

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Département de GENIE CIVIL



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme master en génie civil
Option : *Construction métallique*

THEME

**ETUDE D'UNE SALLE OMNI SPORT AVEC
TOITURE EN CHARPENTE METALLIQUE**

Encadré par :

Mr LARABAT ZIANE .A

Présenté par:

Mr M'SILI Djilali
Mr TOUAHRI M

Member de Jury :

President : Mr.BECHEUR . A

Exaamineur : Mr.HAZZAM

Promotion : 2014/2015

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions le DIEU, tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

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

A M^{er} LARABAT ZIANE AHMED notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

A tout les travailleurs de CTC EST ; agence de Bejaia : pour leurs accueil.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Djilali & Mohammed

Didicace

Je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers parents (Bachir et Fadila), pour leur sacrifices
durant toute ma vie.*

*A mes frères (Aziz, Halim, Arezki, Sofiane, Yacine, Hicham) ma
sœur (Warda) et mes belles sœurs (Souad, Naima, Amel, Dida)*

A ma chère grande famille.

A ma femme d'avenir (Farida)

A mon binôme DjILALI.

A tout mes collègues d'études promotion (CM 2014-2015).

A mes collègues de CSA IRVAHENE

A tout mes amis proches ou loins

A tous ceux qui me sont chers, et qu'ils trouvent

Leur place dans mon cœur.

TOUAHRI M





Dédicaces

Je dédie ce présent travail à mes chers et nobles parents dont je suis et je serais pleinement reconnaissant pour m'avoir soutenu durant tout mon parcours, aussi :

- *À mes grands parents pour leurs soutiens pendant toute mes études*
- *À mes sœurs et mes frères qui ont su me comprendre*
- *À toute ma grande famille : mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines*
- *À mon binôme mohammed et à toute sa famille*
- *À tout mes amis proches et mon cher ami Lyacine*

Enfin je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Djilali



SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II - Introduction	1
II - Etude du sol	1
III – Situation	1
IV- Caractéristique	1
IV.1 – Architecture	1
IV. 2 – Géométrie	1
IV.3 - Ossature et la stabilité de la structure	4
V - La toiture	4
VI - Matériaux utilisés	4
VI.1 - L'acier	4
VI.1.1 - Propriétés de l'acier	5
VI.1.1.1- Propriétés des armatures de construction	5
VI.1.1.2- propriétés des profilés laminés	6
VI.2 – Couverture	7
VI.3 - Le béton	8
VI.3.1 - Composition du béton	8
VI.3.2 - Caractéristiques physiques et mécaniques du béton	9
VI.3.3 - Déformation du béton	11
VI.3.4- Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites	12
VI.3.4.1- Hypothèses à l'ELU	12
VI.3.4.1- Hypothèses à l'ELS	12
VII - Règlements utilisés	12

CHAPITRE II : ETUDES CLIMATIQUE

I – Introduction	13
II. Etude au vent	13
II.1- Les coefficients de calcul	14
II.1.1 – Effet de la région ($q_{réf}$)	14
II.1.2- Effet de site ($K_T, Z_0, Z_{min}, \epsilon$)	14
II.1.3- Coefficient topographique (C_t)	14
II.1.4- Coefficient dynamique (C_d)	14
II.1-5 Détermination de la pression dynamique (q_{dym})	15
II.1-6 Calcul de coefficient d'exposition (C_e)	16
II.1.6.1- Coefficient de rugosité	16
II.1.6.2- Détermination de C_r et C_e	17
II.2- Calcul de q_j selon les différentes directions de vent	17
II.2.1- Direction de vent V_1 (long-pan)	17
II.2.2- Direction de vent V_2 : (pignon)	24
II.3- Actions d'ensemble sur la structure	27
II.3.1- Vent sur long-pan (sens V_1)	27
II.3.2- Vent sur le pignon (sens V_2)	28
III- Action de la neige	28
III.1- Calcul de la charge de neige sur le sol	29
III.3-2 Neige sur la toiture	29

CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

I. Etude de la couverture	31
I.1 – Calcul du poids propre.....	31
II - Calcul des pannes	32
II.1 - Définition	32
II.2- Détermination des charges et surcharges	32
II.3- Etude de la panne N°1	34
II.3.1 Charges et surcharges correspondantes	34
II.3.2. Combinaisons d'actions	34
II.3.3. Pré dimensionnement	35
II.3.4. Dimensionnement des pannes	35
II.4 Etude de la panne N°2	43
II.4.1 Combinaisons de charge les plus défavorables	43
II.4.2 Combinaisons d'actions	43
II.4.3 Pré dimensionnement	44
II.4.4 Dimensionnement des pannes	45
III. Calcul de l'échantignolle	50
III.1- Introduction	50
III.2- Dimensionnement de l'échantignolle	50
III.3- Détermination des sollicitations	50
IV. Calcul des fermes	52
IV.1 - Introduction	52
IV.2 - Détermination des forces revenantes à la ferme	53
IV.2.1- Calcul des charges revenant a chaque nœud	53
IV.2.2 - Calcul des forces selon les combinaisons de charges	55
IV.3 - Pré dimensionnement des éléments	56
IV.3.1 - Membrane supérieure	56
IV.3.2 - Membrane inférieure	57
IV.3.3 - Diagonale	57
IV.3.4 - Les montants	57
IV.4- Vérification des éléments comprimés au flambement	57
IV.5- Sections adoptes	59
IV.6- Calcul du poids réel de la ferme	59
V. Pré dimensionnement des éléments en béton.....	60
V.1- Les poutres de chainages.....	60
V.2 - Les poteaux.....	61
V.2.1 - Descente de charge.....	61
V.2.2- Vérification du poteau	63
V.3- Conclusion	64

CHAPITRE IV : ETUDES DES CONTREVENTEMENTS

I – Introduction	65
II-Effort du vent sur le pignon	65
II.1- calcul des efforts horizontaux	65
III- Détermination des sollicitations max dans les éléments de la poutre au vent.....	66
IV- Vérification des éléments de la poutre au vent	67
IV.1- Les diagonales	67
IV.2- Vérification des pannes (montants de la toiture au vent)	67
IV.3- Vérification de la panne intermédiaire.....	68
IV.4 – Membrures.....	71

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

I- Introduction	74
II – Modélisation	75
III - Analyse de la structure	75
III.1 - Type d'analyse.....	75
III.2 - Méthodes de calcul.....	75
III.2.1 - La méthode statique équivalente.....	75
III.2.2 - Principe de la méthode spectrale.....	79
III.3 - Analyse des résultats.....	84
III.3.1 - Les combinaisons de calcul.....	84
III.3.2 - Vérification de la résultante des forces sismiques.....	85
III.3.3 - Vérification des déplacements.....	86
III.4 - Effet de deuxième ordre.....	87

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS DE LA TOITURE

I – Introduction	89
II - Vérification des éléments de la ferme	89
II.1 – A la traction.....	89
II.2 - Au flambement	89
II.3 - La condition de résistance.....	89
III - Vérification des diagonales des contreventements	91
III.1 - Vérification à la traction.....	91
III.2 - Vérification au flambement.....	92
IV- Vérification des montants de rive	93
IV.1 – Les sollicitations.....	93
IV.2 - Vérification à l'effort tranchant.....	93
IV.3 - Vérification à l'effort normal.....	94
IV.4 - Vérification aux instabilités.....	94
V. Vérification des ciseaux de stabilité des fermes	95
V.1- Vérification à la traction.....	95
V.2- Vérification au flambement	95
VI. Vérification par logiciel ROBOT 2013	97

CHAPITRE VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES

I – Introduction	98
II - Assemblage des éléments de la ferme	98
II.1 - Pré dimensionnement du gousset.....	98
II.2 - Pré dimensionnement de la gorge.....	99
III - Assemblage poteau – ferme	100
III.1 - Disposition des boulons.....	100
III.2 - Vérifications.....	103
IV. Assemblage des deux éléments de la ferme	104
IV.1- Détail d'assemblage du couvre joint	104
IV.2 Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme	105
IV.2.1 Schéma statique équivalent	105
IV.3 Vérifications	106
V. Assemblage des ciseaux de stabilité des fermes	107
V.1 Dimensionnement de l'assemblage	107

V.3 - Vérification supplémentaires	109
VI - Assemblage des éléments de la Poutre au vent	109
VI.1 - Assemblage de la diagonale sur le gousset	110
V.1.1 – Vérifications supplémentaires	111
VI.2 Assemblage du gousset sur la membrure de la ferme	112
VI.2.1 Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon	112
VI.2.2 Vérification à la résistance des boulons	113
VII. Assemblage de la ferme sur le poteau en béton	113
VII.1 Dimensionnement des tiges d'ancrages.....	113
VII.2 Vérification de la tige d'ancrage.....	115
VII.3 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	116
VII.3.1 Les contraintes dans le béton	116
VII.3.2 Les contraintes dans l'acier.....	116
VII.4 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	117
VII.4.1 vérification de la section 1-1.....	117
VII.4.2 Vérification da la section 2-2.....	118
VII.4.3 Vérification de la section 3-3.....	118

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'OSSATURE

I - Etude des poteaux	119
I.1 - Les recommandations du RPA 99 v2003.....	119
I.2 - Ferrailage des poteaux	121
I.3 - Vérifications	123
II - Etudes des poutres de chainage	127
II.1 - Recommandation du RPA99.....	128
II.2 - Ferrailage des poutres de chainages	128
II.3 - Vérifications	130

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

I – Introduction	134
II- Choix du type de fondation	134
III- Calcul des fondations	134
III.1- Poteau de section (60*35) cm ²	134
III.1.1- Détermination des sollicitations	134
III.1.2- Pré dimensionnement de la semelle	135
III.1.3- Dimensionnement de la semelle	136
III.1.4- Vérification des contraintes	137
III.1.5- Vérification de la stabilité au renversement.....	139
III.1.6- Détermination des armatures de la semelle	139
III.2- Poteau de section (30*30) cm ²	144
III.2.1- Détermination des sollicitations	144
III.2.2- Pré dimensionnement de la semelle	144
III.2.3- Dimensionnement de la semelle	145
III.2.4- Vérification des contraintes	147
III.2.5- Vérification de la stabilité au renversement	149
III.2.6- Détermination des armatures de la semelle	149
IV- Calcul des longrines	154
IV.1- Introduction	154
IV.2- Pré dimensionnement	154
IV.3- Ferrailage.....	154

CHAPITRE X : VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE

I – Introduction.....	157
II - Détermination des moments renversants	157
II.1 - Cas de vent.....	157
II.2 - Cas de séisme.....	157
III - Vérification au renversement de la structure.....	158

CONCLUSION GENERALE

Annexes

Bibliographie

TABLE DES FIGURES :

Figure I.1 : Vue en plan de la salle de sport.....	2
Figure I.2 : Coupe A-A.....	3
Figure I.3 : Coupe B-B.....	3
Figure I.4 : diagramme contrainte déformation de l'acier.....	6
Figure I.5 : diagramme contrainte déformation de l'acier (essai de traction).....	7
Figure I.6 : Panneau sandwich.....	8
Figure I.7 : Résistance du béton à la compression	10
Figure I.8 : diagramme $\sigma - \varepsilon$ du béton a l'ELS.....	11
Figure I.9 : Diagramme $\sigma - \varepsilon$ du béton a l'ELU.....	11
Figure II.1 : Vent sur long_pan.....	13
Figure II.2 : Vent sur pignon.....	13
Figure II.3 : Vent sur plan de la couverture.....	14
Figure II.4 : Répartition de la pression dynamique sur la salle.....	16
Figure II.5 : Vue en élévation cas de V1.....	18
Figure II.6 : Légende pour les parois verticales.....	18
Figure II.7 : Légende pour la toiture.....	19
Figure II.8 : Coefficients Cpe correspondant à chaque zone de toiture.....	20
Figure II.9 : Surfaces des ouvertures sur la façade principale.....	20
Figure II.10 : Surfaces des ouvertures sur la façade secondaire.....	21
Figure II.11 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale gauche.....	21
Figure II.12 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale droite.....	22
Figure II.13 : Vue en élévation cas V2.....	24
Figure II.14 : Légende pour les parois verticales	24
Figure II.15 : Représentation des pentes.....	25
Figure II.16 : Légende pour la toiture a deux versants.....	25
Figure II.17 : pressions sur les zones F G H et l'auvent 1et 2.....	26
Figure II.18 : surpressions sur las zones F G H et l'auvent 1et 2.....	27
Figure II.19 : pressions sur las zones G H I	28
Figure II.20 : pressions sur las zones F H I	28
Figure II.21 : surpressions sur las zones F H I	28
Figure II.22 : surpressions sur las zones G H I	28
Figure II.23 : Représentation du versant de la toiture	29
Figure II.24 : Chargement de la neige sur la toiture	30
Figure III.1 : Type de panne.....	32
Figure III.2 : Schéma statique sous charge d'entretien	33
Figure III.3 : Moment due à la charge d'entretien	33
Figure III.4 : panne N°1.....	34
Figure III.5 : shema statique des pannes.....	36
Figure III.6 : panne N°2.....	43
Figure III.7 : Echantignolle	50
Figure III.8 : Réactions sous le vent.....	51
Figure III.9 : Dimensions de l'échantignolle.....	51
Figure III.10 : Schéma statique de la ferme.....	53
Figure III.11 : Surface afférente des nœuds	53
Figure III.12 : Double cornière.....	57
Figure III.13 : dimensions du poteau.....	61
Figure III.14 : surface afférente d'un poteau.....	62

Figure IV.1 : Poutre au vent en pignon.....	65
Figure IV.2 : Sollicitation de la panne intermédiaire.....	67
Figure V.1 : Mode de déformation (1).....	82
Figure V.2 : Mode de déformation (2).....	83
Figure V.4 : Mode de déformation (3).....	84
Figure VII.1 : Détail assemblage Gousset – éléments de la ferme.....	99
Figure VII.2 : Longueurs des soudures.....	99
Figure VII.3 : Détail assemblage ferme – poteau.....	101
Figure VII.4 : schéma statique de la ferme.....	101
Figure VII.5 : distribution des efforts.....	102
Figure VII.6 : assemblage des deux éléments de la ferme.....	104
Figure VII.7 : Détail d’assemblage des deux éléments de la ferme	105
Figure VII.8 : Schéma statique équivalent de la ferme.....	105
Figure VII.9 : Assemblages des ciseaux à la l’avant dernière ferme.....	108
Figure VII.10 : Poutre au vent en pignon.....	110
Figure VII.11 : Détail d’assemblage au sommet de la ferme.....	111
Figure VII.12 : Assemblage gousset - membrure.....	112
Figure VII.13 : Tige d’encrage du pied du poteau.....	114
Figure VII.14 : Dispositions constructives.....	114
Figure VII.15 : Vérification dans la section 1-1.....	117
Figure VII.16 : Vérification de la section 2-2.....	118
Figure VII.17 : Vérification de la section 3-3.....	118
Figure VIII.1 : Section d’un poteau.....	125
Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	127
Figure VIII.3 : Schéma de ferrailage des poutres de chainage.....	133
Figure IX.1 : Dimension de la semelle.....	135
Figure IX.2 : Schéma de ferrailage de la semelle type 1.....	144
Figure IX.3 : Dimensions de la semelle.....	145
Figure IX.4 : Ferrailage de la semelle type 2.....	154
Figure IX.5 : Schéma de ferrailage des longrines.....	156

LISTE DES TABLEAUX :

I.1- les valeurs nominales de f_y et f_u (CCMA97 , tableau 3.1).....	6
I.2- les valeurs E_{ij} et E_{vj} en fonction de f_{cj}	11
II.1- les valeurs de C_d pour la toiture	15
II.2- les valeurs de C_d pour la les parois.....	15
II.3- les valeurs de C_r et C_e	17
II.4- les valeurs de la pression dynamique.....	17
II.5- Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale.....	18
II.6- Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	19
II.7- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi} = -0,5$	22
II.8- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi} = +0,8$	23
II.9- valeurs de la force de frottement.....	23
II.10- Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale.....	24
II.11- Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture.....	25
II.12- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi} = -0.5$	26
II.13- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi} = +0,8$	26
II.14- valeurs de la force de frottement.....	26
III.1- les efforts dans les éléments de la ferme.....	56
III.2- Vérification des éléments de la ferme au flambement.....	59
III.3- Les sections des éléments de la ferme choisies.....	59
IV.1- Valeur de force (F_i).....	66
IV.2- Résultat des efforts des éléments de la ferme.....	66
V.1- Pénalité de vérification	78
V.2- pourcentage de participation de masse.....	81
V.3- Combinaisons de calcul.....	85
V.4- Vérification de l'effort tranchant à la base.....	85
V.5- Déplacement max en situation durable.....	86
V.6- Déplacement relatif des niveaux.....	87
V.7- Effet P- Δ suivant X-X.....	88
V.8- Effet P- Δ suivant Y-Y.....	88
VI.1- Vérification des éléments de la ferme.....	91
VI.2- les efforts dans les éléments de contreventement.....	91
VI.3- Sollicitations dans les montants de rive.....	93
VI.4- les efforts dans les éléments de contreventement.....	95
VI.5- vérification membrure supérieure par ROBOT	97
VI.6- vérification membrure inférieure par ROBOT	97
VI.7- vérification diagonales par ROBOT	97
VI.8- vérification des montants par ROBOT	97
VI.9- vérification des montants de rive par ROBOT	97
VI.10- vérification des diagonales de la poutre au vent par ROBOT	97
VII.1- Efforts dans les éléments de la ferme.....	98
VII.2- Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	98
VII.3- Dimension des cordons de soudure.....	100
VII.4- Les sollicitations les plus défavorables.....	113
VIII.1- Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux.....	119
VIII.2- Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	122
VIII.3- Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	123
VIII.4- Vérification des contraintes dans le béton.....	125

VIII.5- Vérification des contraintes tangentielles.....	126
VIII.6- Les armatures longitudinales dans les poutres.....	129
VIII.7- Vérification des contraintes tangentielles.....	131
VIII.8- Vérification au cisaillement.....	131
IX.1- Les sollicitations à la base des poteaux (60*35).....	134
IX.2- Les sollicitations à la base de la semelle type 1.....	137
IX.3- Vérification des contraintes dans le sol.....	138
IX.4- Les sollicitations à la base de la semelle type 1.....	139
IX.5- Vérification des contraintes dans le sol.....	139
IX.6- Les armatures des semelles type 1.....	144
IX.7- Les sollicitations à la base des poteaux (30*30).....	144
IX.8- Les sollicitations à la base de la semelle type 2.....	147
IX.9- Vérification des contraintes dans le sol.....	147
IX.10- Les sollicitations à la base de la semelle type 2.....	148
IX.11- Vérification des contraintes dans le sol.....	149
IX.12- Les armatures des semelle type 2.....	153
X.1- Réaction à la base due aux effets vent	155
X.2- Réaction à la base due aux effets sismiques.....	157
X.3- Vérification au renversement de la structure.....	158

NOTATION

A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace.
A_v	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.
t_f	Epaisseur des semelles.
t_w	Epaisseur de l'âme.
$I_{y,z}$	Moment d'inertie.
$i_{y,z}$	Rayon de giration de la section.
I_w	Facteur de gauchissement.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
$W_{ply,z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely,z}$	Module élastique de la section.
W_{eff}	Module élastique efficace de la section.
N_{pl}	Effort normal résistant plastique.
N_u	Effort normal ultime de la section nette.
N_{net}	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{ply,z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{eff,z}$	Moment résistant de la section efficace.
M_{cr}	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y,z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
ψ_s	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).
τ	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
Φ	Diamètre d'une armature transversale.
N	Coefficient de poisson (nu).
μ_{ser}	Moment ultime à L'ELS (mu).
μ_{bu}	Moment réduit à L'ELU.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.
λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
f_y	Résistance limite d'élasticité.

f_u	Résistance limite de rupture.
V_u	Effort tranchant de calcul ultime.
a et b	Largeur de poteaux.
A et B	Largeur des semelles.
G	Action permanente.
Q	Action d'exploitation.
e	L'excentricité de l'effort normal.
h	Hauteur de la poutre et la semelle.
S_t	Espacement des armatures transversales.
l_f	Longueur de flambement.

INTRODUCTION GENERALE :

Le but des études génie civil est de concevoir des bâtiments capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblements de terres, vent extrême ...etc.). Ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations.

Ces propriétés englobent la résistance, la raideur et la capacité d'absorption et de dissipation de l'énergie.

Ces exigences font qu'une structure soit capable de répondre sans dommages importants à des séismes répétés d'intensités modérées et à des tremblements de terre exceptionnellement sévères sans mettre en danger sa stabilité, son contenu, ses occupants et ses éléments principaux.

L'introduction de nouveaux matériaux tels que le verre et l'acier et de nouvelles techniques de construction font des bâtiments un chantier en évolution croissante et rapide.

Pour ces nouvelles techniques de construction, l'acier est le matériau le plus utilisé et cela pour ses nombreux avantages à savoir : la fiabilité, la capacité portante, la rapidité d'exécution et ces propriétés mécaniques qui nous permettent de concevoir des poutres de très grande portées.

Et pour l'étude de notre projet on opte le plan de travail suivant :

- Présentation de l'ouvrage
- Etude climatique
- Pré dimensionnement des éléments
- Calcul des contreventements
- Etude sismique
- Vérification des éléments de la toiture
- Calcul des assemblages
- Etude de l'ossature
- Etude de l'infrastructure
- Vérification de la stabilité d'ensemble

I- Introduction :

Notre projet consiste en l'étude d'une salle de sport de forme rectangulaire avec ossature en béton armé et la toiture en charpente métallique de groupe d'usage (1B) selon le règlement (RPA99 V2003).

