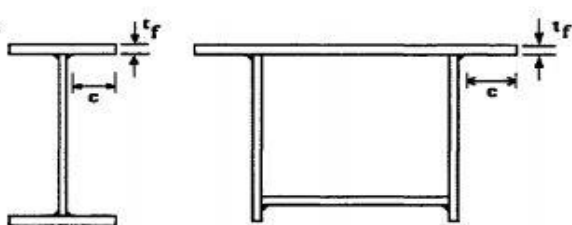
ANNEXE 04

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

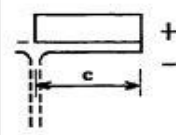
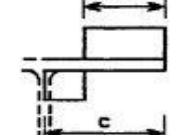
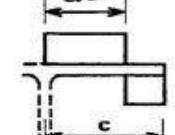
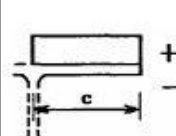
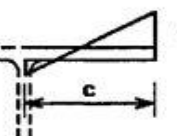
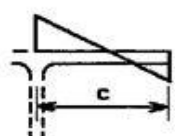
(b) Parois semelles en console :



Sections laminées

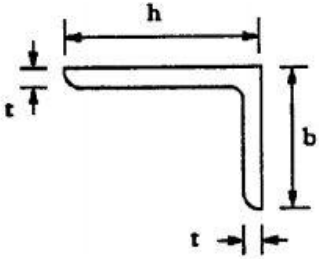
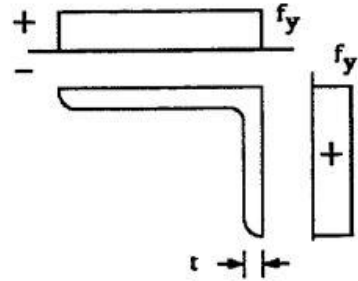
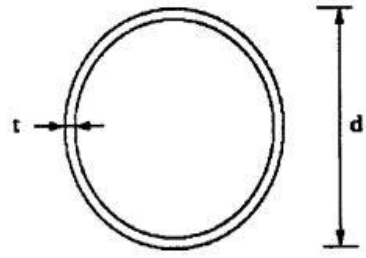


Sections soudées

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$ $c/t_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \epsilon$ $c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \epsilon$ $c/t_f \leq 14 \epsilon$	$c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

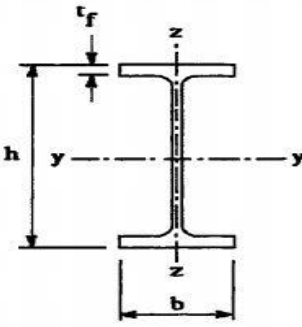
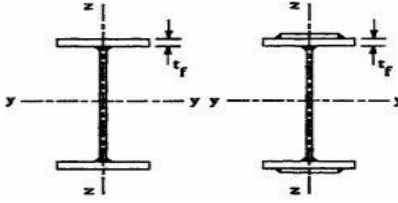
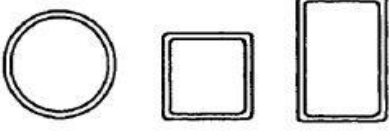
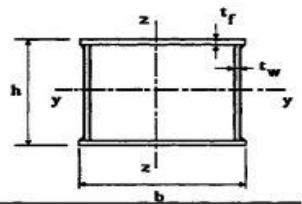

ANNEXE 05

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

<p>d) <u>Cornières</u></p> <p>Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)</p>			<p>(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)</p>	
Classe	Section comprimée			
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)				
(e) <u>Sections tubulaires</u>				
Classe	Section fléchie et/ou comprimée			
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$			
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$			
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$			
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81
	ε^2	1	0,85	0,66

ANNEXE 06

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 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{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

ANNEXE 07

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe a

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

ANNEXE 08

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe b

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

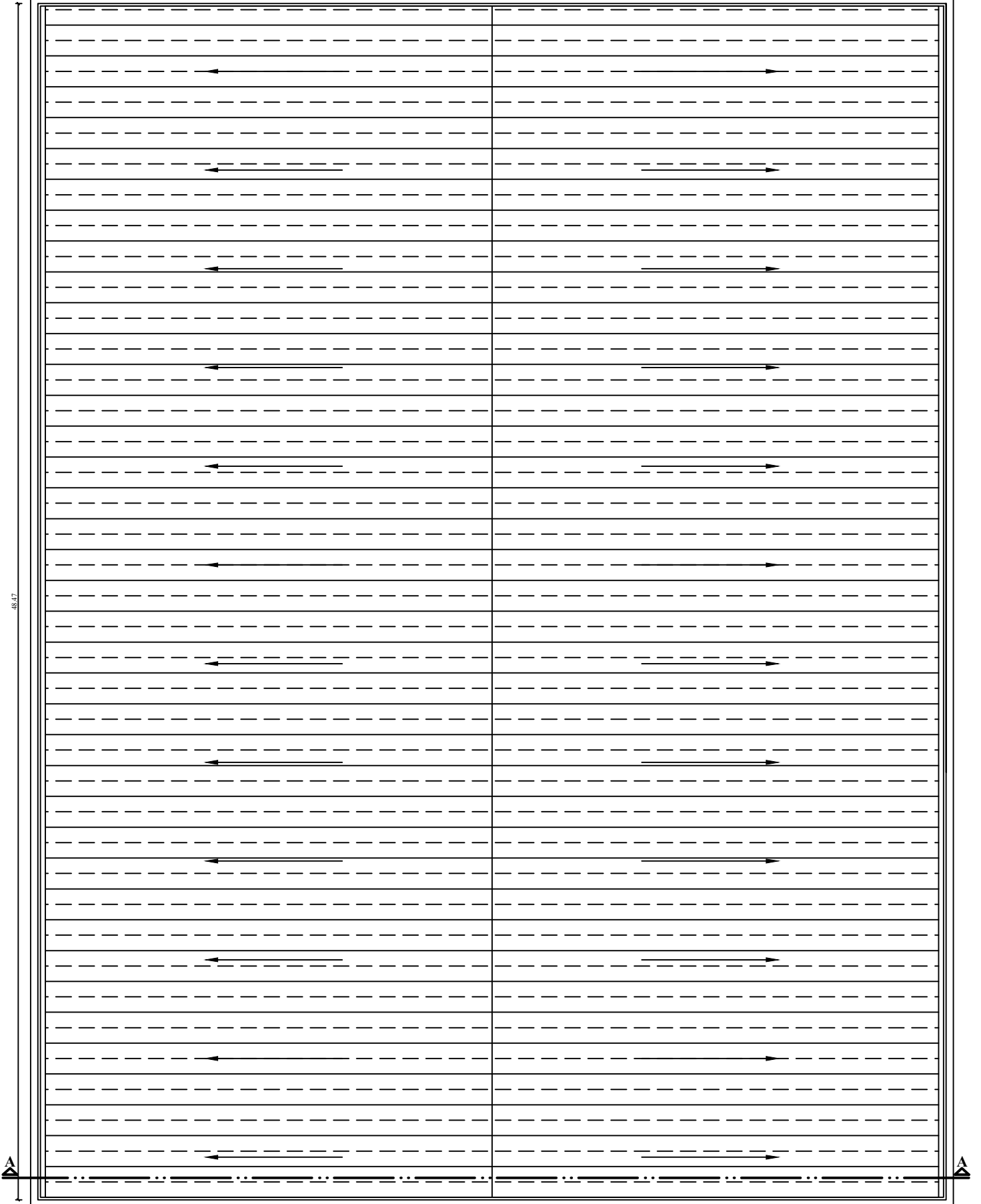
ANNEXE 09
Section d'armature en mm^2