II- Etude du sol :

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

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 1,5bar$
- Profondeur minimal d'ancrage égale à 1,5m par rapport à la cote du terrain naturel.

III- Situation :

Notre projet sera implanté à Kherrata Wilaya de Bejaia. La zone d'implantation est classée selon le RPA99/version2003 comme zone IIa (moyenne sismicité).

IV- Caractéristiques :

IV.1- Architecture : la structure est constituée de :

- RDC latéral à la salle (annexes), à usage multiple (bureau, sanitaire, vestiaires etc.), dont la terrasse est inaccessible.
- Salle omnisports contreventée par portique auto-stable dont la toiture est en charpente Métallique.

IV.2- Géométrie : les dimensions géométriques de la salle sont :

- Longueur totale en plan 30,70m ;
- Largeur totale en plan 20,40m ;
- Longueur totale de la couverture 32,47m ;
- Largeur totale de la couverture 21,47m ;
- La hauteur totale 9,00m ;

Les dimensions géométriques des annexes sont :

- Hauteur RDC 3,5m ;
- Longueur du RDC en plan 20,40m ;
- Largeur du RDC en plan 7,50m.

On s'intéresse à l'étude de la salle polyvalente uniquement

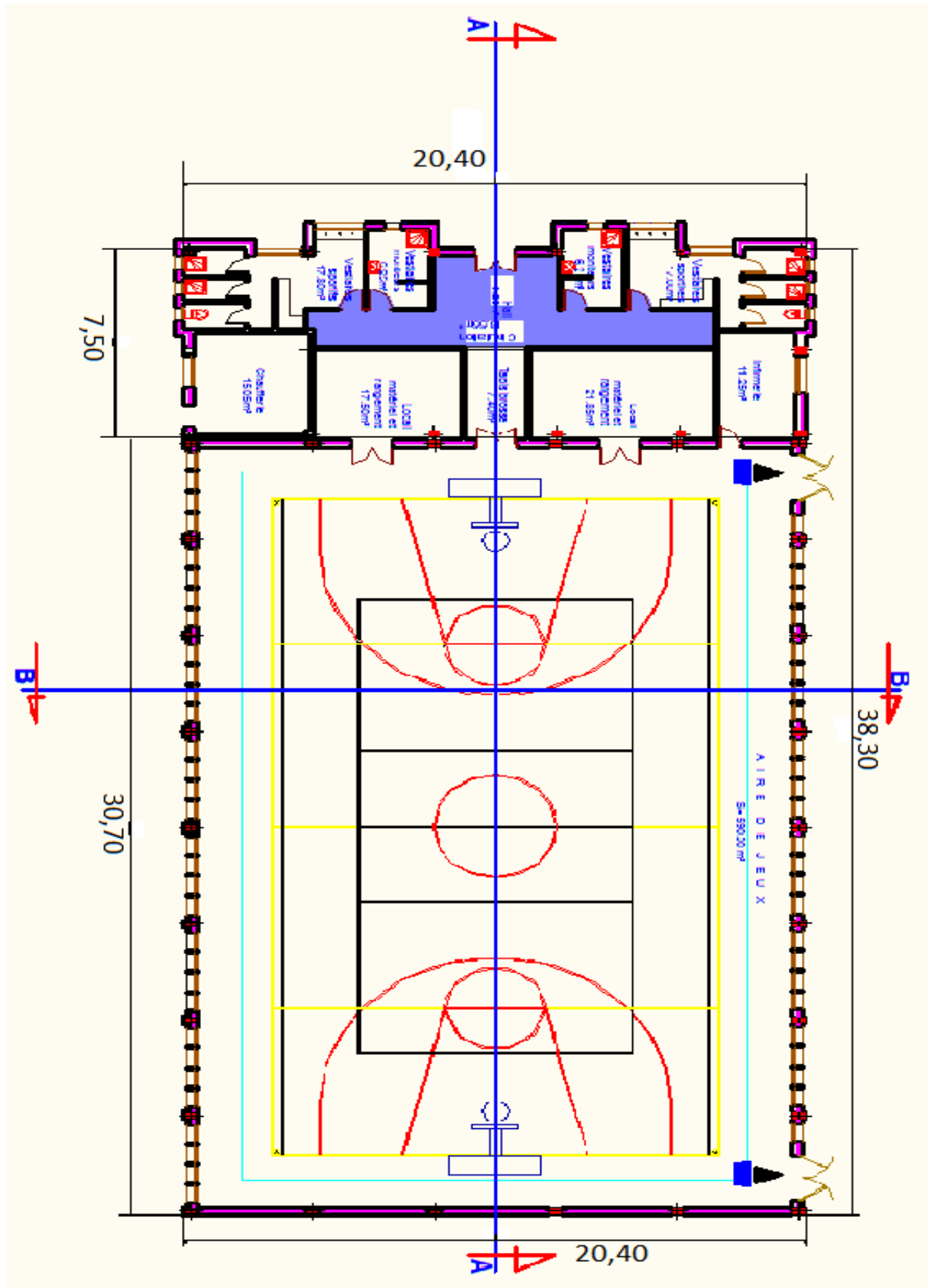


Figure I.1 : Vue en plan de la salle de sport

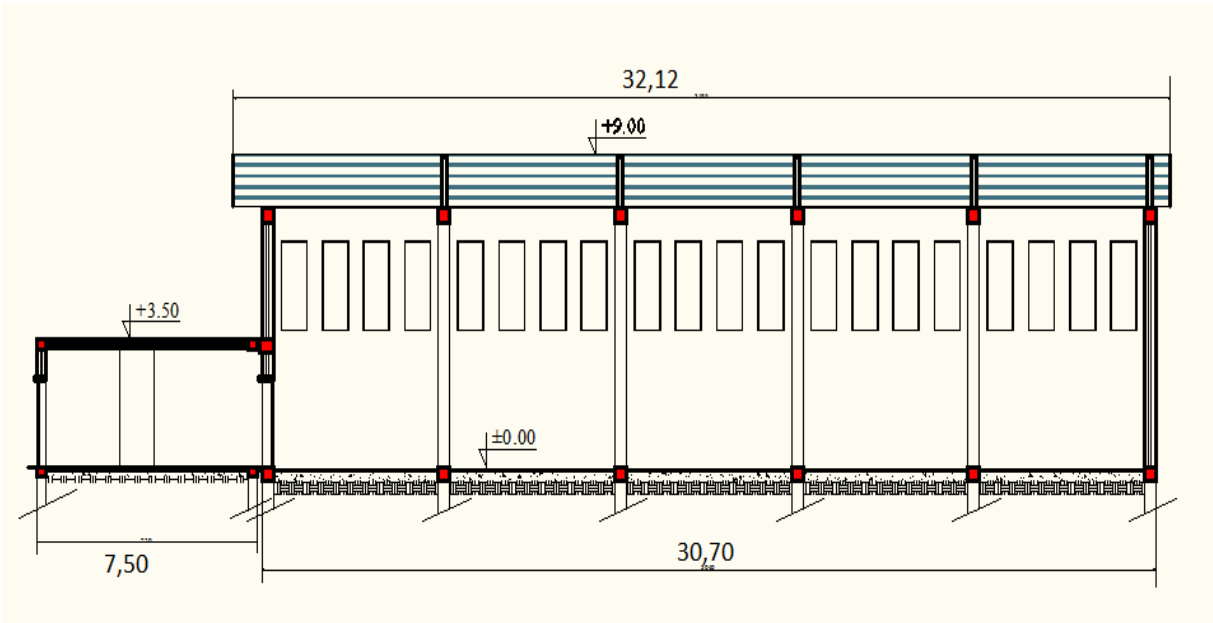


Figure I.2 : Coupe A-A

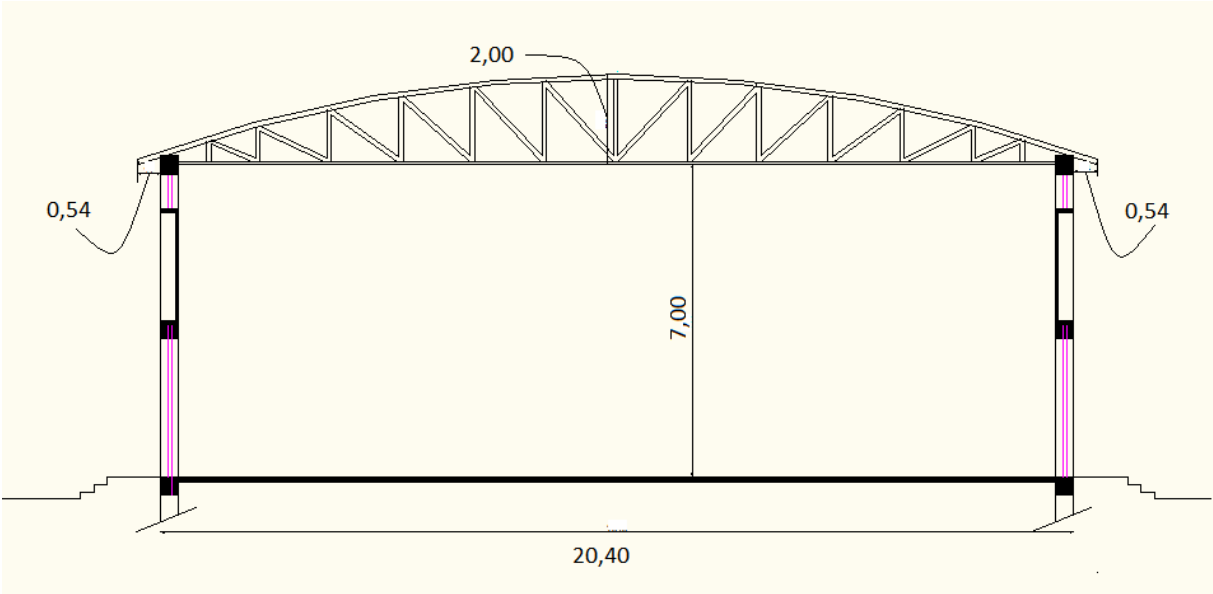


Figure I.3 : Coupe B-B

IV.3- Ossature et la stabilité de la structure:

L'ossature sera en portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide, car cette structure présente un aspect intéressant de point de vue :

- Economique ;
- Isolation thermique ;
- Isolation phonique.

La stabilité de la structure est assurée par une succession de portique en béton armée renforcée par des poutres de chainages.

V- La toiture

Généralement pour les salles de sports, le dégagement d'un espace à l'intérieure est une priorité pour le concepteur, se qui nous conduit a l'utilisation d'une toiture en charpente métallique, qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importantes sont :

- Les poteaux intérieurs sont éliminés, permettant un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit ;
- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte ;
- La facilité de montage d'une toiture en charpente métallique dans une structure plus espacé.

VI- Matériaux utilisés :

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

VI.1- L'acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%.

Outre le fer et 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.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des

aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle dans ce cas d'aciers alliés.

VI.1.1- Propriétés de l'acier :

VI.1.1.1-Propriétés des armatures de construction :

a) Résistance :

Les nuances d'aciers courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode (02et03). La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S235.

b) Ductilité :

La ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > \begin{cases} 1.08 & \text{Haute ductilité} \\ 1.05 & \text{ductilité normale} \end{cases}$ BAEL91

$$\begin{cases} f_u : \text{limite d'élasticité (MPa)} \\ f_y : \text{limite de résistance à la traction (MPa)} \end{cases}$$

- La déformation ultime doit être supérieure à 15 fois la déformation élastique

$$(\varepsilon_u \geq 20 * \varepsilon_y)$$

- A la rupture, l'allongement sur une longueur de $5,65\sqrt{A_0}$, soit supérieure à 15%, avec : A_0 est la section transversale initiale de l'élément considéré.

c) Propriétés mécaniques de l'acier :

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.

- Module d'élasticité transversal : $G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \approx 0,4 * E_a$

- Coefficient de Poisson : $\mu = 0,3$

- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 * 10^{-6}$

- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$

- Diagramme contrainte- déformation de l'acier :

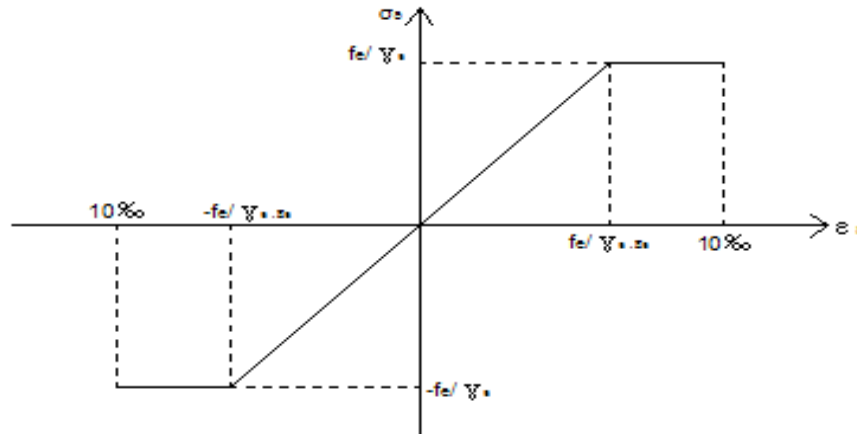


Figure I.4 : diagramme contrainte déformation de l'acier.

VI.1.1.2-Propriétés des profilés laminés :

a) Résistance :

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	t < 40 mm		40 mm < t < 100 mm	
	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	355	510	355	490

Tableau I.1 : Valeurs nominales de f_y et f_u (CCMA97, tableau 3.1)

b) Ductilité : (§ 3.2.2.3 CCMA97)

Les aciers de construction doivent satisfaire aux conditions supplémentaires suivantes :

- Le rapport f_u/f_y de la résistance à la traction minimale spécifiée f_u sur la résistance limite d'élasticité minimale spécifiée f_y doit être supérieur à 1,2.

- Le diagramme contrainte-déformation doit montrer que la déformation ultime ϵ correspondant à f_u représente au moins 15 fois la déformation élastique ϵ_y correspondant à f_y.

- L'allongement à la rupture sur une longueur entre repère de $5,65\sqrt{A_0}$ doit être supérieur à 15%, A_0 étant l'aire initiale de la section transversale.

On peut considérer que les nuances d'acier de la norme EN 10025 en général et celles indiquées au tableau 1, en particulier, satisfont à ces conditions.

c) Propriétés mécaniques de l'acier :

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversal : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 0,4 * E$
- Coefficient de Poisson : $\mu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 * 10^{-6}$
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$

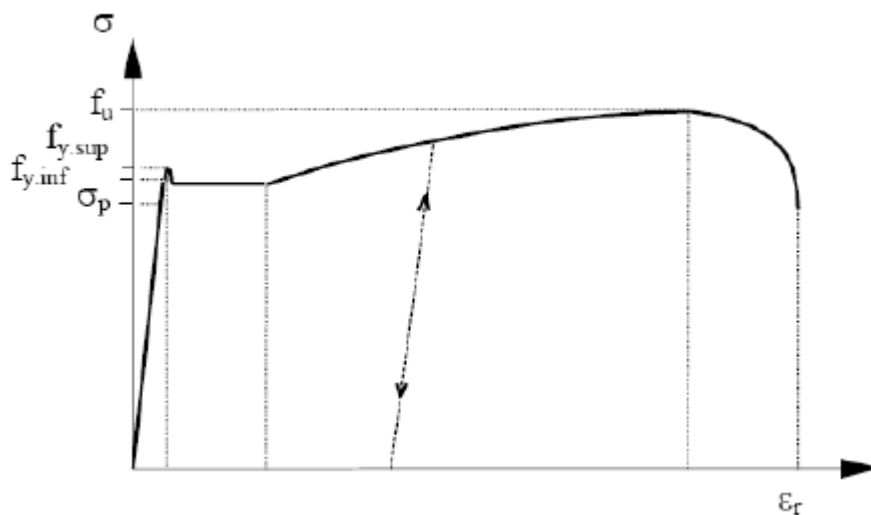


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)

VI.2- Couverture :

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués :

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

Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on site :

- Le parvapeur

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

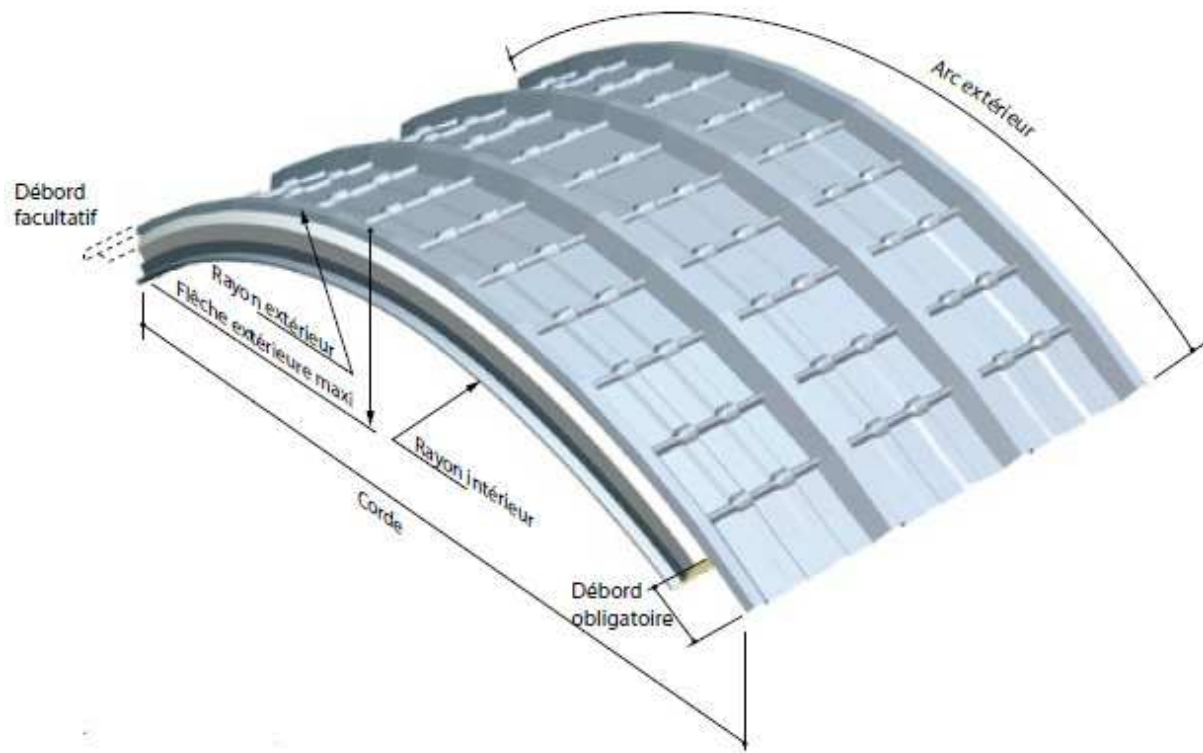


Figure I.6 : Panneau sandwich

VI.3- Le béton :

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

VI.3.1-Composition du béton :

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physique et mécanique dépendent de sa composition et des facteurs extérieurs, tel que la température, l'humidité, etc. Il est composé :

➤ **D'un liant hydraulique (ciment).**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité dépendant des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

➤ **Des granulats :**

- **Gravier :** constitués par des gains rocheux dont la grosseur avec des différents diamètres (3/8-8/15-15/25 et >25) mm.
- **Sable :** constitué par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

Ils doivent être durs, propre et non gélives. Ils sont obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

- D'eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant
- adjuvants : c'est des produits chimiques qu'on ajoute au mélange pour améliorer une qualité.

Qualités recherchées pour un bon béton :

- Résistance mécanique élevée (25-40 Mpa) ;
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier. – Bonne mise en œuvre (facile à couler) ;
- Bonne tenue dans le temps.

Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité du ciment et granulats ;
- Le dosage (quantité) ;
- Un bon mélange (homogénéité).

VI.3.2- Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

a) Masse volumique :

- La masse volumique d'un béton à granulats courants (normal) → 2200 ÷ 2400 kg/m³ ;
- La masse volumique d'un béton à granulats légers → 700 ÷ 1500 kg/m³ ;
- La masse volumique d'un béton à granulats lourds → 3500 ÷ 4000 kg/m³ ;
- La masse volumique du béton armé → 2500 kg/m³

b) Retrait :

Le béton après sa confection contient un excès d'eau. Si la pièce en béton durcit dans une atmosphère non saturée en humidité, l'eau en excès va disparaître peu à peu, à la fois par évaporation et avec combinaison avec le ciment. Son départ s'accompagne d'une diminution de volume que l'on appelle le retrait.

c) Fluage :

Le fluage est le phénomène physique qui provoque la déformation irréversible d'un matériau soumis à une contrainte constante (noté σ_0) pendant une durée infinie. Il est fonction notamment des caractéristiques du béton, de son âge lors du chargement et de l'épaisseur de l'élément.

- Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (f_{c28}), et que l'on nomme résistance caractéristique à la compression.