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

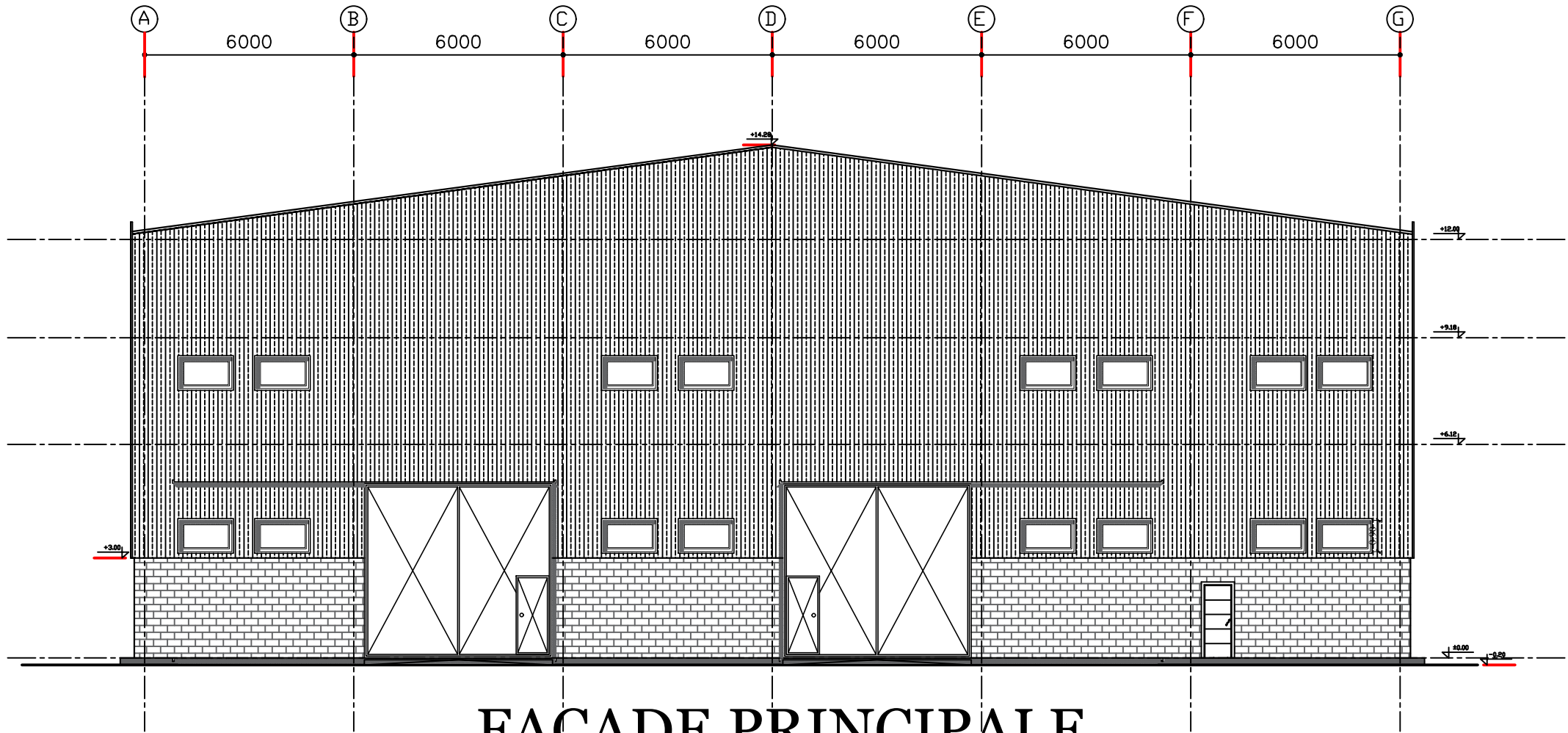
36.80

NORD

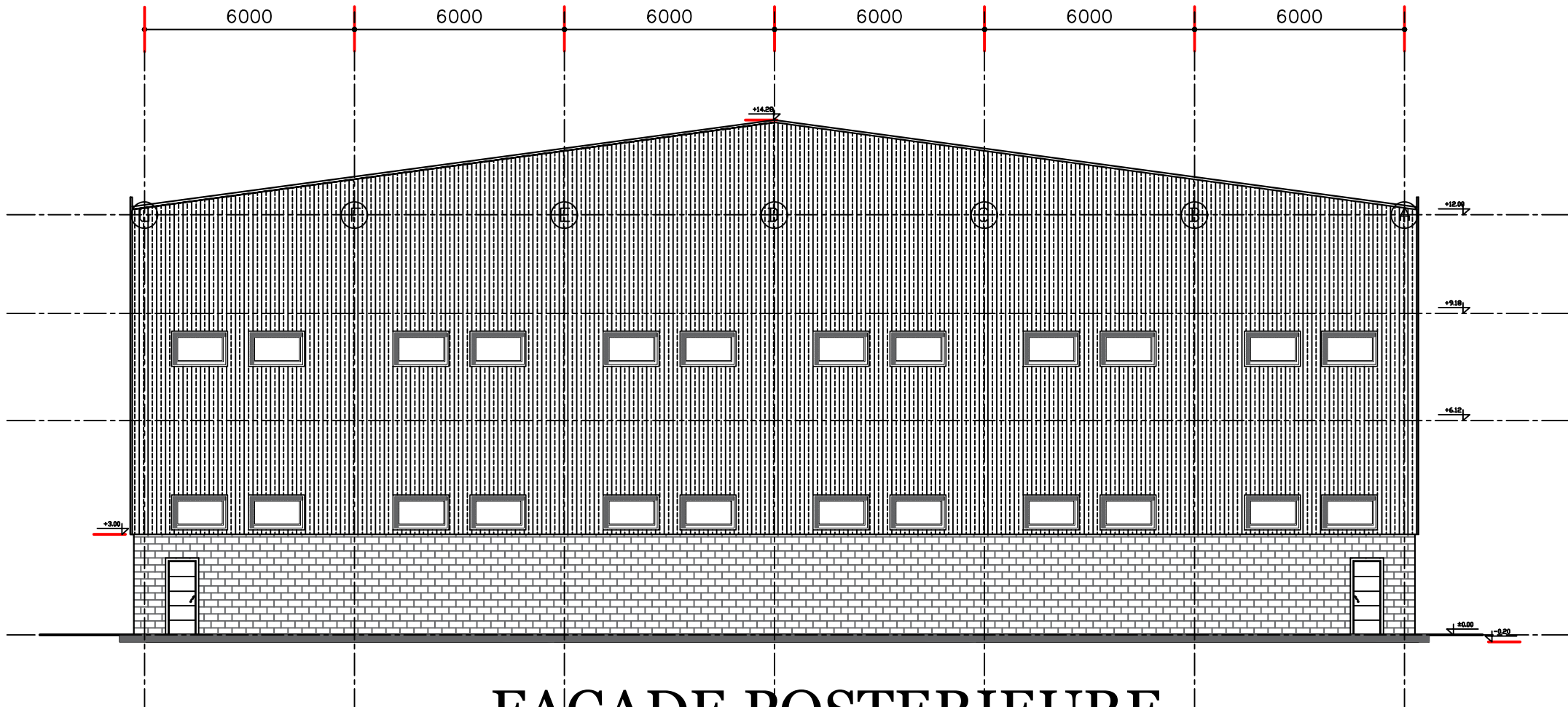
38.47