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \quad j < 28 \text{ jours} \quad \text{BAEL91 (A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 28 \text{ jours}$$

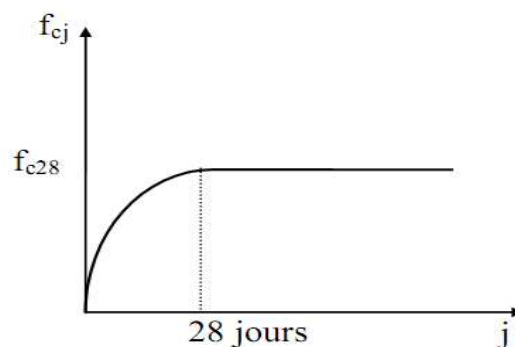


Figure I.7 : résistance du béton à la compression

- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (f_{tj}), est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ (MPa)

VI.3.3- Déformation du béton :

a) Déformation longitudinale :

- Module de déformation instantané $\Rightarrow E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$ (MPa); dû aux contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.
- Module de déformation différée $\Rightarrow E_{vj} = E_{ij}^{1/3} = 3700 f_{cj}^{1/3}$ (MPa); dû aux sollicitations de longue durée d'application.

f_{cj} (MPa)	25	30	40	50	60
E_{ij} (MPa)	32160	34180	37620	40520	43060
E_{vj} (MPa)	10820	11500	12650	13630	14490

Tableau I.2 : les valeurs E_{ij} et E_{vj} en fonction de f_{cj}

b) Coefficient de Poisson :

- Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de Poisson est pris égal à 0.
- Pour le calcul des déformations, il est pris égal à 0,2.

Diagramme contrainte /déformation de calcul :

ELS :

E_b : module de déformation du béton

E_s : module de déformation de l'acier

Le rapport E_s/E_b est appelé

Coefficient d'équivalence : $n = 15$.

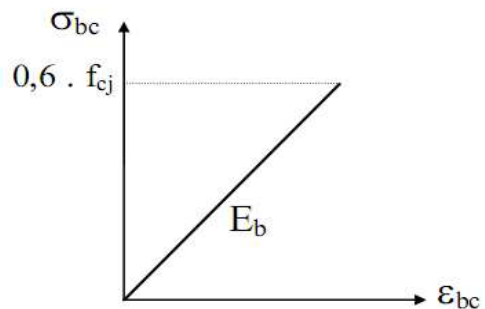


Figure I.8 : diagramme $\sigma - \epsilon$ du béton a l'ELS

ELU :

$$0 \leq \epsilon_{bc} < 2 \quad 0 \leq \sigma_{bc} \leq f_{bu}$$

$$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \quad \sigma_{bc} = f_{bu}$$

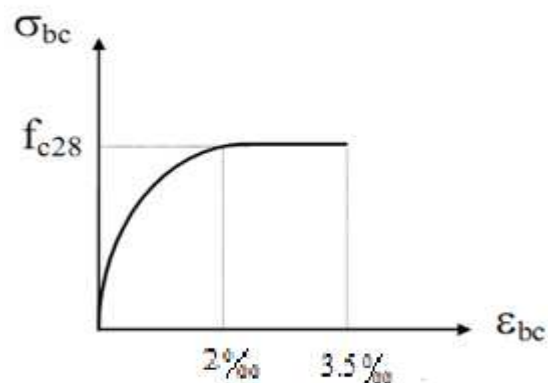


Figure I.9 : Diagramme $\sigma - \epsilon$ du béton a l'ELU-

VI.3.4- Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites:**VI.3.4.1- Hypothèses a l'ELU :**

1. Conservation des sections planes (diagramme linéaire de déformations).
2. Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
3. La résistance du béton à la traction est négligée.
4. Le raccourcissement ultime du béton (ε_{bc}) est limité à (3.5‰) en flexion et à (2‰) en compression simple (centré).
5. L'allongement ultime des aciers (ε_p) est limité à (10‰).
6. Le diagramme de déformation d'une section à l'état limite ultime de résistance représenté par une droite doit obligatoirement passé par l'un des pivots A, B et C : c'est la règle des 3 pivots.

Cette règle se fixe comme objectif pour utiliser au mieux le béton et l'acier.

VI.3.4.2- Hypothèse a l'ELS :

1. Conservation des sections planes.
2. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations
c.à.d. $\sigma_{bc} = \varepsilon_{bc} E_{bc}$ pour le béton
 $\sigma_s = \varepsilon_s E_s$ pour l'acier
3. La résistance à la traction du béton est négligée.
4. Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligée.
5. Par convention, le coefficient d'équivalence acier-béton $n = \frac{E_s}{E_{bc}} = 15$

VII- Règlements utilises :

Pour l'étude de cette ouvrage, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- **RNV A99** : l'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 1999.
- **CCM97, Eurocode 3** : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM97 et Eurocode 3.
- **RPA 99 V2003** : l'étude séismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA2003 V2003.
- **DTR B.C.2.2** : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **B.A.E.L91** : béton arme aux états limites.

I. Introduction :

Souvent l'effet du vent sur les structures métallique est plus prépondérant, il faut une étude approfondie et bien détaillée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions.

II. Etude au vent :

Le règlement (DTR : RNV A99) sert pour la détermination les différentes actions du vent sur l'ensemble de la structure.

Les pressions exercées par le vent sur les surfaces sont déterminées par de nombreux facteurs :

- De la région
- Du site d'implantation
- De la hauteur de la structure
- La forme de la toiture
- La forme géométrique de l'ouvrage.

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas sont envisagés et à prendre en compte :

- ✓ Vent sur long pan avec surpression intérieure.
- ✓ Vent sur long pan avec dépression intérieure.
- ✓ Vent sur pignon avec surpression intérieure.
- ✓ Vent sur pignon avec dépression intérieure.
- ✓ Vent sur plan de la couverture.

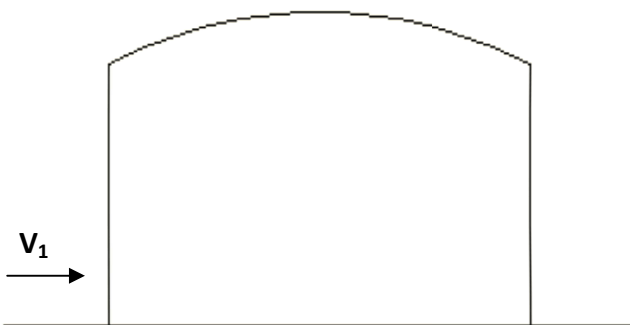


Figure. II-1 : Vent sur long pan

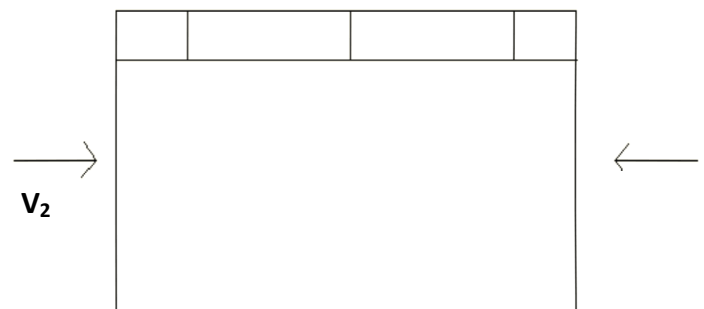


Figure. II.2 : Vent sur pignon

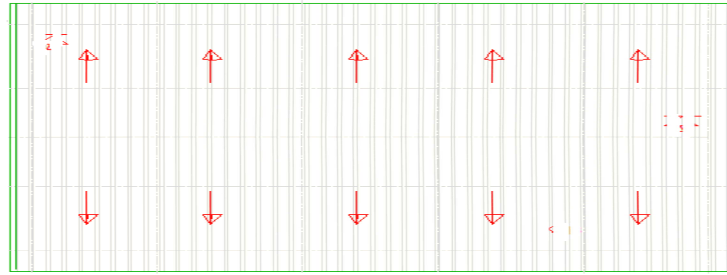


Figure. II.3 : Vent sur plan de la couverture

II.1- Les coefficients de calcul :

II.1.1- Effet de la région ($q_{réf}$)

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

Pour notre bâtiment qui est une structure implanté dans une zone (I), dont la pression de référence est : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$ donnée par le tableau 2.3 (chap. II RNV A99).

II.1.2- Effet de site ($K_T, Z_0, Z_{min}, \epsilon$) :

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

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{le facteur du terrain} \Rightarrow K_t = 0.22 \\ \text{le parametre de rugosité} \Rightarrow Z_0 = 0.3\text{m} \\ \text{la hauteur minimale} \Rightarrow Z_{min} = 8\text{m} \\ \text{le coefficient} \Rightarrow \epsilon = 0.37 \end{array} \right. \quad (\text{tableau 2.4 chap II RNV A99})$$

II.1.3- Coefficient topographique (C_t) :

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

Les types de sites et les valeurs de $C_t(z)$ sont donnés dans le tableau 2.5 (chap. II RNV A99). On prend un site plat, d'où le coefficient topographique est : $C_t(z) = 1$

II.1.4- Coefficient dynamique (C_d) :

Le coefficient dynamique C_d est calculé pour tenir compte des effets d'amplification dus aux turbulences. Sa valeur est tirée à partir d'abaques données par les figures 3.1 à 3.7 (chap III RNV A99) correspondant à des bâtiments ou cheminées de moins de 200 m de hauteur. Et pour d'autres

types de constructions (structure en treillis par exemple), il convient d'utiliser les formules de l'annexe 4 du RNV A99.

Pour notre ouvrage qui est un bâtiment avec l'ossature en béton armée et la toiture en charpente métallique, la valeur du coefficient dynamique C_d est donné par la figure 3.3 (chap III RNV A99) en fonction de la structure et du sens du vent. Notre structure (la salle sportive) a une hauteur qui avoisine les 9m, et selon la direction du vent on tire les valeurs suivantes :

Notre salle est de hauteur de 9m qui n'existe pas dans l'abaque de la figure 3.2 chap. III de RNV A99, on prend $h=10m$ pour toutes les directions.

a) Toiture :

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V_1	10	32.12	0.91
V_2	10	21.47	0.94

Tableau II.1 : Les valeurs de C_d pour la toiture

b) Les parois :

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V_1	10	30.70	0.92
V_2	10	20.40	0.94

Tableau II.2 : Les valeurs de C_d pour les parois

II.1-5 Détermination de la pression dynamique (q_{dyn}) :

La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple de la structure en « n » éléments de surface « j » horizontaux de hauteur h_j .

La salle a une hauteur inférieure à 10m, donc elle doit être considérée comme un tout (un seul élément « j »).

Notre structure est permanente, donc la formule de la pression dynamique est :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j) \quad \text{N/m}^2$$

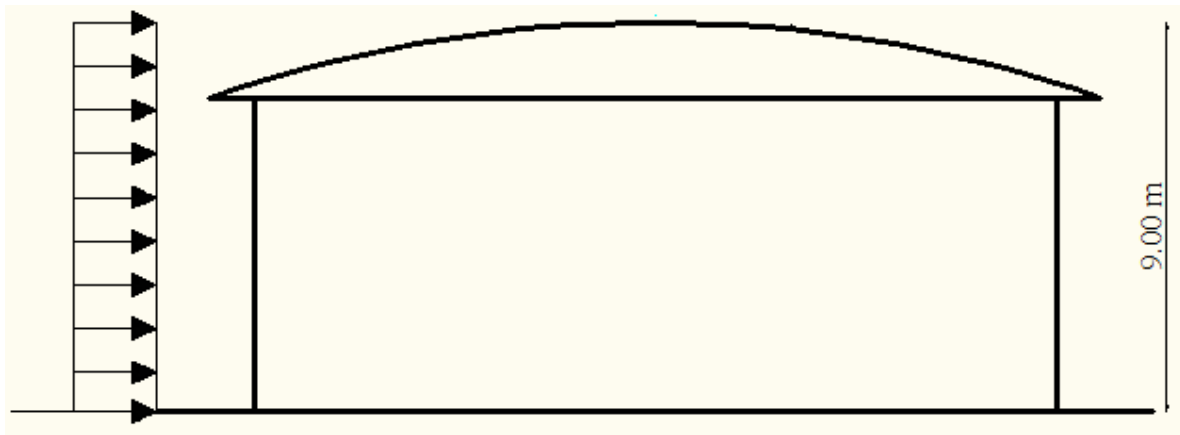


Figure II.4 : Répartition de la pression dynamique sur la salle

II.1-6 Calcul de coefficient d'exposition (C_e) :

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

Dans notre cas, la structure est peu sensible aux excitations car $C_d = 0.94 < 1.2$

$$C_e = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \quad \text{chap II RNV A99 Art 3.3}$$

II.1.6.1- Coefficient de rugosité :

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

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \rightarrow \text{pour } Z_{\min} < Z < 200m \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \rightarrow \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases} \quad \text{chap II RNV A99 Art 4.2}$$

Avec :

Z_0 : le paramètre de rugosité.

Z_{\min} : la hauteur minimale.

Dans notre cas :

$$Z = 9m > Z_{\min} = 8m$$

II.1.6.2- Détermination de C_r et C_e :

	Z(m)	C_r	C_e
Parois	7	0.722	1.633
Toiture	9	0.748	1.711

Tableau II.3 : Les valeurs de C_r et C_e **Tableau donnant les valeurs de la pression dynamique :**

	Z(m)	C_e	q_{dyn} (N/m ²)
Parois	7	1.633	612.375
Toiture	9	1.711	641.625

Tableau II.4 : Les valeurs de la pression dynamique**II.2- Calcul de q_j selon les différentes directions de vent :****II.2.1- Direction de vent V_1 (long pan) :****a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :****➤ Paroi verticale**

On se réfère au paragraphe 1.1.1.2 du chapitre 5 à la figure (5-1) du RNVA99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe} , pour chaque direction du vent considérée.

Dans notre cas on a :

$$b=30.70\text{m}$$

$$d=20.40\text{m}$$

$$h=7.36\text{m}$$

$$e=\min(30.70 ; 2 \times 7)=14\text{m} \quad e < d$$

$$e/5 = 2.8\text{m}$$

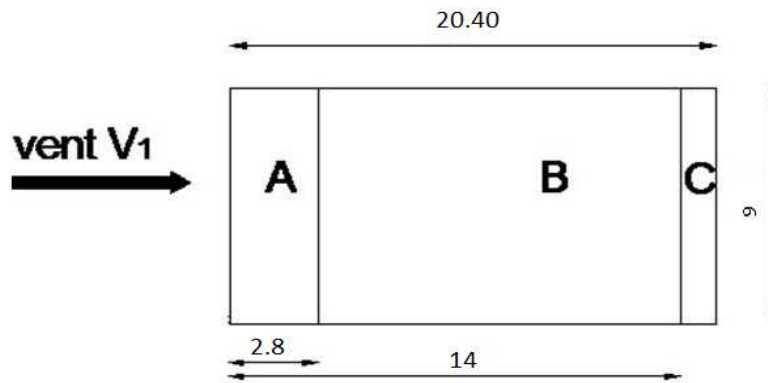


Figure II.5 : Vue en élévation cas de vent V1

b) Les coefficients de pression :

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

Les surfaces des parois sont $> 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe, 10}$ (paragraphe 1, 1, 1,2 chap. 5, du RNV A99)

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

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

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

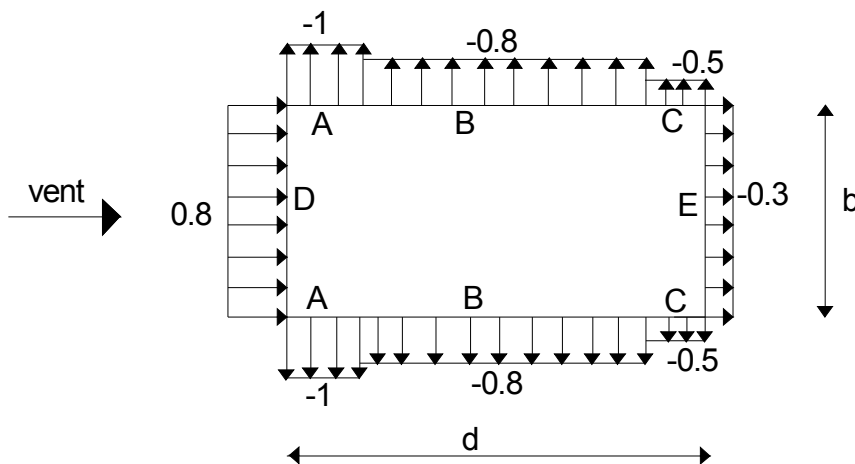


Figure. II.6 : Légende pour les parois verticales

- Pour la toiture

On a une toiture sous forme d'une voute (en arc), avec l'auvent dans les deux cotés, pour déterminer les coefficients de pression on se réfère a la figure 5.8.c chap. 5 du RNV A99.

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci dessous.

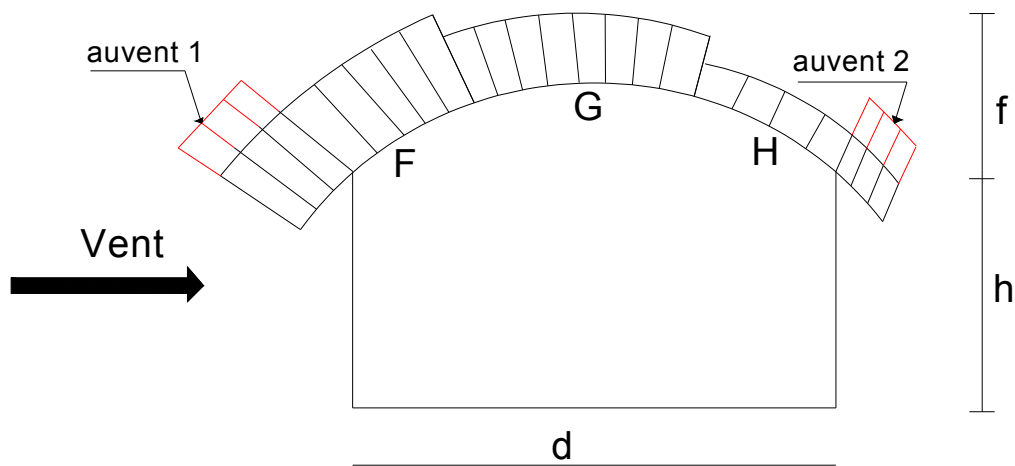


Figure II.7 : Légende pour la toiture

h : hauteur de la paroi verticale (h=7m)

f : naissance de la voute (f=2m)

d : la largeur de la salle (d=20.40m)

$h/d=0.343$ $f/d=0,098$

On a $0 < h/d < 0.5$

C_{pe} , s'obtient par l'interpolation linéaire.

Zones	Auvent 1	F	G	H	Auvent 2
C_{pe}	0.95	0.15	-0.8	-0.45	-0.75

Tableau II.6 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

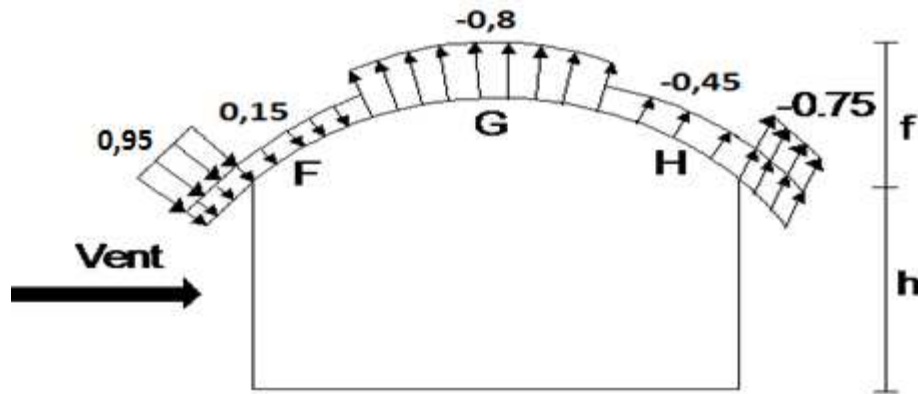


Fig. II.8 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

c) Coefficient de pression intérieure :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné par la figure 5.15 du RNV A99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

$$\text{Avec } \mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

On a un bâtiment sans cloisons intérieur, donc C_{pi} est compris entre (0,8) et (-0,5) (§ 2, 2,1 chap. 5 du RNV A99)

d) Calcul des surfaces :

- **Façade principale :**

$$S = (4 \times 0,70 \times 2,4 \times 3) = 20,16 \text{ m}^2$$

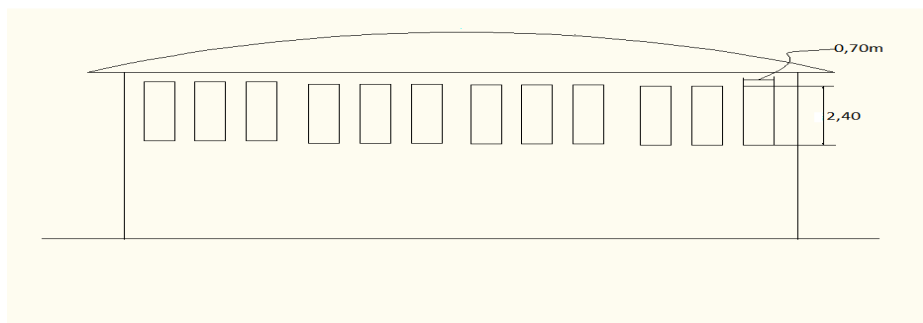


Figure II.9 : Surfaces des ouvertures sur la façade principale

- **façade secondaire :**

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

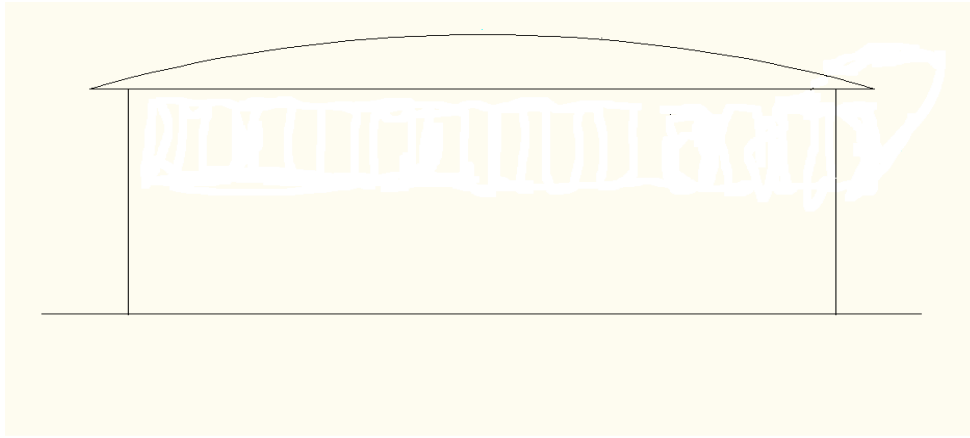


Figure II.10 : Surfaces des ouvertures sur la façade secondaire

Façade latérale gauche

$$S = (4 \times 0.7 \times 2.4 \times 8) + (2 \times 1.8 \times 2.5) = 62.76\text{m}^2$$