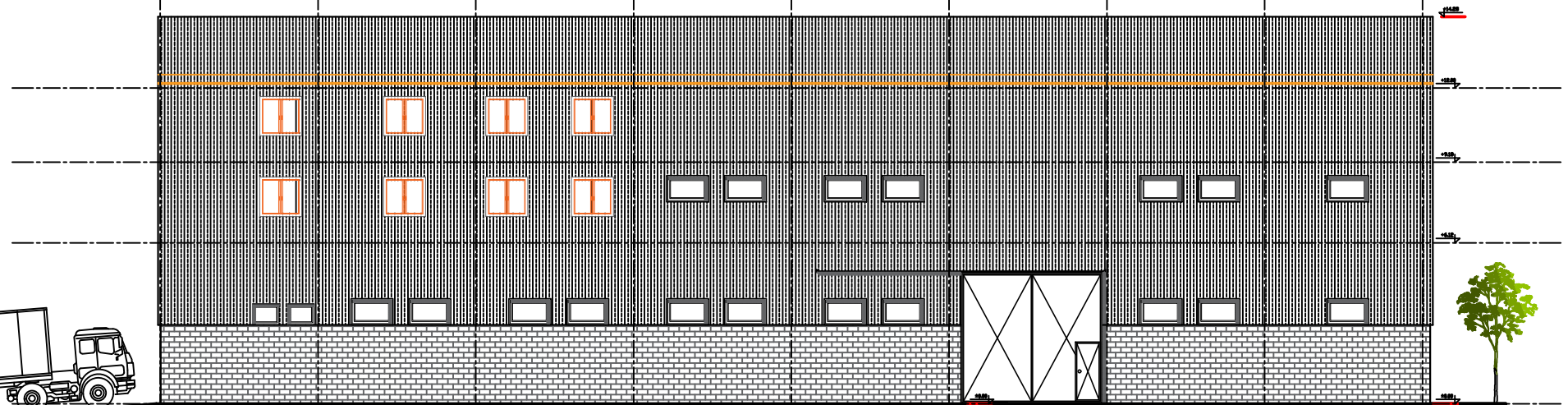
TOITURE



FACADE PRINCIPALE



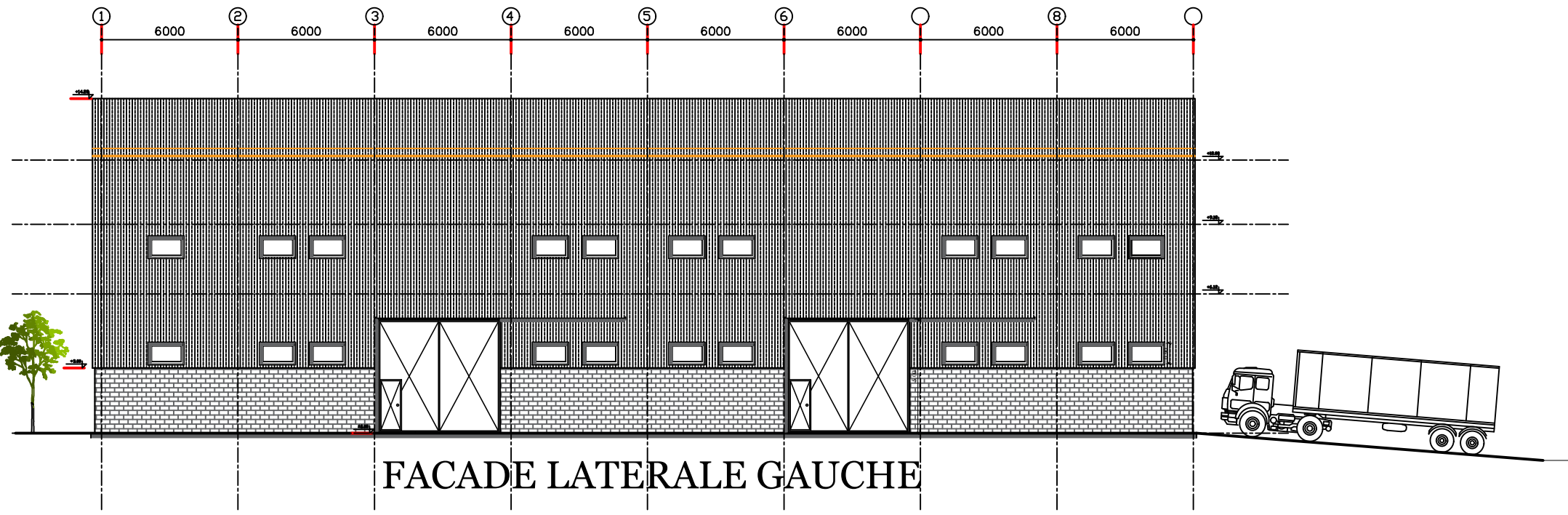
9 6000 8 6000 7 6000 6 6000 5 6000 4 6000 3 6000 2 6000 1



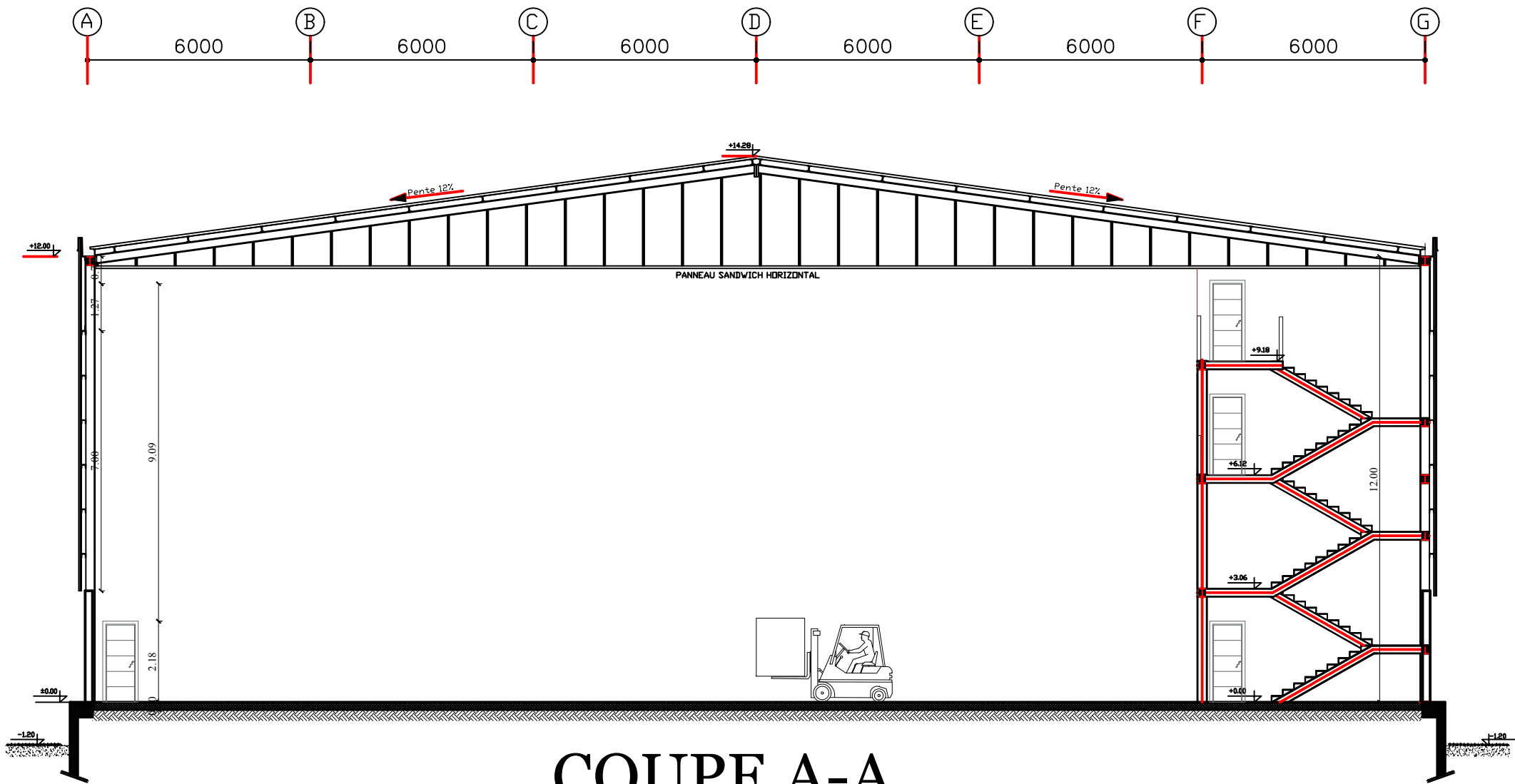
FACADE LATÉRALE DROITE

7

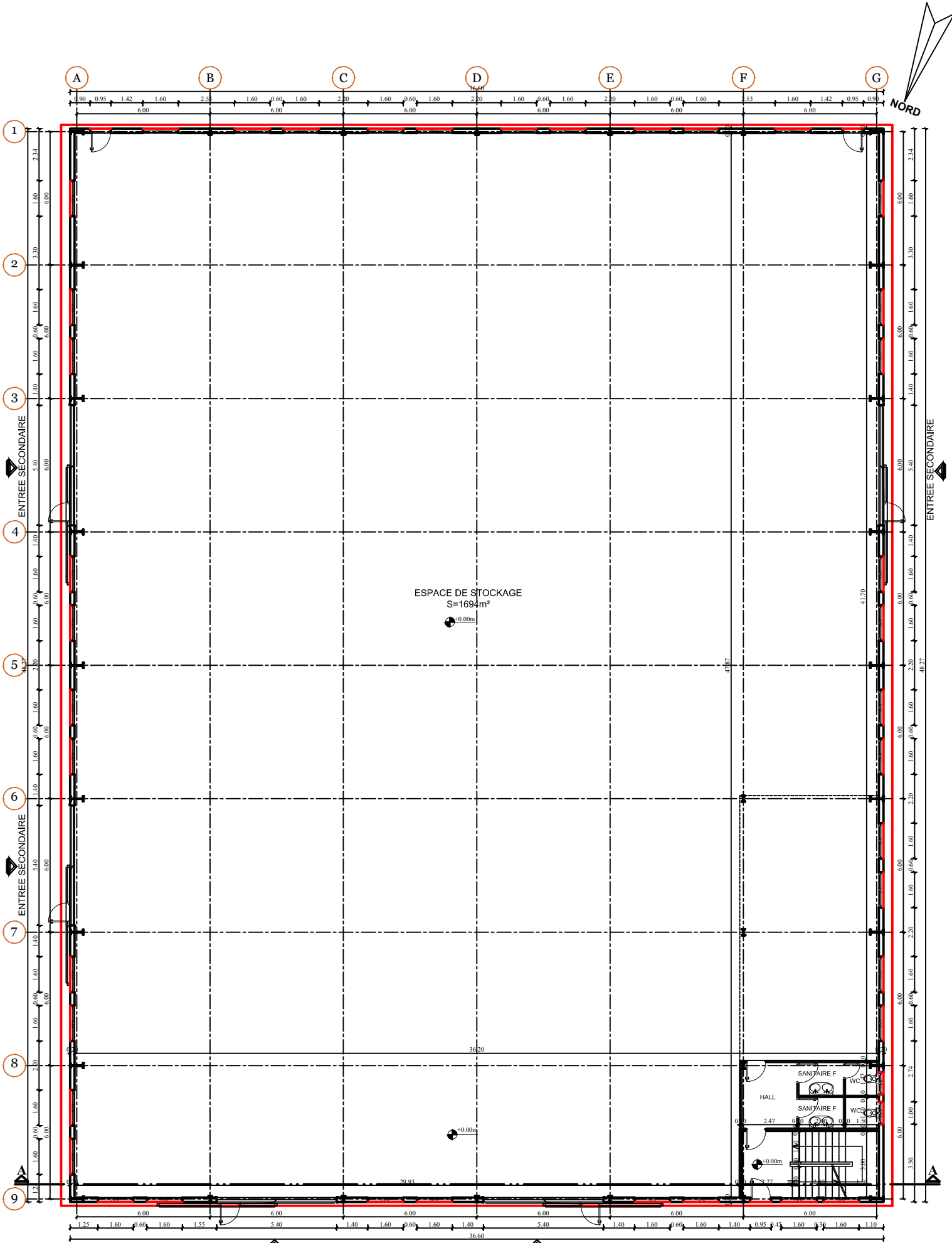