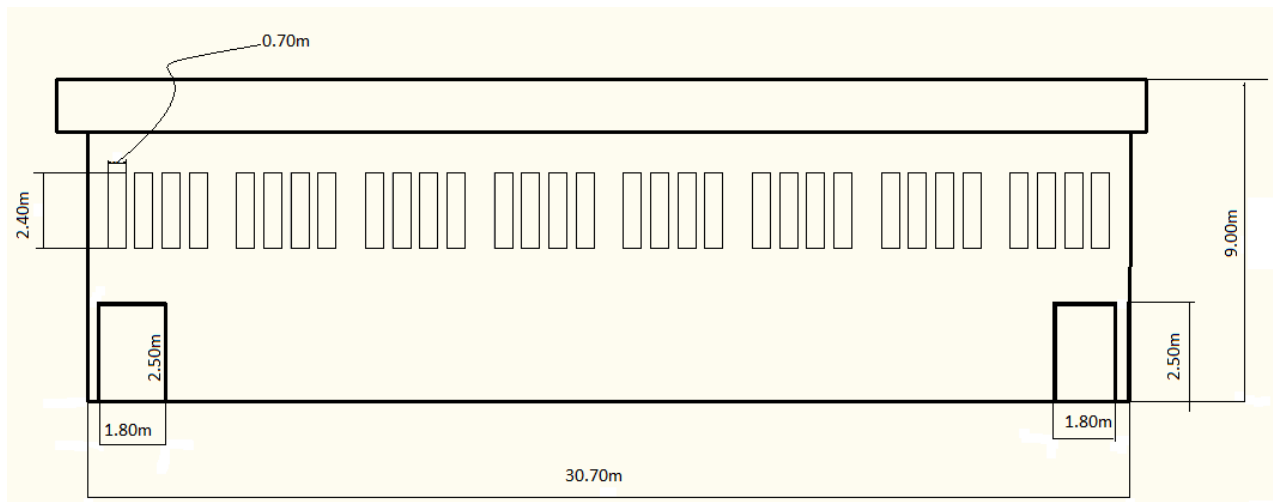


Figure II.11 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale gauche

Façade latérale droite

$$S = (4 \times 0.7 \times 2.4 \times 8) = 53.56\text{m}^2$$

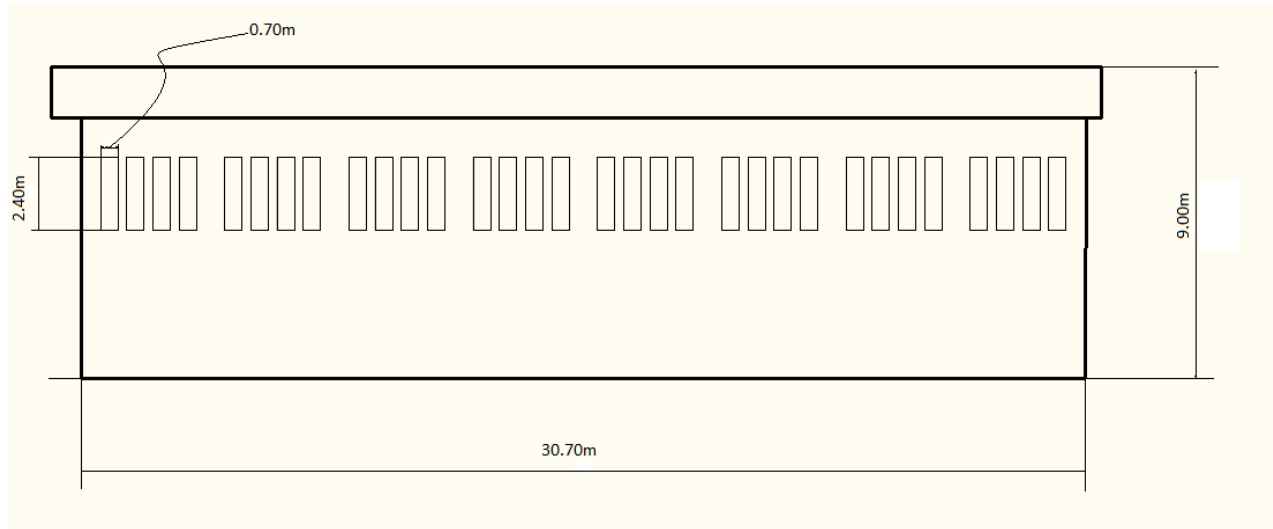


Figure II.12 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale droite

- Les portes ouvertes

$$\mu_p = 1 \quad C_{pi} = -0.5$$

Les pressions q_j sont calculées à laide de la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot W_j$$

$$W_j = q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

- La toiture

Dépression intérieur $C_{pi} = -0,5$

Zones	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m)$
Auvent 1	0.91	641.625	+0.95	-0,5	1,45	930,356	846,624
F	0.91	641.625	+0.15	-0,5	0,65	417,056	379,521
G	0.91	641.625	-0.8	-0,5	-0,3	-192,488	-175,164
H	0.91	641.625	-0.45	-0,5	0,05	32,081	29,194
Auvent 2	0.91	641.625	-0.75	-0,5	-0,25	-160,406	-145,97

Tableau II.7 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi} = -0,5$

- Portes fermées

$$\mu_p = 0 \quad C_{pi} = + 0.8$$

- **La toiture :**
- surpression intérieure $C_{pi} = 0,8$

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j (N/m ²)	q_j (N/m)
Auvent 1	0.91	641.625	+0.95	+0.8	+0.15	96,244	87,582
F	0.91	641.625	+0.15	+0.8	-0.65	-417,056	-379,521
G	0.91	641.625	-0.8	+0.8	-1.6	-1026,6	-934,206
H	0.91	641.625	-0.45	+0.8	-1.25	-802,031	-729,848
Auvent 2	0.91	641.625	-0.75	+0.8	-1.55	-994.519	-905,012

Tableau II.8 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$.

e) Calcul de force de frottement :

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

Avec : **d** est dimension de la construction parallèle au vent

b est la dimension de la construction perpendiculaire au vent

h est la hauteur de la construction

La force de frottement est donné par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

j : élément de surface parallèle à la direction du vent

z_j : hauteur du centre de l'élément j (m)

q_{dyn} : pression dynamique du vent (N/m²)

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j (m²)

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j (tableau 2.1 chap II RNV A99)

$C_{fr,parois} = 0.01$ (béton lisse).

$C_{fr,toiture} = 0.01$ (ondulations perpendiculaires au vent).

Le tableau suivant donne les valeurs de la force de frottement pour les parois et la toiture :

Direction de vent	Paroi			toiture		
	d/b	d/h	F_{fr}	d/b	d/h	F_{fr}
V1	0.664	2.914	0	0.668	2.385	0

Tableau II.9 : Valeurs de la force de frottement

II.2-2- Direction de vent V₂ : (pignon) :

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

- **Paroi verticale :**

$b=20.40\text{ m}$ $d=30.70\text{ m}$ $h=7\text{ m}$ $e=\min(20.40 ; 2 \times 7)=14\text{ m}$

$e < d$ $e/5 = 2.8\text{ m}$

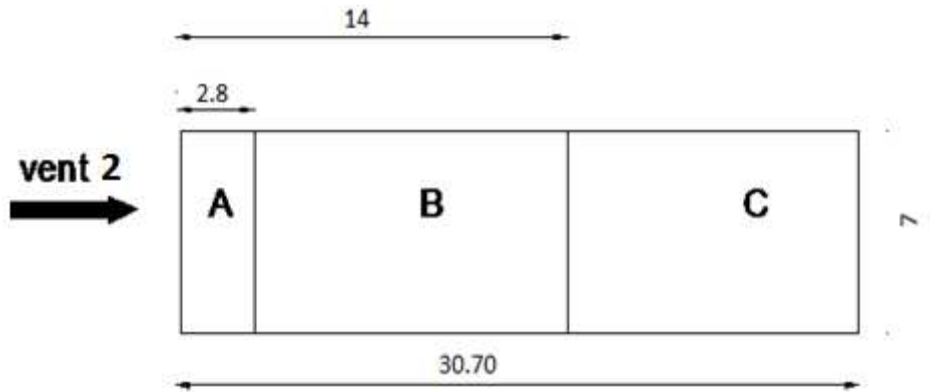


Figure II.13 : Vue en élévation cas de V2

$C_{pe} = C_{pe,10}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

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

Tableau II.10 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale

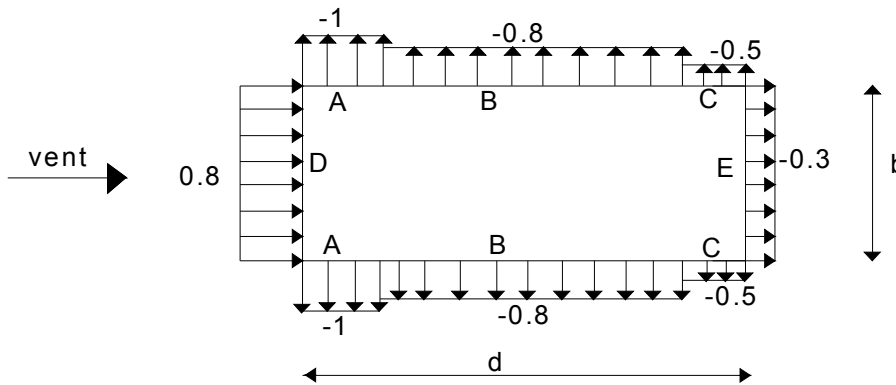


Figure II.14 : Légende pour les parois verticales

- **La toiture**

Pour un vent parallèle au génératrice on adopte pour C_{pe} la valeur correspondant à une toiture à deux versants pour $\theta=90^\circ$, on prenant pour α (en degré) l'angle entre l'horizontale et la corde reliant la naissance de la voute et son sommet.

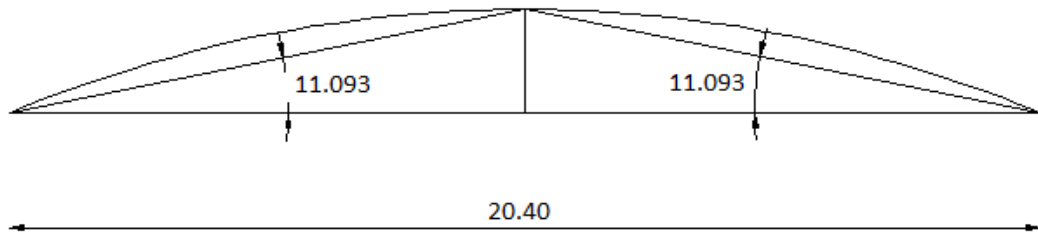


Figure II.15 : Représentation des pentes.

On a: $b = 21.47 \text{ m}$ $h = 9 \text{ m}$ $e = \min(b; 2h) = 18 \text{ m}$
 $e/2 = 9 \text{ m}$ $e/4 = 4.5 \text{ m}$ $e/10 = 1.8 \text{ m}$

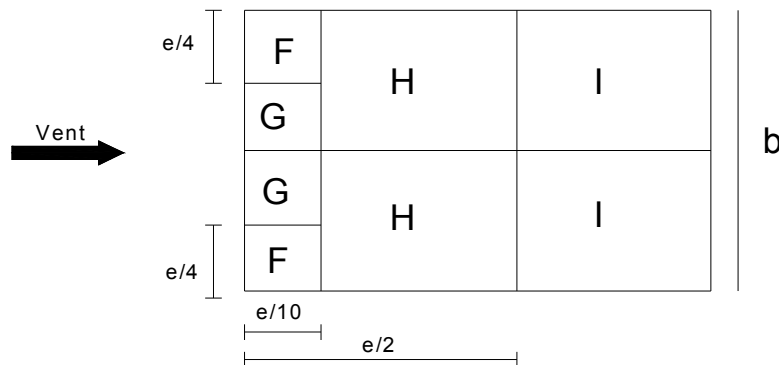


Figure II.16 : Légende pour les toitures à deux versants.

La valeur de $\alpha = 11.093^\circ$ n'existe pas dans le tableau 5.4 RNVA99, les valeurs de C_{pe} s'obtient par interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes a $\alpha = 5^\circ$ et celles de $\alpha = 15^\circ$.

NB:

On a : $S_F = 8,1 \text{ m}^2$, $1 \text{ m}^2 < S_F < 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \text{Log}_{10}(S)$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants a ces zones sont données sur le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.36	-1.3	-0.7	-0.5

Tableau II.11 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

b) Coefficient de pression intérieure :

- **Les portes ouvertes**

$\mu_p = 1$ $C_{pi} = -0.5$

- **Toiture :**

Dépression intérieur $C_{pi} = -0.5$

Zones	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	W _j (N/m ²)	q _j (N/m ²)
F	0.94	641.625	-1.36	-0,5	-0,86	-551,798	-518,69
G	0.94	641.625	-1.3	-0,5	-0,8	-513,3	-482,502
H	0.94	641.625	-0.7	-0,5	-0,2	-128,325	-120,626
I	0.94	641.625	-0.5	-0,5	0	0	0

Tableau II.12 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec C_{pi}=-0,5.

- **Portes fermées**

$$\mu_p = 0 \quad C_{pi} = 0.8$$

Surpression intérieur avec C_{pi} = +0.8

Zones	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	W _j (N/m ²)	q _j (N/m ²)
F	0.94	641.625	-1.36	+0.8	-2.16	-1385,91	-1302,755
G	0.94	641.625	-1.3	+0.8	-2.1	-1347,413	-1266,568
H	0.94	641.625	-0.7	+0.8	-1.5	-962,438	-904,691
I	0.94	641.625	-0.5	+0.8	-1.3	-834,113	-784,066

Tableau II.13 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec C_{pi}=+0.8.

c) Calcul de force de frottement :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

S_{fr,toiture} = longueur de l'arc AB *d (tableau 2.2 .chap. II .RNVA99).

$$S_{fr,toiture} = 22.02 \times 32.12 = 707.28 \text{ m}^2$$

$$S_{fr,paroi} = 7 \times 30.70 \times 2 = 429.8 \text{ m}^2$$

C_{fr,parois} = 0.01 (béton lisse).

C_{fr,toiture} = 0.04 (ondulations perpendiculaires au vent).

$$F_{fr,toiture} = 641.625 \times 0.04 \times 707.28 = 18.1523 \text{ KN.}$$

$$F_{fr,paroi} = 612.375 \times 0.01 \times 429.8 = 2.6319 \text{ KN.}$$

Direction de vent	Paroi			Toiture		
	d/b	d/h	F _{fr} (KN)	d/b	d/h	F _{fr} (KN)
V2	1.504	4.385	2.6319	1.496	3.568	18.1523

Tableau II.14 : valeurs de la force de frottement.

II.3- Actions d'ensemble sur la structure :

II.3.1- Vent sur long pan (sens V1) :

a) Dépression intérieure $C_{pi} = -0,5$:

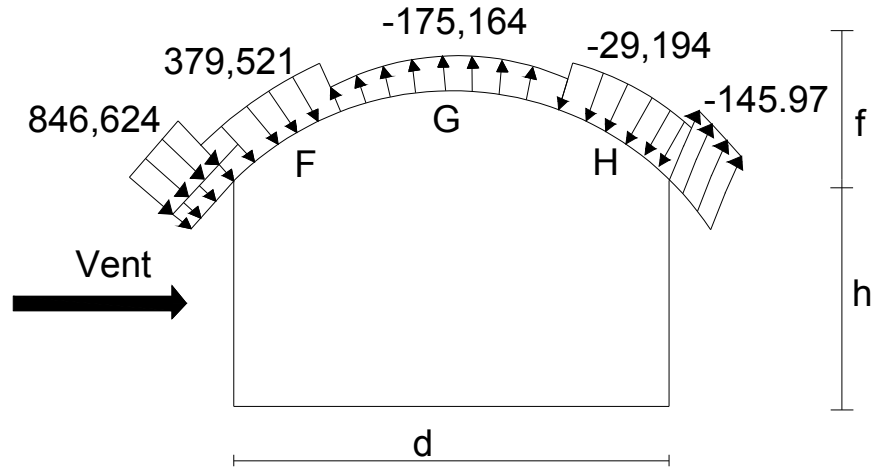


Figure II.17 : Pression sur les zones F G H et l'auvent 1 et 2

b) Surpression intérieure $C_{pi} = 0,8$:

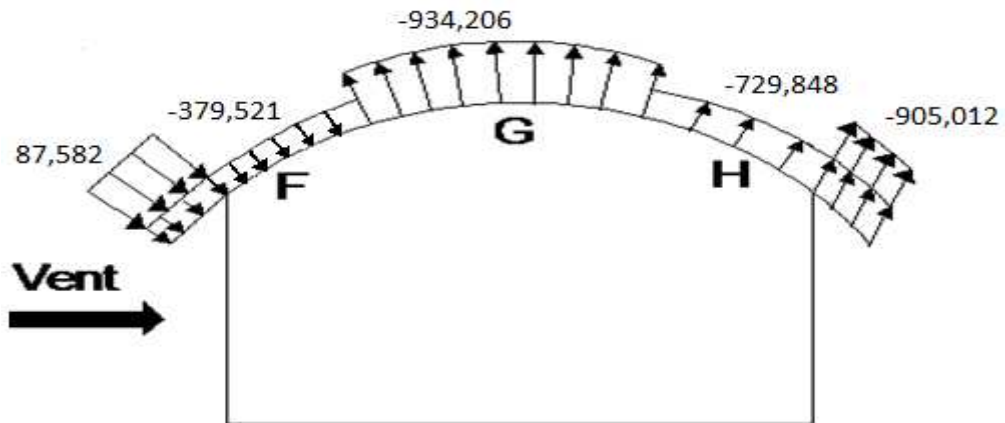


Figure II.18 : Surpression sur les zones F G H et l'auvent 1 et 2

II.3.2- Vent sur long pan (sens V2) :

a) Dépression intérieure C_{pi}= -0,5 :

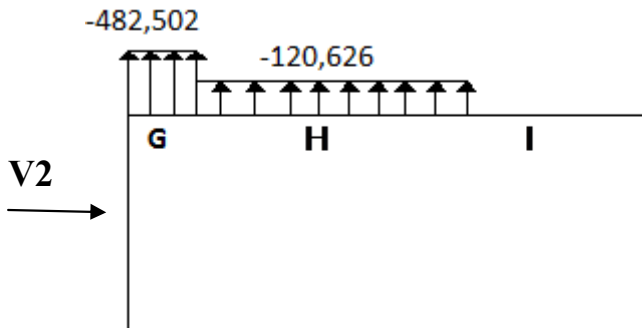


Figure II.19 : Pression sur les zones G H I

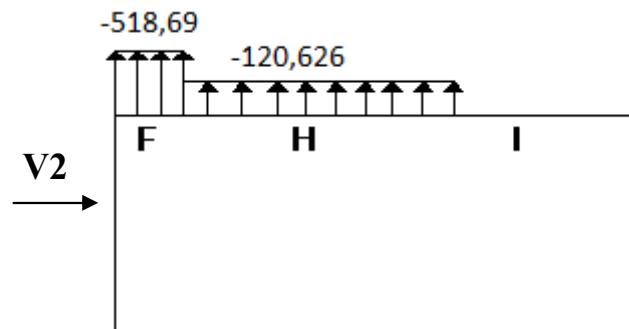


Figure II.20 : Pression sur les zones F H I

b) Surpression intérieure C_{pi}=0.8 :

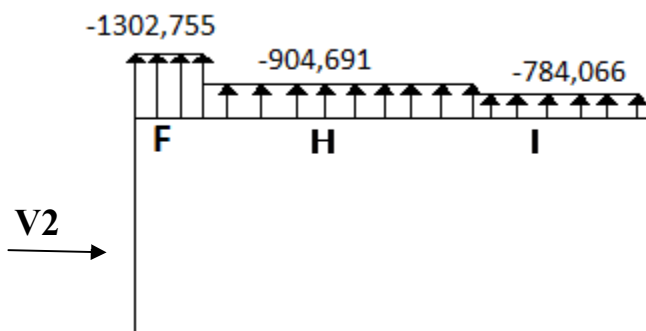


Figure II.21 : Surpression sur les zones F H I

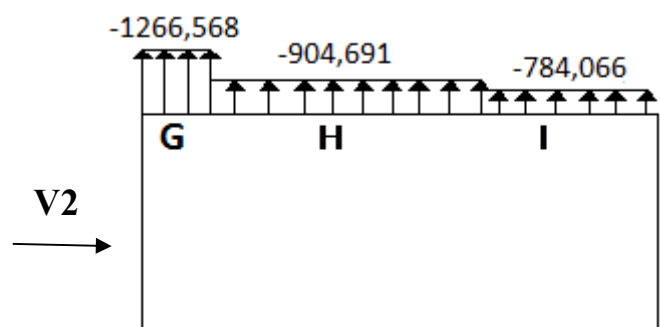


Figure II.22 : Surpression sur les zones G H I

III- Action de la neige :

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

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

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{KN/m}^2) \quad (3.3.1 \text{ P16 RNVA99})$$

S_k (en KN /m²): est la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNVA 99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

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

III.1- Calcul de la charge de neige sur le sol :

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

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

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

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

Pour notre site : l'altitude H = 400 m.

Donc $S_k = 0.43 \text{ KN/m}^2$.

III.3-2 Neige sur la toiture :

Dans notre projet la toiture a une forme d'une voute qui à la même pente pour les deux cotés, le calcul des coefficients de forme se fait comme suite :

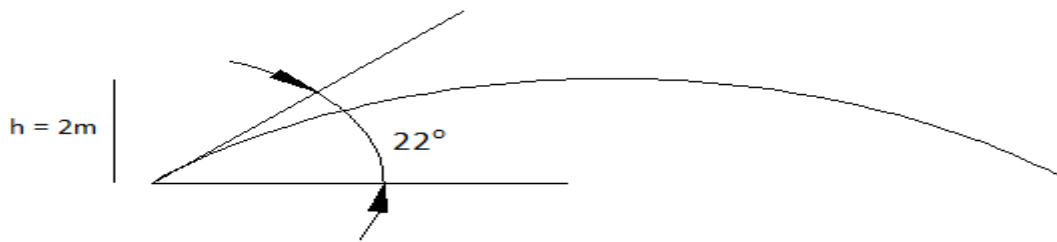


Figure II.23 : Représentation du versant de la toiture.

On a $\beta = 22^\circ < 60^\circ$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = 0.2 + 10 \cdot h / l$$

h : est la naissance de voute (h= 2m)

l : est la longueur total de la toiture (l= 32.12m)

$$\mu_2 = 0.2 + 10 \cdot 2 / 32.12 = 0.822$$

$$\mu_3 = 0.5 \mu_2 = 0.411$$

Donc :

$$S_1 = \mu_1 \cdot S_K = 0,344 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_2 = \mu_2 \cdot S_K = 0,353 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_3 = \mu_3 \cdot S_K = 0,176 \text{ KN/m}^2.$$

La charge de la neige à retenir est : $S = 0,353 \text{ KN/m}^2$

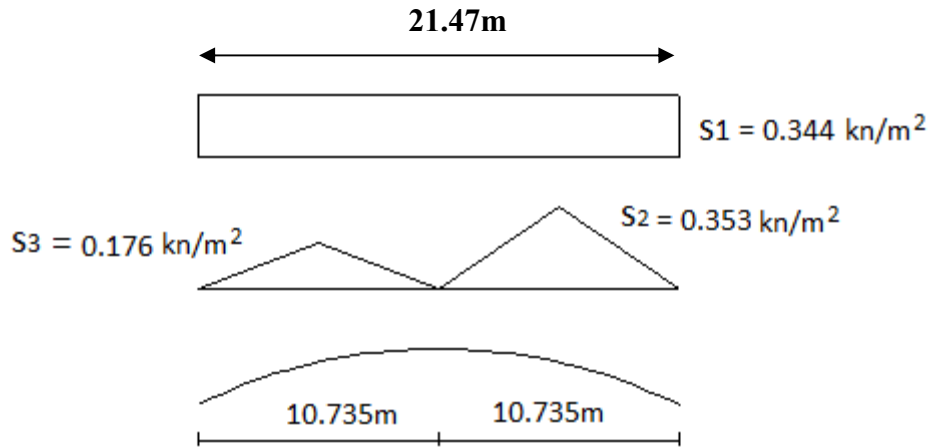


Figure II.24 : Chargement de la neige sur la toiture

I. Etude de la couverture :

La couverture sera réalisé par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constituées :

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

- **Les charges descendantes :**

-la charge de la neige : $S_{max} = 0,353 \text{ KN}/\text{m}^2$

-la charge due au vent : Surpression $W_{max} = 130,27 \text{ dN}/\text{m}^2$ (**Zone F**)

Dépression $W_{max} = 84,66 \text{ dN}/\text{m}^2$

La plus défavorable est la charge due au vent .

d'après l'annexe (1)

Soit :

- L'épaisseur de l'isolant 50mm
- L'épaisseur des tôles en acier externe =0,63mm et interne =0,5mm
- Espacement entre les pannes $\leq 2,5\text{m}$ Soit $e = 2,1\text{m}$

I.1 Calcul du poids propre

Tôles : $7850 \times (0,0005 + 0,00063) = 8,05 \text{ kg}/\text{m}^2$

Isolant : $40 \times 0,05 = 2 \text{ kg}/\text{m}^2$

Poids propre du panneau : $2 + 8,05 = 10,05 \text{ kg}/\text{m}^2$

II-Calcul des pannes :**II-1. Définition :**

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

Elles sont réalisées en profilé (I, [) ou en treillis pour les portées > 6 m.

On utilisera des profilés en I laminés a chaud.

Dans notre structure, on a deux types de pannes à étudier ;

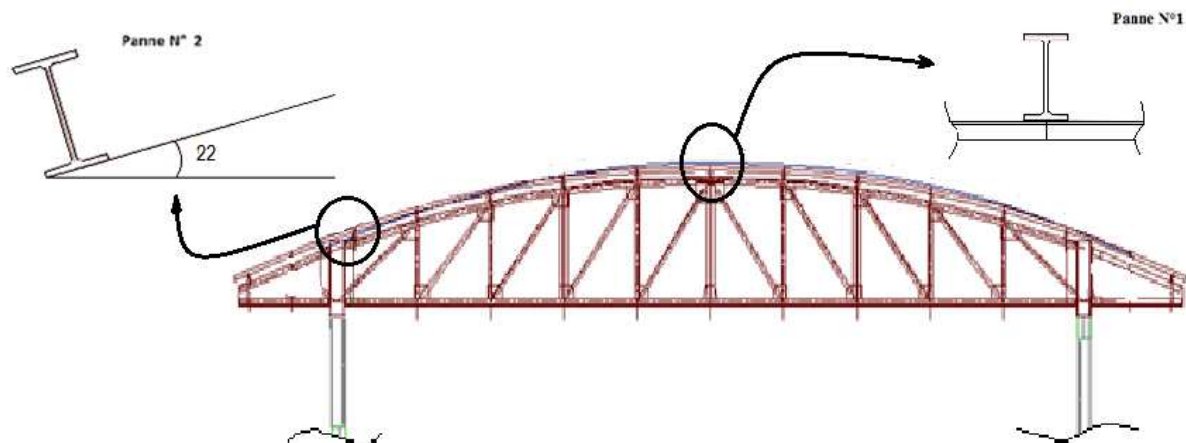


Figure III.1 : Type de panne

Donc ; sa sera une flexion simple pour la panne N°1, flexion déviée pour la panne N° 2, le dimensionnement se fera suivant la plus défavorable, afin d'uniformiser et faciliter la réalisation.

II.2- Détermination des charges et surcharges**a) Les charges permanentes :**

- Poids propre de la couverture (panneau sandwichs).....10,05 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache3 kg / m²
- Poids propre des pannes est estimé a14 kg / ml

e : espacement entre les pannes e = 2.10m

b) Surcharge d'entretien P :

Dans le cas des toitures inaccessibles 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 a deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

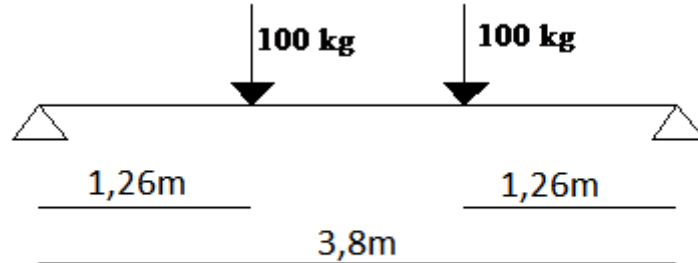


Figure III.2 : Schéma statique sous charge d'entretien.

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ kg.m}$$

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

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{3,8}$$

$$P_{eq} = 0,7 \text{ kg / ml}$$

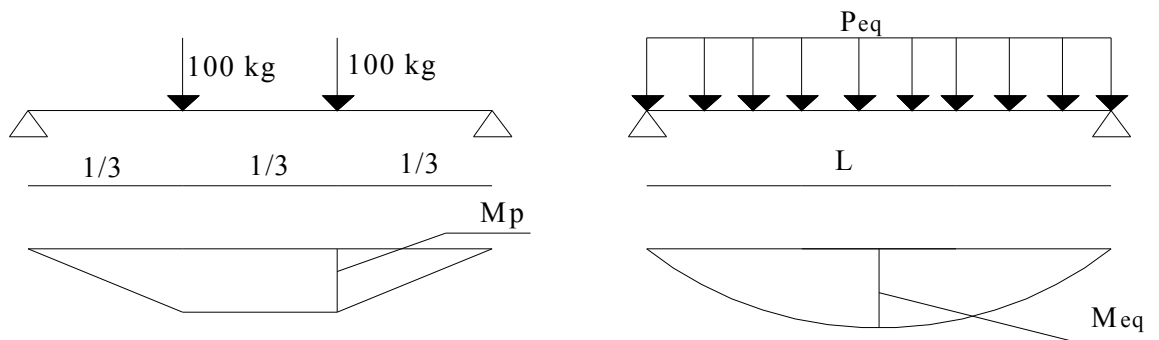


Figure III.3 : Moment due à la charge d'entretien.

c) Surcharge climatique due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale avec $C_{pi} = +0,8$ chargée en zone F et G

Panne N° 1 (zone G) :

$$q_j = -1266,568 \text{ N/m}^2$$

$$W = -1266,568 \text{ N/m}^2 \times 2.10 \text{ m} = -2,659 \text{ KN/m}$$

Panne N° 2 (zone F) :

$$q_j = -1302,755 \text{ N/m}^2$$

$$W = -1302,755 \text{ N/m}^2 \times 2.10 \text{ m} = -2,811 \text{ KN/m}$$

d) Surcharge climatique de la neige :

On considérera S_{\max}

Panne N° 1 :

$$S = 0,344 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,344 \times 2,1 = 0,722 \text{ KN/ml}$$

Panne N° 2

$$S = 0,353 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,353 \times 2,1 = 0,741 \text{ KN/ml}$$

II.3- Etude de la panne N°1

La panne N°1 sera étudiée en flexion simple (panne sur trois appuis)

II.3.1 Charges et surcharges correspondantes:

- $G = (10,05 + 3) \times 2.10 + 14 = 0,41 \text{ KN/m}$.
- $Q = 0.7 \text{ KN/m}$.
- $W = -2,659 \text{ KN/m}$.
- $S = 0,722 \text{ KN/ml}$

II.3.2. Combinaisons d'actions :

- **ELU**

$$G_{\min} + 1,5.W = 0,41 - 1,5 \times 2,659 = -3,578 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{\max} + 1,5.S = 1,35 \times 0,41 + 1,5 \times 0,722 = 1,63 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{\max} + 1,5.Q = 1,35 \times 0,436 + 1,5 \times 0,7 = 1,60 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$G + W = 0,41 - 2,659 = -2,249 \text{ KN/ml}$$

$$G + S = 0,41 + 0.722 = 1,13 \text{ KN/ml}$$

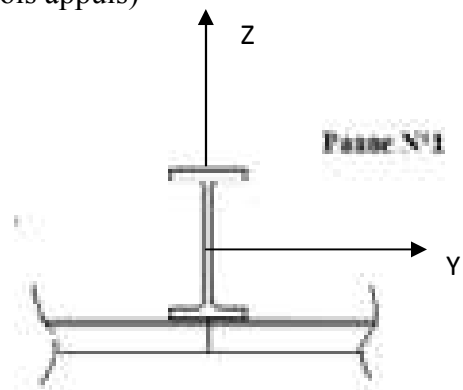


Figure III.4 : panne N°1

$$G + Q = 0,41 + 0,7 = 1,11 \text{ KN/ml}$$

II.3.3. Pré dimensionnement :

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

$$f = \frac{2,05}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{380}{200} = 1,9 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{2,05}{1,9 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{2,05 \times 2,249 \times 380^4 \times 10^{-1}}{1,9 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 62,744 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 100**.

Ses caractéristiques sont :

$$\begin{cases} I_y = 171,0 \text{ cm}^4 \\ I_z = 15,92 \text{ cm}^4 \\ A = 10,3 \text{ cm}^2 \\ H = 10 \text{ cm} \\ G = 8,1 \text{ Kg / ml} \end{cases}$$

Le poids propre réel G :

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

$$G = [(10,05 + 3) \times 2,1] + 8,1 = 0,355 \text{ KN / ml}$$

$$G = 0,355 \text{ KN/ml}$$

II.3.4. Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

A) Les combinaisons de calcul :

- ELU

$$G_{\min} + 1,5 \cdot W = 0,355 - 1,5 \times 2,659 = -3,633 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{\max} + 1,5 \cdot S = 1,35 \times 0,355 + 1,5 \times 0,722 = 1,562 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{\max} + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 0,355 + 1,5 \times 0,7 = 1,53 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$G + W = 0,355 - 2,659 = -2,304 \text{ KN/ml}$$

$$G + S = 0,355 + 0,722 = 1,077 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q = 0,355 + 0,7 = 1,055 \text{ KN/ml}$$

B) Détermination des sollicitations :

- Moments : M_{\max} aux appuis (M_B)

- Sous le vent :

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{3,633 \times 3,8^2}{8} = 6,557 \text{ KN.m}$$

- Sous charge de la neige :

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,562 \times 3,8^2}{8} = 2,82 \text{ KN.m}$$

- Sous charge d'exploitation :

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,53 \times 3,8^2}{8} = 2,80 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

L'effort tranchant le plus défavorable est sous Q_{\max} due au vent (voir la page précédente).

- Effort tranchant due au vent :

$$V_z = \frac{5ql}{8} = \frac{5 \times 3,633 \times 3,8}{8} = 8,62 \text{ KN}$$

C) Vérification de la résistance des pannes :

C.1) Vérification à l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

EC3 Art 5.4.6 (2)

Avec :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

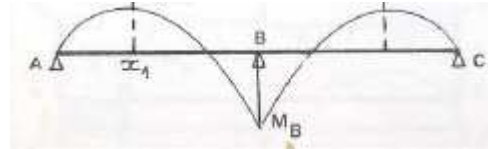


Figure III.5 schéma statique des pannes

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 10,3 - 2 \times 5,5 \times 0,57 + (0,41 + 2 \times 0,7) \times 0,57 = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{5,08 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 62,658 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$V_Z = 8,62 \text{ KN} < V_{plz} = 62,658 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

NB : $V < 0,5V_{plz}$ donc pas de réduction pour le moment résistant (interaction V, M).

EC3 Art 5.4.9

C.2) Vérification au déversement :

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2(1)}$$

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

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

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

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

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ;$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w=1$;

$$L = 380 \text{ cm} ;$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -5 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 5 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -5\text{cm}$$

$$I_t = 1,2 \text{ cm}^4, \quad I_w = 350\text{cm}^6$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 15,92}{(1 \times 3,8)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,035}{15,92} + \frac{(3,8)^2 \times 0,4 \times 1,2}{3,14^2 \times 15,92} + (0,459 \times (-0,05) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,05) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 5,5951 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 39,73 \times 10^{-6} \times 235}{5,5951 \times 10^{-3}}} = 1,28$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,28 > 0,4 \quad \text{Donc il y a risque de diversement}$$

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

On calcul χ_{LT} à l'aide du tableau 5.5.2 de L'EC03 par interpolation entre :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,1 \text{ et } \overline{\lambda}_{LT} = 1,2$$

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

$$\chi_{LT} = 0,53 + \frac{(0,4703 - 0,53)}{1,3 - 1,2} \cdot (1,28 - 1,2) = 0,48224$$

$$M_{sdy} = 6,530 \text{ KN.m}$$

$$M_{rdy} = 0,48224 \times 1 \times \frac{60,73 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 4,060 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 6,530 \text{ KN.m} > 4,060 \text{ KN.m}$$

non Vérifiée.

Le diversement n'est pas vérifié donc on augmente la section à **IPE 120**

Ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 317,8 \text{ cm}^4 \\ I_z = 27,67 \text{ cm}^4 \\ A = 13,2 \text{ cm}^2 \\ H = 12 \text{ cm} \\ G = 10,4 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$

Le poids propre réel G :

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

$$G = [(10,05 + 3) \times 2,1] + 10 = 37 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,37 \text{ KN/ml}$$

A- Les combinaisons de calcul :

- **ELU**

$$G_{\min} + 1,5.W = 0,37 - 1,5 \times 2,659 = -3,618 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{\max} + 1,5.S = 1,35 \times 0,37 + 1,5 \times 0,722 = 1,58 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{\max} + 1,5.Q = 1,35 \times 0,37 + 1,5 \times 0,7 = 1,55 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$G + W = 0,37 - 2,659 = -2,289 \text{ KN/ml}$$

$$G + S = 0,37 + 0,722 = 1,09 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q = 0,37 + 0,7 = 1,07 \text{ KN/ml}$$

B- Détermination des sollicitations :

- **Moments :**

➤ **Sous le vent :**

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{3,618 \times 3,8^2}{8} = 6,530 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous charge de la neige :**

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,58 \times 3,8^2}{8} = 2,85 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous charge d'exploitation :**

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,55 \times 3,8^2}{8} = 2,80 \text{KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

L'effort tranchant le plus défavorable et sous Q_{\max} due au vent (voir la page précédente).

➤ Effort tranchant due au vent :

$$V_V = \frac{5ql}{8} = \frac{-2,659 \times 5 \times 3,8}{8} = -6,31 \text{KN}$$

C- Vérification de la résistance des pannes :

C.1- Vérification a l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

EC3 Art 5.4.6 (2)

Avec :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 13,2 - 2 \times 6,4 \times 0,63 + (0,44 + 2 \times 0,7) \times 0,63 = 6,31 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{6,31 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 77,83 \text{KN}$$

• Sous le vent :

$$V_z = 6,31 \text{KN} < V_{plz} = 77,83 \text{KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

NB : $V < 0,5V_{plz}$ donc pas de réduction pour le moment résistant (interaction V, M).

EC3 Art 5.4.9

C.2-Vérification au diversement :

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2(1)}$$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ classe 1

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

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

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

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2(1)}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ;$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w=1$;

$L=380$ cm ;

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = -6cm \quad \text{sous le vent.} \\ Z_s = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = 6cm \quad \text{sous la charge verticale.} \\ Z_s = 0 \end{array} \right.$$

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

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

$$Z_g = Z_a - Z_s = -6cm$$

$$I_t = 1,74 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 890 \text{ cm}^6$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 27,67}{(1 \times 3,8)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,089}{27,67} + \frac{(3,8)^2 \times 0,4 \times 1,74}{3,14^2 \times 27,67} + (0,459 \times (-0,06) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,06) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 10,31 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{1,60,73 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{10,31 \cdot 10^{-3}}} = 1,17$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,17 > 0,4 \quad \text{Donc il y a risque de diversement}$$

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

On calcul χ_{LT} à l'aide du tableau 5.5.2 de L'EC03 par interpolation entre :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,1 \text{ et } \overline{\lambda}_{LT} = 1,2$$

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

$$\chi_{LT} = 0,596 + \frac{(0,53 - 0,596)}{1,2 - 1,1} \cdot (1,17 - 1,1) = 0,5498$$

$$M_{sdy} = 6,530 \text{ KN.m}$$

$$M_{rdy} = 0,5498 \cdot \frac{60,73 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 7,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 6,530 \text{ KN.m} < 7,13 \text{ KN.m}$$

Vérifiée.

D- Vérification à L'ELS :

D.1) Combinaisons de calcul :

$$G + W = 0,37 - 2,659 = -2,289 \text{ KN/ml}$$

$$G + S = 0,37 + 0,722 = 1,09 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q = 0,37 + 0,7 = 1,07 \text{ KN/ml}$$

D.2) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{2,05}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{380}{200} = 1,9 \text{ cm}$$

$$f = \frac{2,05}{384} \frac{2,289 \cdot (3,8)^4}{317,8 \cdot 2,1} = 0,38 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1,9 \text{ cm}$$

Vérifiée

L'étude de la panne N°1 donne un **IPE120**.