9



FACADE LATÉRALE GAUCHE

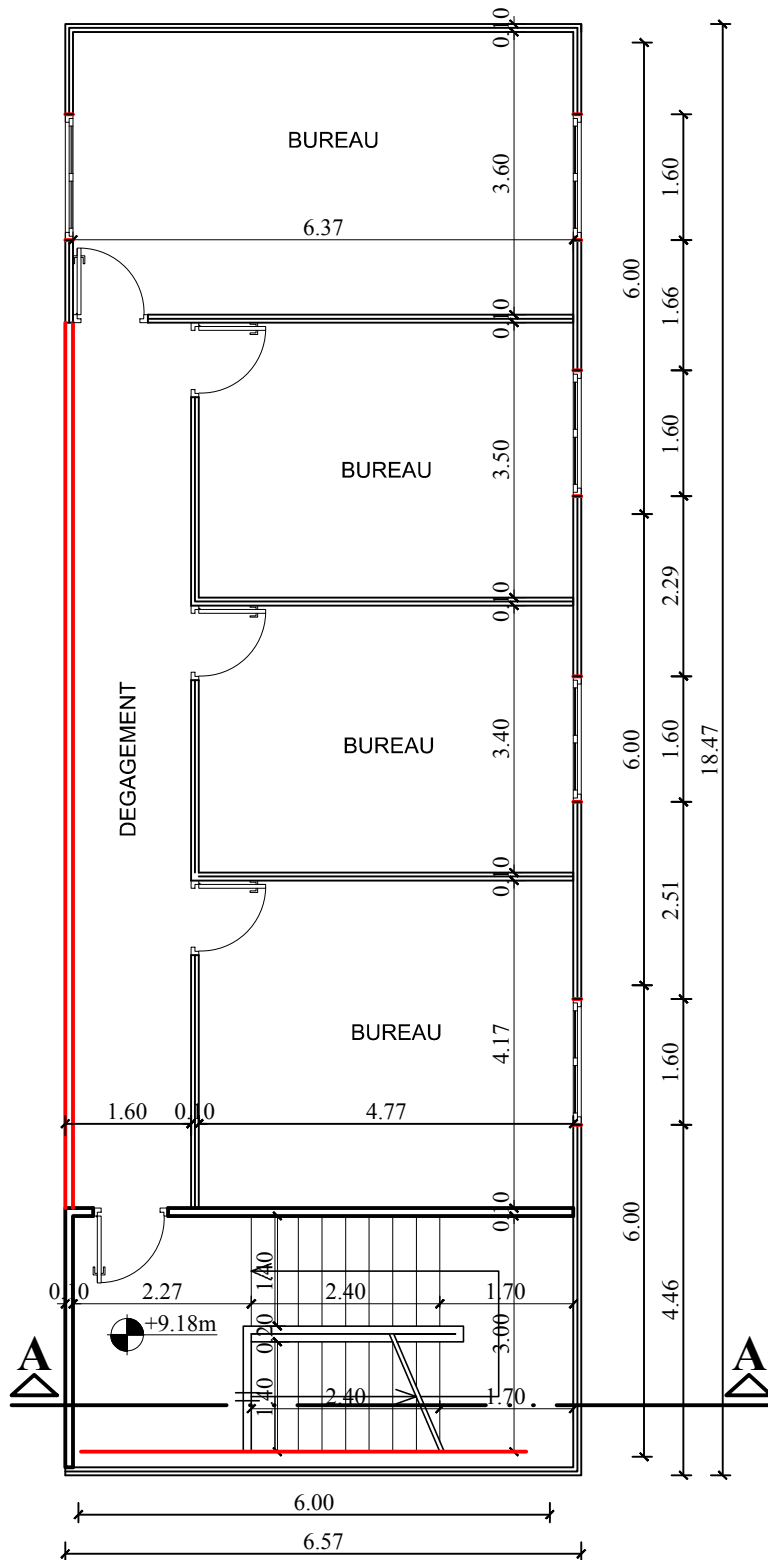


COUPE A-A



ENTREE PRINCIPALE ENTREE PRINCIPALE

REZ DE CHAUSSEE



MEZZANINE (+9.18m)