II.4 Etude de la panne N°2 :

La panne N°2 sera étudiée en flexion déviée (panne sur trois appuis)

II.4.1 Combinaisons de charge les plus défavorables :

- **Les charges et surcharges appliquées :**

$$G = \left[(10,05 + 3) \times \left(\frac{2,1}{\cos 22} \right) \right] + 14 = 43,55 \text{ Kg / ml}$$

$$Q = 0,7 \text{ KN/ml}$$

$$W = -2,811 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0,741 \text{ KN/ml}$$

- **Decomposition de charges:**

➤ **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,435 \cos 22 = 0,403 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,7 \cos 22 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

$$W_{zz} = -2,811 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0,741 \cos 22 = 0,687 \text{ KN/ml}$$

➤ **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha = 0,435 \sin 22 = 0,162 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha = 0,7 \sin 22 = 0,262 \text{ KN/ml}$$

$$W_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \cdot \sin \alpha = 0,741 \sin 22 = 0,277 \text{ KN/ml}$$

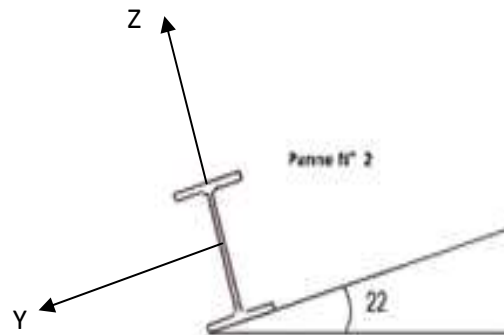


Figure III.6 : panne N°2

II.4.2 Combinaisons d'actions :

- **ELU**

➤ **Axe Z-Z:**

$$G_{\min} + 1,5 \cdot V = 0,403 - 1,5 \times 2,811 = -3,813 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot S_z = 1,35 \times 0,403 + 1,5 \times 0,687 = 1,57 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot Q_z = 1,35 \times 0,403 + 1,5 \times 0,65 = 1,52 \text{ KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y :**

$$1,35.G_{y, \max} + 1,5.S_y = 1,35 \times 0,162 + 1,5 \times 0,277 = 0,63 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{y, \max} + 1,5.Q_y = 1,35 \times 0,162 + 1,5 \times 0,262 = 0,61 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{y, \max} + 1,5.W_y = 1,35 \times 0,162 + 1,5 \times 0 = 0,2187 \text{ KN/ml}$$

• **ELS**➤ **Axe Z-Z**

$$G_z + W = 0,403 - 2,811 = -2,408 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0,403 + 0,687 = 1,09 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0,403 + 0,65 = 1,053 \text{ KN/ml}$$

Axe Y-Y

$$G_y + S_y = 0,162 + 0,277 = 0,439 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0,162 + 0,262 = 0,424 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + W_y = 0,162 + 0 = 0,162 \text{ KN/ml}$$

II.4.3 Pré dimensionnement :

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

$$f = \frac{2,05}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{380}{200} = 1,9 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{2,05}{1,9 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{2,05 \times 2,408 \times 380^4 \times 10^{-1}}{1,9 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 67,17 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 120**.

Ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 317,8 \text{ cm}^4 \\ I_z = 27,67 \text{ cm}^4 \\ A = 13,2 \text{ cm}^2 \\ H = 12 \text{ cm} \\ G = 10,4 \text{ Kg/ml} \end{array} \right.$$

Le poids propre réel G :

$$G = \left[(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{\text{panne}}$$

$$G = \left[(10,05 + 3) \times \left(\frac{2,1}{\cos 22} \right) \right] + 10,4 = 39,95 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,399 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,399 \cos 22 = 0,369 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,399 \sin 22 = 0,149 \text{ KN/ml}$$

II.4.4 Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

A) Les combinaisons de calcul :

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5Q_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,369 + 1,5 \times 0,65 = 1,473 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,149 + 1,5 \times 0,262 = 0,594 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + 1,5V \\ q_y = 1,35G_y + 1,5V \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,369 - 1,5 \times 2,811 = -3,847 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,149 + 1,5 \times 0 = 0,201 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5S_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,369 + 1,5 \times 0,687 = 1,528 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,149 + 1,5 \times 0,277 = 0,616 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

B) Détermination des sollicitations :

- **Moments :**
- **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{3,847 \times 3,8^2}{8} = 6,943 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,201 \times 3,8^2}{8} = 0,362 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous charge d'exploitation :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,473 \times 3,8^2}{8} = 2,658 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,594 \times 3,8^2}{8} = 1,072 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous charge de la neige :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,528 \times 3,8^2}{8} = 2,758 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,616 \times 3,8^2}{8} = 1,111 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

L'effort tranchant le plus défavorable et sous Q_{\max} due au vent (voire page précédente).

➤ Effort tranchant due au vent :

$$V = \frac{5ql}{8} = \frac{-3,847 \times 5 \times 3,8}{8} = -9,136 \text{ KN}$$

C) Vérification de la résistance des pannes :

C.1) Vérification a l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 13,2 - 2 \times 6,4 \times 0,63 + (0,44 + 2 \times 0,7) \times 0,63 = 6,31 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{6,31 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 77,83 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$V_Z = 9,136 \text{ KN} < V_{plz} = 77,83 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

C.2) Vérification au déversement :

La vérification à faire est : $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$ EC3 Art 5.5.2 (1)

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

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

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

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

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\} \text{ EC3 Art F.1.2 (1)}$$

avec :

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ;$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w=1$;

$$L = 380 \text{ cm} ;$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -6 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 6 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

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

$$I_t = 1,74 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 890 \text{ cm}^6$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 27,67}{(1 \times 3,8)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,089}{27,67} + \frac{(3,8)^2 \times 0,4 \times 1,74}{3,14^2 \times 27,67} + (0,459 \times (-0,06) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,06) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 10,31 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1.60,73 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{10,31 \cdot 10^{-3}}} = 1,17$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,17 > 0,4$ Donc il y a risque de diversement

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

On calcul χ_{LT} a l'aide du tableau 5.5.2 de L'EC03 par interpolation entre :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,1 \text{ et } \overline{\lambda}_{LT} = 1,2$$

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

$$\chi_{LT} = 0,596 + \frac{(0,53 - 0,596)}{1,2 - 1,1} \cdot (1,17 - 1,1) = 0,5498$$

$$M_{sdy} = 6,943 \text{ KN.m}$$

$$M_{rdy} = 0,5498 \cdot \frac{60,73 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 7,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 6,943 \text{ KN.m} < 7,13 \text{ KN.m}$$

Vérifiée

C.3) Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :

$$\alpha = 2 \quad , \quad \beta = 1.$$

➤ **Sous le vent :**

$$\left(\frac{6,943}{12,97}\right)^2 + \left(\frac{0,362}{2,9}\right)^1 = 0,411 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$\left(\frac{2,758}{12,97}\right)^2 + \left(\frac{1,111}{2,9}\right)^1 = 0,428 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

D) Vérification à L'ELS :**D.1) Combinaisons de calcul :**

$$(1) \quad \begin{cases} q_z = G_z + Q_z \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,369 + 0,650 = 1,019 \text{ KN} \\ q_y = 0,149 + 0,262 = 0,411 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(2) \quad \begin{cases} q_z = G_z + V_z \\ q_y = G_y + V_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,369 + (-2,811) = -2,442 \text{ KN} \\ q_y = 0,149 + 0 = 0,149 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(3) \quad \begin{cases} q_z = G_z + S_z \\ q_y = G_y + S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,369 + 0,687 = 1,056 \text{ KN} \\ q_y = 0,149 + 0,277 = 0,426 \text{ KN} \end{cases}$$

D.2) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{2,05}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

• **Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{2,05}{384} \frac{2,442 \cdot (3,8)^4}{317,8 \cdot 2,1} = 0,40 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1,9 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

• **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{0,426 \cdot (3,8)^4}{27,67 \cdot 2,1} = 0,81 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1,9 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

L'étude de la panne N°2 donne un **IPE120**.

III. Calcul de l'échantignolle :**III.1- Introduction :**

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

L'échantignolle sera soudé sur la membrure supérieure de la ferme.

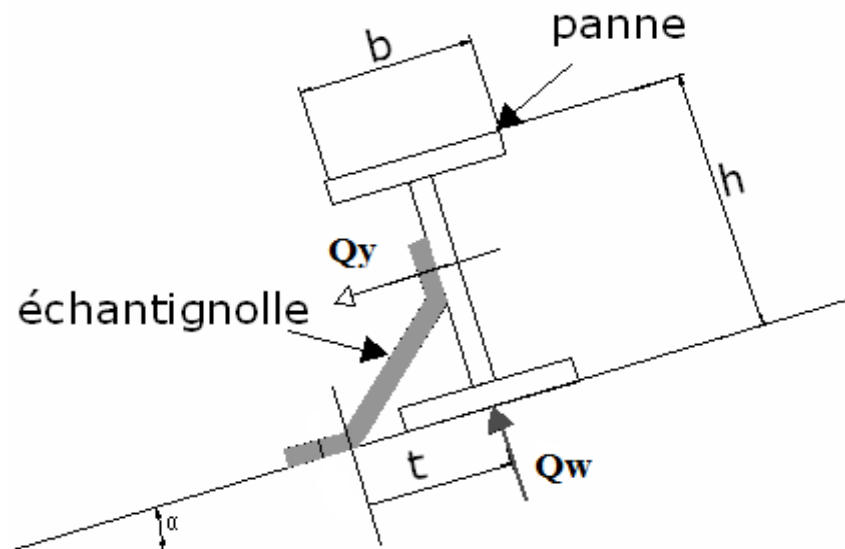
III.2- Dimensionnement de l'échantignolle :

Figure III.7 : Echantignolle.

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

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

$$\text{Pour un IPE120} \Rightarrow \begin{cases} b = 6,4\text{cm} \\ h = 12\text{cm} \end{cases}$$

$$6,4 \leq t \leq 9,6\text{cm}$$

Soit $t = 7\text{cm}$.

III.3- Détermination des sollicitations :**a) Calcul des réactions :**➤ **Sous le vent :**

L'échantignolle reprend 02 pannes

➤ **Sous le poids propre :**

$$R_{ZG} = 2 \cdot \frac{q \cdot l}{2} = 0,369 \cdot 3,8 = 1,402 \text{ KN}$$

$$R_{YG} = \frac{2 \cdot q \cdot l}{2} = \frac{2 \cdot 0,149 \cdot 3,8}{2} = 0,566 \text{ KN}$$

$$V_Z = R_{ZG} + 1,5 R_V = 1,402 - 1,5 \cdot 10,104$$

$$\Rightarrow V_Z = -13,754 \text{ KN}$$

$$V_Y = R_{YG} = 0,566 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_Y = 0,566 \text{ KN}$$

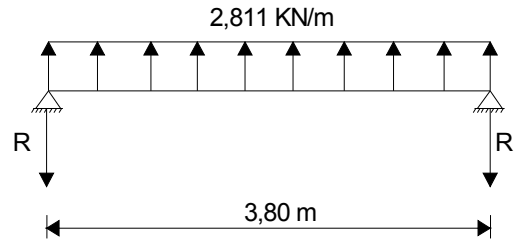


Figure III.8 : Réactions sous le vent

b) Moment de renversement :

➤ **Dû au vent :**

$$M_R = V_Z \cdot t + V_Y \cdot (h / 2)$$

$$M_R = 13,754 \cdot 0,07 + 0,596 \cdot 0,06$$

$$\Rightarrow M_R = 0,9985 \text{ KN.m}$$

c) Epaisseur de l'échantignolle :

Le moment de renversement le plus défavorable est celui dû au vent :

$$M_R = 0,9985 \text{ KN.m}$$

$$M_R \leq \frac{W_{el} \times F_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow W_{el} = \frac{I}{v} = \frac{12}{\frac{e}{2}} = \frac{a \cdot e^2}{6} \Rightarrow M_R \leq \frac{a \cdot e^2}{6} \times \frac{F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Donc } e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_R}{a \times F_y}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 0,9985 \cdot 10^2}{10 \cdot 23,5}} = 1,6 \text{ cm}$$

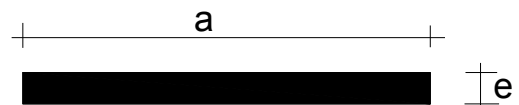


Figure III.9 : Dimensions de l'échantignolle

Soit $e = 2 \text{ cm}$.

IV. Calcul des fermes:**IV.1 - Introduction :**

Les fermes sont les poutres maitresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par des barres rectilignes, situées dans un même plan, assemblé entre elles selon des triangles, elles sont composées:

- d'une membrure supérieure (arbalétrier).
- d'une membrure inférieure (entrait).
- d'une âme treillis constituées d'élément verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

Hypothèse de calcul:

- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. En fait l'allongement ou le raccourcissement des barres, pris individuellement, sont faibles. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.
- les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds. En fait les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur goussets. Leurs plus ou moins grandes rigidités correspondent à des encastremets plus ou moins parfait. De ce fait, les calculs qui prennent en compte des articulations, placent en sécurité et conduisent à surestimer les efforts, donc les sections des barres, d'au moins 10%.
- Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds ou elles convergent.
- Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures sollicitant le système.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système est appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).
- Les calculs sont effectués exclusivement en élasticité, l'utilisation des propriétés plastiques de l'acier ne s'appliquent pas aux poutres ajourées.

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes:

- Cas de soulèvement : $G+1,5W$
- Cas de la neige seule: $1,35G+1,5S$

Le schéma statique de la ferme à étudier:

La ferme a une longueur de 21,47m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes. Et le schéma statique sera comme le suivant:

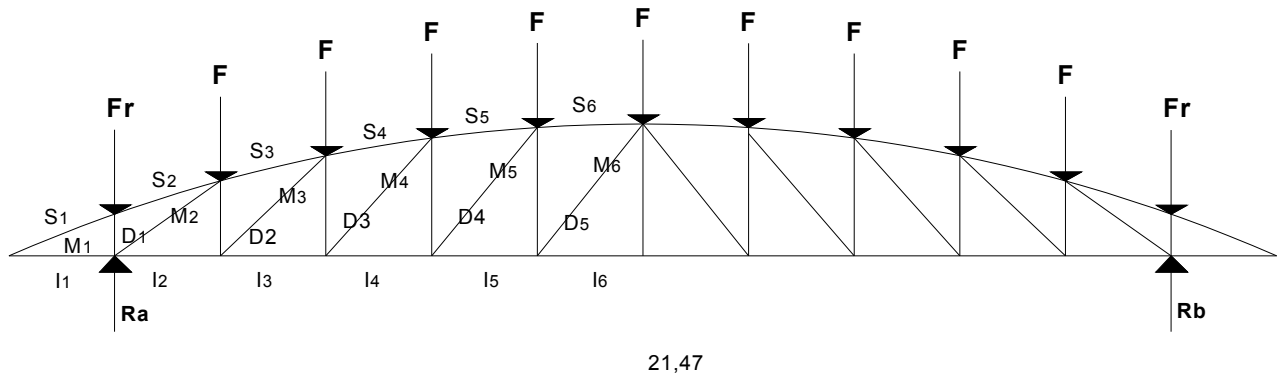


Figure III.10 : Schéma statique de la ferme

IV.2 - Détermination des forces revenantes à la ferme :

On a des fermes sous forme d'un arc de 22,02 de longueur supportent 6 pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est de 2,1 m .L'entre axe des fermes est de 3,8 m

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction. (Membrure supérieure, membrure inférieure, montants, et diagonales).

IV.2.1- Calcul des charges revenant a chaque nœud :

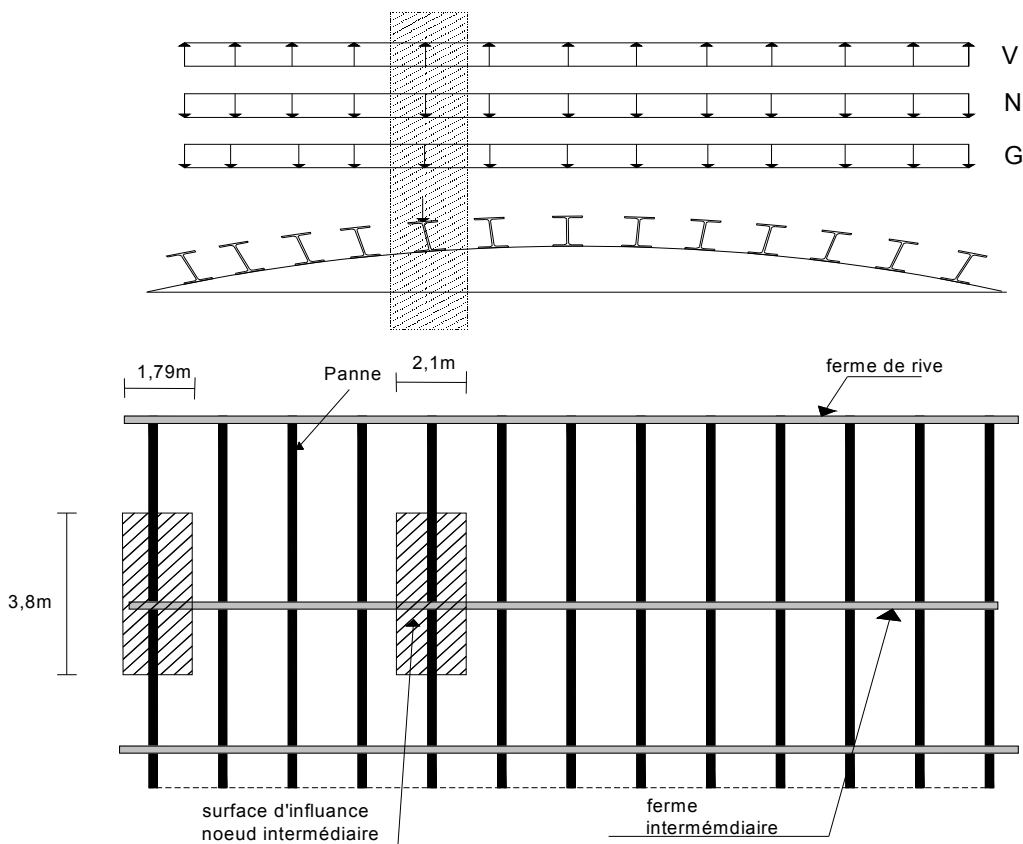


Figure III.11 : Surface afférente des nœuds.

a) Nœud intermédiaire :

$$S=2,1 \times 3,8 = 7,98 \text{m}^2$$

- **Poids propre**

- La couverture (les panneaux sandwich) + accessoires de pose..... $0,1305 \times 7,98 = 1,041 \text{KN}$
- La panne (IPE 120)..... $0,104 \times 3,8 = 0,395 \text{KN}$
- La ferme (poids forfaitaire) $0,18 \times 7,98 = 1,436 \text{KN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m²) * $0,04 \times 7,98 = 0,319 \text{KN}$
- TOTAL.....**3,191KN**

- **Surcharges climatiques**

- 1) **Surcharges du vent :**

La zone la plus chargée est H dont $C_{pi} = 0,8$

$$q_j = -0,8685 \text{KN/m}^2$$

$$W = q_j \times S = -0,8685 \times 7,98 = -6,926 \text{KN}$$

- 2) **Surcharges de la neige**

$$S_{\max} = 0,353 \text{KN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de $7,98 \text{m}^2$

$$\text{Donc } S = 0,353 \times 7,98 = 2,816 \text{KN}$$

b) Nœud de rive :

$$S = 3,8 \times (1,05 + 0,37) = 5,39 \text{m}^2$$

- **Poids propre**

- Couverture (les pan sandwich) + acc de pose..... $0,1305 \times 5,396 = 0,704 \text{KN}$
- La panne (IPE 120)..... $0,104 \times 5,396 = 0,395 \text{KN}$
- La ferme (poids forfaitaire) $0,18 \times 5,396 = 0,971 \text{KN}$
- Contreventements (la moyenne est 3 à 5 Kg/m²) $0,04 \times 5,396 = 0,215 \text{KN}$
- TOTAL.....**2,285KN**

- **Surcharges du vent**

$$W = q_j \times S = -0,868 \times 5,396 = -4,683 \text{KN}$$

- **Surcharges de la neige**

$$S = 0,353 \times 5,396 = 1,904 \text{KN}$$

IV.2.2 - Calcul des forces selon les combinaisons de charges :

a) Nœud intermédiaire :

- Soulèvement

$$F = G + 1,5W = 3,191 + 1,5(-6,926) = -7,198 \text{ KN}$$

- Neige

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times (3,191) + 1,5 \times 2,816 = 8,531 \text{ KN}$$

b) Nœud de rive :

- Soulèvement

$$F = G + 1,5W = 2,285 + 1,5(-4,683) = -4,739 \text{ KN}$$

- Neige

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times (2,285) + 1,5 \times 1,904 = 5,940 \text{ KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel Robot 2013. Les sollicitations dans les éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

ELEMENTS		Sous G+1,5W (KN)	Sous 1,35G+1,5S (KN)
Membrures supérieure	S ₁	-2,36	2,80
	S ₂	-2,50	2,96
	S ₃	-75,21	89,14
	S ₄	-85,72	100,93
	S ₅	-88,72	105,15
	S ₆	-89,91(trac)	106,56(comp)
Membrues inférieur	I ₁	2,33	-2,76
	I ₂	73,07	-86,60
	I ₃	83,95	-99,50
	I ₄	88,24	-104,58
	I ₅	89,84	-106,48
	I ₆	89,85(comp)	-106,50(trac)

Diagonales	D ₁	-77,28(trac)	91,90(comp)
	D ₂	-13,19	15,64
	D ₃	-5,64	6,68
	D ₄	2,22	2,63
	D ₅	0	0
Montants	M ₁	-5,18	6,45
	M ₂	7,04	-8,34
	M ₃	3,80	-4,51
	M ₄	1,50	-1,78
	M ₅	0,01	-0,02
	M ₆	0	0

Tableau III.1 : Les efforts dans les éléments de la ferme.

IV.3 - Pré dimensionnement des éléments :

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

Les éléments sont dimensionnés sur la base des efforts normaux N_{sd} qui les sollicitent. Et ils doivent vérifier la condition suivante:

IV.3.1 - Membrane supérieure :

$$N^{\max} = 158,01 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$A \geq \frac{158,01 \cdot 1,1}{235} = 7,39 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50×50×5) de section $A_s = 9,6 \text{ cm}^2$

IV.3.2 - Membrane inférieure :

$$N^{\max} = 105,05 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{105,05 \cdot 1,1}{23,5} = 4,92 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50×50×5) de section $A_s = 9,6 \text{ cm}^2$

IV.3.3 - Diagonale :

$$N^{\max} = 156,86 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{156,86 \times 1,1}{23,5} = 7,34 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50×50×5) de section $A_s = 9,6 \text{ cm}^2$

IV.3.4 - Les montants :

$$N^{\max} = 13,35 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{13,35 \cdot 1,1}{23,5} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (20×20×3) de section $A_s = 2,24 \text{ cm}^2$

IV.4- Vérification des éléments comprimés au flambement :

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé est :

$$N_{c,rd} = \chi \cdot \beta_a \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}$$

$\beta_a = 1$ section transversale de classe 1.

χ Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.

- $\chi = \min(\chi_y, \chi_z)$
- $\chi_i = 1 / (\phi_i + \sqrt{\phi_i^2 - \bar{\lambda}_i^2})$
- $\phi_i = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_i - 0,2) + \bar{\lambda}_i^2)$
- α = facteur d'imperfection tiré du tableau 55.1 du CCm97
 - ❖ Si $\bar{\lambda}$ (l'élancement réduit) < 0.2 alors il n'y a pas lieu de tenir compte du risque de flambement.

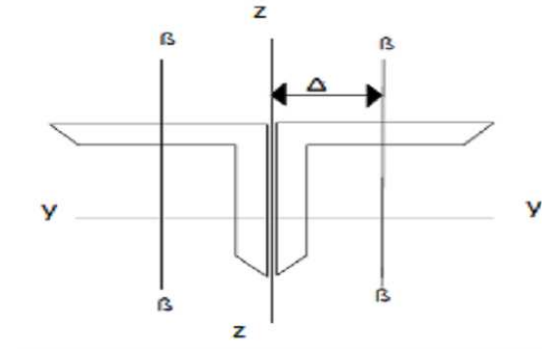


Figure III.12 : Double cornière

Avec :

- ℓ : Longueur de flambement la barre qui sera égal a la longueur de la barre.et qui le plus défavorable.
- A : section de la cornière
- I_a : inertie d'une cornière par rapport à l'axe (z)
- I_b : inertie d'une cornière par rapport à l'axe (y)
- $I_y = 2 \times I_a$
- $I_z = 2 \times [I_b + A \times \delta^2]$. (Théorème de Huygens)

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{\ell}{i_y} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} \quad ; \quad \lambda_z = \frac{\ell}{i_z} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

Avec $\lambda_1 = \pi[E/fy]^{0.5} = 93.9$ pour $f_y = 235$ et $E = 2.1 \times 10^5 \text{ mPa}$

Résumer des calculs pour toutes les barres sont illustrés dans le tableau suivant :

	Membrures supérieurs	Membrures inférieurs	montant	diagonal
type de barre	50x50x5	50x50x5	20x20x3	50x50x5
delta	2,5	2,5	1	2,5
ℓ cm	198	180	160	226
Section A cm ²	9,6	9,6	2,24	9,6
Inertie I_a cm ⁴	21,92	21,92	0,78	21,92
Inertie I_b cm ⁴	21,92	21,92	0,78	21,92
Inertie I_y cm ⁴	43,84	43,84	1,56	43,84
Inertie I_z cm ⁴	163,84	163,84	6,04	163,84
Rayon de giration i_y cm	2,137	2,137	0,83	2.137
Rayon de giration i_z cm	4,131	4,131	1,642	4,131
λ_y	88,443	84,231	191,726	105,757
λ_z	45,750	43,571	97,437	54,706
Elancement réduit : $\bar{\lambda}_y$	0,942	0,897	2,042	1,126
Elancement réduit : $\bar{\lambda}_z$	0,487	0,464	1,038	0,583
Vérification :	>0.2	>0.2	>0.2	>0.2

Toutes les barres ont un élancement dans les deux sens supérieur à 0.2, donc elles doivent être vérifiées au flambement.

Barre :	Membrures supérieurs	Membrures inférieures	montant	Diagonal
alpha	0,49	0,49	0,49	0,49
ϕy	1,125	1,073	3,036	1,361
ϕz	0,689	0,672	1,244	0,763
χy	0,574	0,602	0,189	0,470
χz	0,850	0,863	0,518	0,796
χ_{min}	0,574	0,602	0,189	0,470
Effort résistant	117,791	123,394	9,060	96,486
Effort sollicitant	106,56	89,85	7,04	172,18
Vérifications	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau III.2 : Vérification des éléments de la ferme au flambement

IV.5- Sections adoptes

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L (50×50×5)
Membrures inférieures	2L (50×50×5)
Les diagonales	2L (50×50×5)
Les montants	2L (20×20×3)

Tableau.III.3 : Les sections des éléments de la ferme choisies.

IV.6- Calcul du poids réel de la ferme :

Membrure supérieure :

2L (50×50×5) à 7,54 kg/ml.

Longueur : 22,02 m

Poids des membrures supérieures (W_{ms}) = 166,03 kg.

Membrure inférieure :

2L (50×50×5) à 7,54 kg/ml.

Longueur : 21,47 m

Poids des membrures inférieures (W_{mi}) = 161,88 kg.

Montants :

2L (20×20×3) à 1,764 kg/ml.

Longueur totale : 13,76 m

Poids des montants (W_m) = 24,27 kg.

Diagonales :

2L (50×50×5) à 7,54 kg/ml.

Longueur totale : 25,68 m

Poids des diagonales (W_d) = 193,62 kg.

Poids total de la ferme :

$$W = W_{ms} + W_{mi} + W_m + W_d = 1050,8 \text{ kg.}$$

Nous ajoutons forfaitairement 20% pour tenir compte du poids des goussets, des boulons, des contreventements verticaux entre fermes et de la peinture.

Poids total de la ferme est : 545,80 + 109,16 = **654,96 kg.**

V. Pré dimensionnement des éléments en béton :

V.1- Les poutres de chainages :

Elles sont déposées sur les poteaux, leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : portée maximale entre nœuds d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 380 \text{ cm}$$

$$25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

- Vérification :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA99 V2003 Art 7.5.1}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

On a : $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$

$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$

vérifiée

$h/b = 35/30 = 1,166 < 4$

Donc on adopte pour les poutres de chainages la section $(b \times h) = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

V.2- Les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée et vérification au flambement.

Les calculs seront menés pour un poteau qui reprend les grandes surfaces.

Le RPA 99 préconise en zone sismique IIa que

Les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$
- h_e : la hauteur libre de portique

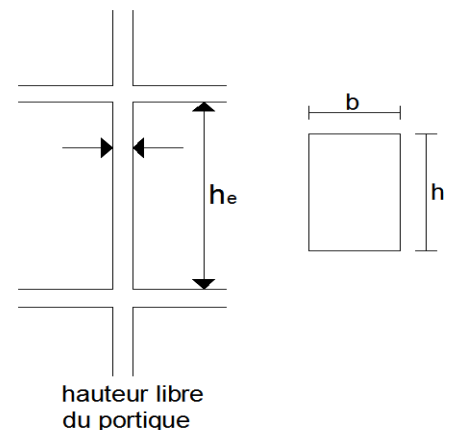


Figure III.13 : dimensions du poteau

- sens longitudinale
- $h_e = 3,15 \text{ m}$ de niveau 0.00 m jusqu'à 3.15m
- $h_e = 3,15 \text{ m}$ de niveau 3.50 jusqu'à 6.65 m
- sens transversale
- $h_e = 3,15 \text{ m}$ de niveau +0.00 jusqu'à 3.15m
- $h_e = 3,15 \text{ m}$ de niveau +3.00 jusqu'à 3.65 m

On adopte préalablement la section des poteaux :

$$b_1 \times h_1 = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

V.2.1- Descente de charge :

La descente de charges est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du haut vers le bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

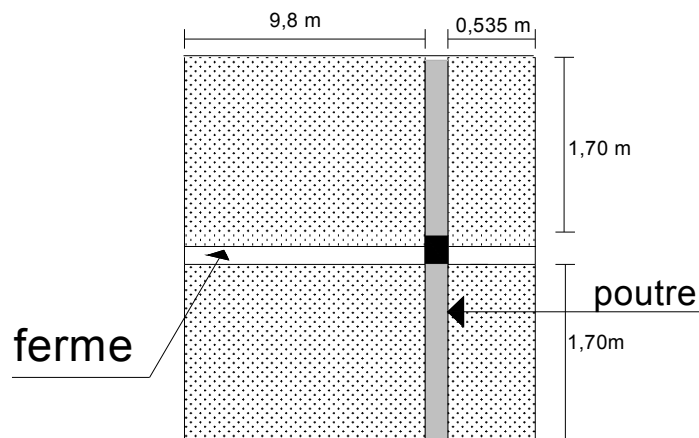


Figure III.14 : surface afférente d'un poteau

La surface afférente :

$$S = 10,735 \times 3,8 = 40,80 \text{ m}^2$$

a) Les charges et surcharges :

- poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) $0,1005 \times 40,80 = 4,1004 \text{ KN}$
- poids propre d'accessoires d'attache $0,03 \times 40,80 = 1,224 \text{ KN}$
- poids propre des contreventements (poids forfaitaire)..... $0,04 \times 40,80 = 1,632 \text{ KN}$
- Poids propre de la ferme = $3,2748 \text{ KN}$
- poids propre de la panne $0,104 \times 3,8 \times 5,5 = 2,1736 \text{ KN}$
- poids propre des poutres..... $25 \times (3,8 \times 0,30 \times 0,35) \times 2 = 19,95 \text{ KN}$
- poids propre des murs..... $9 \times 0,2 \times 3,5 \times 3,5 = 22,05 \text{ KN}$
- poids propre des poteaux..... $25 \times (7 \times 0,3 \times 0,4) = 21 \text{ KN}$

Poids total G=75,40KN

b) Effet de la neige :

$$N_n = 0,353 \text{ KN/m}^2$$

$$N_n = 0,353 \times 40,80 = 14,4024 \text{ KN}$$

V.2.2- Vérification du poteau :

$$N_u = 1,35 G + 1,5 N = 1,35 \times 75,40 + 1,5 \times 14,4024 = 123,39 \text{ KN}$$

$$N_s = G + N = 75,40 + 14,4024 = 89,80 \text{ KN}$$

A- Vérification à la compression simple :

$$\frac{N_s}{B} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad \text{avec } B : \text{section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_s}{0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{89,80 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,006 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0,3 \times 0,4 = 0,12 \text{ m}^2$$

$$B > 0,006 \quad \text{Vérifier}$$

B- Vérification au flambement :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e \times A_s}{B \times \gamma_s} \right]}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : coefficient en fonction de l'élanement λ .

le rapport $A_s/B = 2\%$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcul l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie: $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,5 = 2,45m$$

$$B = 0,3 \times 0,4 = 0,12m^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,4^3}{12} = 1,6 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1,6 \times 10^{-3}}{0,2}} = 0,089$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,45}{0,089} = 27,52 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{27,52}{35}\right)^2} = 0,75$$

$$B_r \geq \frac{134,713 \times 10^{-3}}{0,75 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{1,15} \times 0,02 \right]} = 7,05 \times 10^{-3} m^2$$

$$\text{On a } B_r = (30 - 2,5) \times (40 - 2,5) = 0,1031 m^2$$

$$B_r = 0,1031 > 0,00822$$

Donc le poteau ne risque pas au flambement

V.3- Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ❖ Les poutres de chainages 35 × 30 cm²
- ❖ Poteaux 30 × 40 cm²

I-Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets 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 long pans.

- 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 ferme. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

II-Effort du vent sur le pignon:

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisse puis aux potelets puis à la traverse du portique, ce dernier n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture.

La poutre contreventée sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; aux quels on adjoint effort d'entraînement.

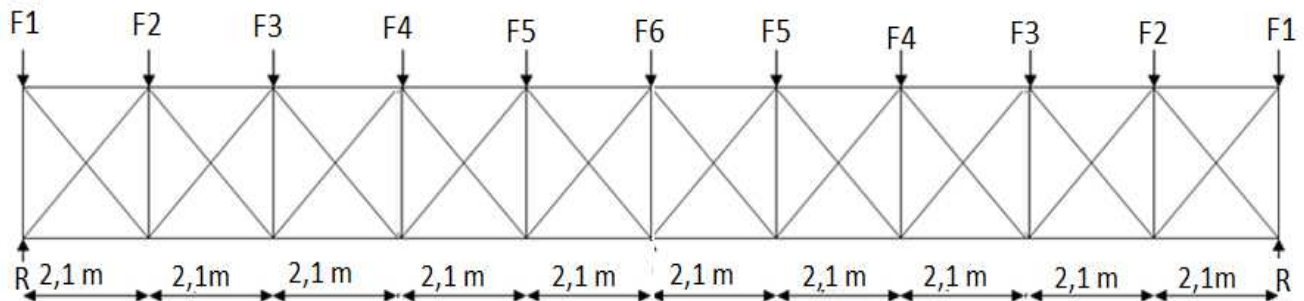
II.1- calcul des efforts horizontaux :

Figure IV.1 : Poutre au vent en pignon

Calcul des réactions dues au vent sur la poutre au vent

$$F_i = 1,5 \left[(w_i \times s_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

RVNA 99 [1]

- F_{fr} : la force de frottement $F_{fr} = 31,689 \text{ KN}$
- n : Nombre de nœuds ($n=11$)

D'où : $\frac{F_{fr}}{n} = \frac{31,689}{11} = 2,88 \text{ KN}$

$$\text{Calcul de } S_i: s_i = \frac{h_i \times l_i}{2}$$

Les résultats de sont résumés dans le tableau ci-dessous

$$W_{\max} = 1,338 \text{ kn/m}^2$$

F_i	F1	F2	F3	F4	F5	F6
h_i(m)	7	7,40	7,80	8,21	8,61	9
I_i(m)	2,04	4,08	4,08	4,08	4,08	4,08
S_i(m²)	7,14	15,09	15,91	16,74	17,56	18,36
W_{max} × S_i	9,55	20,19	21,28	22,39	23,49	24,56
F_{fr}/n	2.88	2.88	2.88	2.88	2.88	2.88
F_i(kn)	18,64	34,60	36,24	37,90	39,55	41,16

Tableaux IV.1 : Valeur de force (F_i)

$$\text{Avec : } R_A = R_B = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5) + F_6}{2} = 187,51 \text{ KN}$$

III- Détermination des sollicitations max dans les éléments de la poutre au vent :

La détermination des efforts dans les éléments de la poutre au vent est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec logiciel ROBOT 2013.

Les sollicitations maximum dans les éléments de la poutre au vent sont données dans le tableau :

Elément		Longueur (m)	N (KN)
Membrures supérieure	S ₇	2,1	106,56
	S ₂	2,1	-89,91
Membrures inférieure	I ₁	2	89,85
	I ₄	2	-106,50
montant	M ₁	2	7,04
	M ₅	2	-8,34
diagonale	D ₁	2,83	91,60
	D ₄	2,83	-77,18

Tableau IV.2 : Résultat des efforts des éléments de la ferme

IV- Vérification des éléments de la poutre au vent :**IV.1- Les diagonales :**

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_D dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suite :

La section brute doit vérifier la condition suivante :

$$F_D \times \cos \sigma + F_1 - R = 0, \quad \sigma = \tan^{-1} \left(\frac{2,10}{3,80} \right) = 28,92^\circ$$

$$F_D = \frac{R - F_1}{\cos \sigma}$$

$$F_D = \frac{328,07 - 30,94}{\cos 28,92^\circ} = 339,46 \text{ KN}$$

$$N_{std} = 1,25 \cdot F_D = 424,325 \text{ KN (effort de traction max)}$$

$$N_{std} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{std} \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad \text{CCM97 Art 5.4.3}$$

$$A \geq \frac{424,325 \times 1}{23,5} = 18,05 \text{ cm}^2$$

Soit double cornière 2l (70*70*7) = 18,80cm²

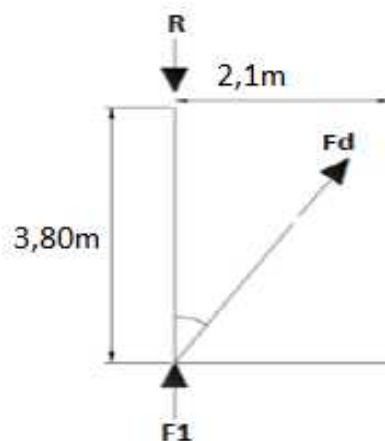
IV.2- Vérification des pannes (montants de la toiture au vent) :

Figure IV.2 : Sollicitation de la panne intermédiaire.

Les montants sont constitués des pannes en (IPE 120) qui sont dimensionnées en flexion déviée seule, ils assurent aussi la fonction de montant de la poutre au vent, donc on doit les vérifier à la flexion bi axiale sous l'effort de soulèvement, plus l'effort normal de compression due aux forces d'entraînement.

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1$$

IV.3- Vérification de la panne intermédiaire :

$$F_6 = 72,78 \text{ KN}$$

$$Q_{\max} = G - 1,5W = 0,37 - 1,5 \times 2,659 = -3,618 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\max} = 3,618 \text{ KN/ml}$$

IPE120:

$$\begin{cases} I_y = 317,8 \text{ cm}^4 \\ I_z = 27,67 \text{ cm}^4 \\ A = 13,2 \text{ cm}^2 \\ H = 12 \text{ cm} \\ G = 10,4 \text{ Kg/ml} \end{cases}$$

$$M_z = \frac{q l^2}{8} = \frac{3,618 \times 3,8^2}{8} = 6,530 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLY} = 14,2645 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLz} = 3,196 \text{ KN.m}$$

A) Vérification au flambement:

$$L_{ky} = 380 \text{ cm} \longrightarrow \lambda_y = (L_{ky}/i_y) = (380/4,90) = 77,55$$

$$L_{kz} = 190 \text{ cm} \longrightarrow \lambda_z = (L_{kz}/i_z) = (190/1,5) = 126,66$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} \quad \overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} \varepsilon$$

$\varepsilon = 1$ pour une section de classe 01

$$\overline{\lambda}_y = \frac{77,55}{93,9} = 0,82$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{126,66}{93,9} = 1,34$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,34 > 0,20$$

donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

B) Vérification au déversement :

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

$$= \frac{\frac{190}{1,45}}{1,132^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{190}{1,45}}{\frac{12}{0,63}} \right)^2 \right]^{0,5}} = 67,12$$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ classe 1

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \left[\frac{67,12}{93,9} \right] \times 1^{0,5} = 0,71$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,71 > 0,4$ Donc il ya lieu de tenir compte du risque de déversement

D'où la vérification à la résistance se fait en flexion bi axial plus effort en tenant compte du risque de flambement et déversement

C) Calcule des coefficients réducteurs

Flambement

Profilé laminé ;

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1,87 > 1,2$$

$$T_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

L'axe de flambement z z \rightarrow courbe b

$$\bar{\lambda}_z = 1,34 \rightarrow X_z = 0,4043 \quad (\text{D'après le tableau 5.5.2 l'EC3})$$

Déversement

- φ_{LT} est par la formule suivante :

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

Ou : $\alpha = 0,21$ (on un profilé laminé)

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,71 - 0,2) + 0,71^2 \right] = 0,80$$

- X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^2} = \frac{1}{0,80 + \left[0,80^2 - 0,71^2 \right]^{0,5}} = 0,85$$

$$X_{LT} = 0,85$$

- Calcul de L_{LT} :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{avec } K_{LT} \leq 1$$

$$N = 72,78 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,34 \rightarrow X_z = 0,4043$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{avec } \mu_{LT} \leq 0,9$$

- Tel que $\beta_{MLT} = 1,3$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,34 \times 1,3 - 0,15 = 0,1113 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,1113 \times 72,78}{0,4043 \times 13,2 \times 23,5} = 0,064 < 1,5$$

calcul de k_z :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \leq 0,9$$

$$\beta_{Mz} = 1,3 \text{ (tableau 8 EC3)}$$

$$\mu_z = 1,34(2 \times 1,3 - 4) + \frac{13,6 - 8,64}{8,64} = -1,301 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{-1,301 \times 41,16}{0,4043 \times 13,2 \times 23,5} = 1,42 < 1,5$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{Ysd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_Z \times M_{Zsd}}{W_{pl,Z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$M_Y = 0$, (la panne intermédiaire est sollicité a la flexion simple)

$$\frac{41,16}{0,4043 \times 310,2} + 0 + \frac{1,42 \times 6,530}{3,19} = 0,81 \leq 1 \quad \text{Vérfiée}$$

On va garder l'IPE 120 pour les pannes.

V.4- Les membrures :

Les membrures supérieures et inférieures de la poutre au vent sont constituées des doubles cornières (60x60x8) qui appartiennent à la ferme, elles sont sollicitées à la compression ou la traction.

A)- Membrures supérieures :

Sollicitées à la compression et la traction, donc on doit vérifier :

- Flambement :

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{140}{4,1} = 34,14 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{51,21}{93,9} = 0,36$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{140}{3} = 66,66 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{66,66}{93,9} = 0,49$$

$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_y = 0,49 > 0,2$ il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0,6911 + [0,6911^2 - 0,49^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,84 \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0,6911 + [0,6911^2 - 0,36^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,78$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,84$$

$$N_{rd} = 0,84 \cdot 1 \cdot 18,06 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 324,09 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 106,56 \text{ KN} < N_{rd} = 324,09 \text{ KN}$$

Vérfiée.

- **Traction :**

$$N_{\max} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$89,91 \text{ KN} < \frac{18,06 \times 23,5}{1,0} = 424,41 \text{ kN}$$

Vérfiée.

B) Membrures inférieures :

Sollicitées à la compression et à la traction.

- **Flambement (compression):**

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{140}{4,1} = 34,14 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{51,21}{93,9} = 0,36$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{140}{3} = 66,66 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{66,66}{93,9} = 0,49$$

$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_y = 0,49 > 0,2$ il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0,6911 + [0,6911^2 - 0,49^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,84$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0,6911 + [0,6911^2 - 0,36^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,78$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,84$$

$$N_{rd} = 0,84 \cdot 1 \cdot 18,06 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 324,09 \text{ KN}$$

$$N_{sd} 106,56 \text{ KN} < N_{rd} = 324,09 \text{ kN}$$

$$89,85 \text{ KN} < \frac{38,30 \times 23,5}{1,0} = 900,05 \text{ kN} \quad \text{Vérfiée.}$$

- Traction :

$$N_{\max} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$106,50 \text{ KN} < \frac{38,30 \times 23,5}{1,0} = 900,05 \text{ kN} \quad \text{Vérfiée.}$$

I- Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts (ruines de constructions et perte de vies humaines). Il est très important de concevoir avec précaution les structures pour résister au maximum aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises. Pour cela elles doivent être conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règles parasismique algériennes (RPA99 V2003).

De nos jours il existe plusieurs logiciels qui nous permettent de modéliser une maquette de la structure à étudier et lui faire subir toute les sollicitations auxquelles elle devra répondre dans la réalité, ainsi on pourra prévoir son comportement presque réel, d'où la mieux concevoir. Ces différents logiciels sont tous basés sur la méthode des éléments finis.

➤ Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

➤ DESCRIPTION DE ROBOT:

Basé sur la méthode des éléments finis, le ROBOT est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatif

II- Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

III- Analyse de la structure :

III.1- Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques :
 - Poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.

- Les chargements dynamiques :
 - Les effets sismiques.

III.2- Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « *RPA99 version 2003* ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .

III.2.1- la méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de reponse.

Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a) Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans la Zone IIa et un Groupe d'usage **1B** Nous trouverons :

$A = 0.2$.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

T_1, T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003], site (S3) : **T_1 (sec) = 0.15s T_2 (sec) = 0.50s.**

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons une structure en portiques, Donc $\xi = 6\%$

D'où : $\eta = 0,93 > 0.7$

$\eta = 0,93$

Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 9\text{m}$.

C_T = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

Portiques auto stables en béton armé ou en acier sans remplissage en maçonnerie

D'où : **$C_T = 0,075$**

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0,075 \times 9^{3/4} = 0,38\text{s}$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule 4.7 du RPA99/version 2003 :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Sens transversal :**

$$dx = 20,40 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0,179\text{s}$$

- **Sens longitudinal :**

$$dy = 30,70 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,146\text{s}$$

D'après le RPA 99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_x = \min(T; T_x) = \min(0,38\text{s}; 0,179\text{s}) \Rightarrow T_x = 0,179\text{s}$$

$$T_y = \min(T; T_y) = \min(0,38\text{s}; 0,146\text{s}) \Rightarrow T_y = 0,146\text{s}$$

T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0,5\text{s}$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$\mathbf{D = 2,5 \times 0,93 = 2,32}$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Portique autostables avec remplissage en maçonnerie rigide :

$$\mathbf{R} = 3,5$$

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère de qualité "q"	P _q
1. conditions minimales sur les files porteuses	0.05
2. Redondance en plan	0,05
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.05
$\sum P_q$	0,2

Tableau V.1 : Pénalité de vérification

$$Q = 1 + 0,2 = 1,2$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge 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 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas $\beta = 0,3$

$$W = 2236,93KN$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,2 \times 2,32 \times 1,2}{3,5} \times 2236,93 = 355,86KN$$

$$V = 355,86KN$$

c) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{i=0}^n W_j \times h_j}$$

F_i : effort horizontal revenant à chaque niveau i.

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

W_i, W_j : poids revenant aux plancher i,j.

h_j =niveau d'un plancher quelconque.

Pour notre cas $V = F_t$

III.2.2- Principe de la méthode spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

a) Spectre de repense de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A , η , R , T_1 , T_2 , Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1,2 \quad A = 0,2 \quad \eta = 1,84 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,5s$$

b) Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Ou : N est le nombre de niveau au dessus du sol et T_K la période du mode K .

c) Résultat de calcul :

1) Pourcentage de participation de masse :

Mode	Période (s)	Suivant X	Suivant Y	Suivant Z	Somme suivant X	Somme suivant Y	Somme suivant Z
1	0.27	0,00	48,92	0,00	0,00	48,92	0,00
2	0.24	80,91	48,92	0,00	80,91	0,00	0,00
3	0.23	80,91	48,92	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0.21	80,91	78,36	0,00	0,00	29,44	0,00
5	0.18	80,91	78,36	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0.17	80,91	78,36	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0.17	80,91	78,36	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0.15	81,53	78,36	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0.13	81,53	78,90	0,00	0,62	0,54	0,00
10	0.13	81,53	78,90	0,00	0,00	0,00	0,00
11	0.13	81,53	78,90	0,00	0,00	0,00	0,00
12	0.11	89,97	78,90	0,00	0,00	0,00	0,00
13	0.11	89,97	78,90	0,00	0,00	0,00	0,00
14	0.10	89,97	78,90	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0.09	93,42	78,90	0,00	3,45	0,00	0,00

Tableau V.2 : pourcentage de participation de masse.

2) Les réponses modales de la structure :

- Déformation modale :

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

- **Mode 1 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,27$ s, taux de participation de la masse 48,92%**

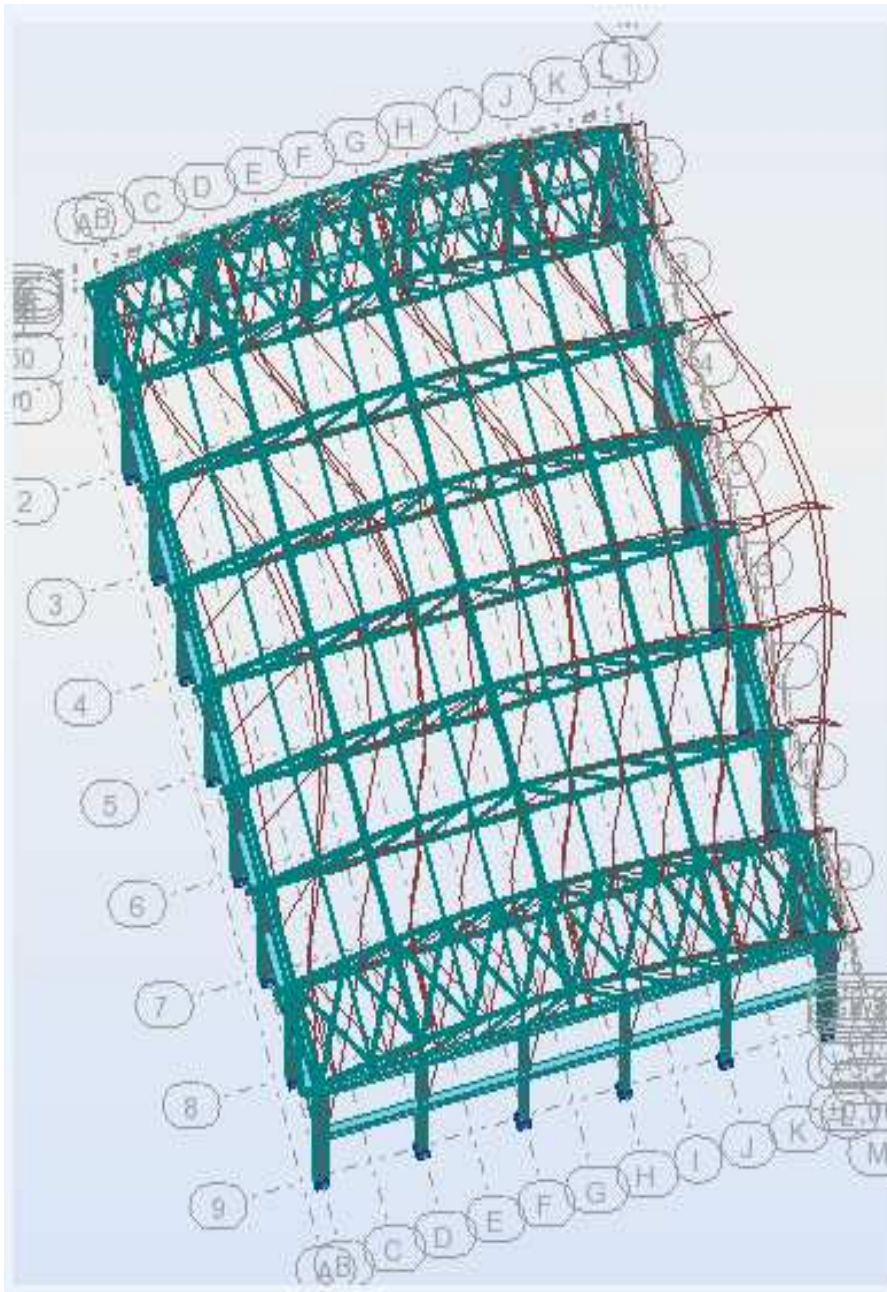


Figure V.1 : Mode de déformation (1)

- **Mode 2 : Translation suivant X-X , période $T = 0,24s$, taux de participation de la masse 80,91%**

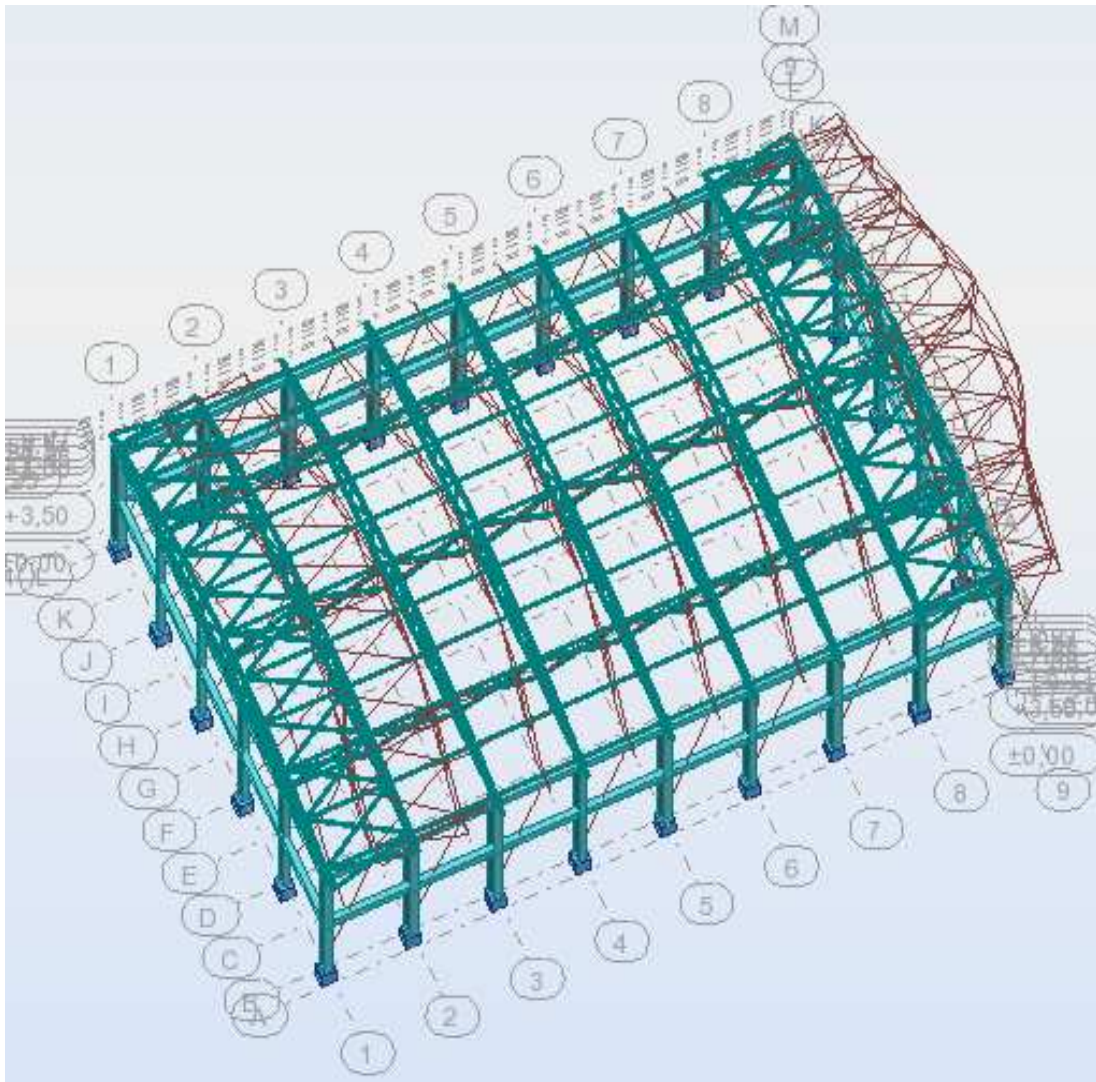


Figure V.2 : Mode de déformation (2)

- **Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période $T = 0,23s$, taux de participation de la masse de 0%**

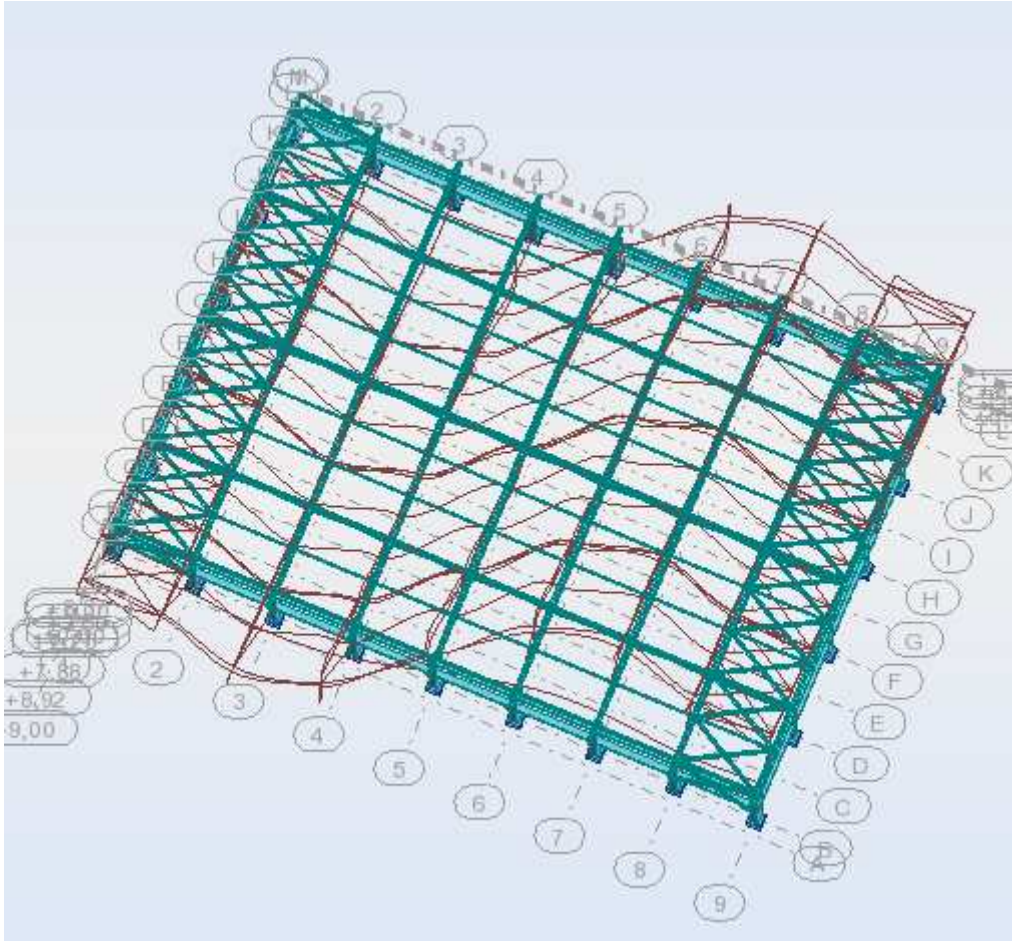


Figure V.4 : Mode de déformation (3)

III.3- Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

III.3.1- Les combinaisons de calcul :

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

V : Action du vent.

- VD : Vent de dépression
- VS : Vent de surpression

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptés selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Etat limite ultime	Etat limite de service	Accidentelle
G + 1,5VD	G + VD	G + Q + Ex
G + 1,5VS	G + S	G + Q - Ex
1,35G + 1,5 Q	G + Q	G + Q + Ey
1,35G + 1,5 S	G + S	G + Q - Ey
1,35(G + Q + S)	G + 0,9(Q + S)	G + Q + 1,2Ex
1.35(G+Q+VD)	G + 0,9(Q + VS)	G + Q - 1,2Ex
	G + 0,9(Q + VD)	G + Q + 1,2Ey
		G + Q - 1,2Ey
		0,8G + Ex
		0,8G - Ex
		0,8G + Ey
		0,8G - Ey

Tableau V.3 : Combinaisons de calcul.

III.3.2- Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	355,86	284,69	318,51	Vérifiée
Sens yy	355,86	284,69	307,71	Vérifiée

Tableau V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens.

III.3.3- Vérification des déplacements :**1^{er} Cas : situation durable :**

Les déplacements sont limités à :

Déplacement horizontal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right. \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1)I}$$

Ou h : hauteur du poteau

Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+VS)	1,35(G+Q+S)	0,4	0,2
Suivant Y	1,35(G+Q+VS)	1,35(G+Q+S)	0,3	0,2
Suivant Z	1,35(G+Q+VS)	1,35(G+Q+S)	2	1,3

Tableau V.5 : Déplacement max en situation durable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{700}{150} = 4,66cm \\ \frac{h}{125} = \frac{700}{125} = 5,6cm \\ \frac{L}{200} = \frac{2040}{200} = 10,2cm \end{array} \right.$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement $R=5$.

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	1,6	1,9	5,6	6,65

Tableau V.6 : Déplacement relatif des niveaux.

$$\frac{h}{100} = \frac{900}{100} = 9cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 9,00 cm, donc ils sont vérifiés.

III.4- Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet $P-\Delta$) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « $k-1$ ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

• **Sens X-X :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
9,00	5,6	2236,93	355,86	9,00	0,62	0,039

Tableau V.7 : Effet P- Δ suivant X-X.

$\theta_k = 0,039 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

• **Sens Y-Y :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
9,00	6,65	2236,93	355,86	9,00	0,73	0,046

Tableau V.8 : Effet P- Δ suivant Y-Y.

$\theta_k = 0,046 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

I- Introduction :

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre précédent et la modélisation de la structure en 3D sous Robot, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement...ect) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

II-Vérification des éléments de la ferme:

Les vérifications à faire sont :

II.1- A la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

II.2- Au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

II.3- La condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

- Membrures supérieures**- Traction :**

$$N_{sd} = 168,11 \text{ KN}$$

$$A_s = 38,3 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{38,3 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 818,22 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 168,11 \text{ KN} < N_{rd} = 818,22 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

- Flambement :

$$N_{sd} = 218,11 \text{ KN}$$

$$A_s = 38,3 \text{ cm}^2$$

$$L_f = l_0 \times 0,9 = 2 \times 0,9 = 1,8 \text{ m}$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2I_\alpha = 706,8 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1315,15 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 4,29 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 5,86 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 41,90$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 30,70$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{41,90}{93,9} \right] = 0,44 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{30,70}{93,9} \right] = 0,32$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0,44 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 0,32 > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,66$$

EC3 Art 5.5.1.2

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,58$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \left[\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,873$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \left[\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,935$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,873$$

$$N_{rd} = 0,873.1.38,3. \frac{23,5}{1,1} = 713,97 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 218.11 \text{ KN} < N_{rd} = 713,97 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous.

Eléments		Combinaisons	N _{sd} (KN)	N _{rd} (KN)	N _{sd} /N _{rd}	Observations
Membrures supérieurs	Compression	1,35(G+Q+S)	218,11	713,97	0,30	Vérifier
	Traction	G+1,5VD	168,11	818,22	0,20	Vérifier
Membrure inférieurs	Compression	G+1,5VD	170,7	845,086	0,20	Vérifier
	Traction	1,35(G+Q+S)	223,74	970,33	0,23	Vérifier
Diagonales	Compression	1,35(G+Q+N)	31,05	294,75	0,10	Vérifier
	Traction	G+1,5VD	21,38	401,56	0,42	Vérifier
Montants	Compression	1,35(G+Q+S)	36,27	220,6	0,84	Vérifier
	Traction	G+1,5VD	29,67	295,31	0,3	Vérifier

Tableau VI.1 : Vérification des éléments de la ferme.

D'après les résultats, tous les éléments de la ferme sont vérifiés. Les sections restent inchangées.

III- Vérification des diagonales des contreventements : 2(80×80×8)

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	1,35(G+Q+S)	29,74
Traction	G+1,5VD	27,24

Tableau VI.2 : les efforts dans les éléments de contreventement.

III.1- Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 9,6 cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{9,6 \times 23,5}{1} = 225,6 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 14,826 \text{ KN} < N_{rd} = 225,5 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

III.2 Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{sd} = 29,74 \text{ KN}$$

$$A_s = 24,6 \text{ cm}^2$$

$$L_f = 10 \times 0,8 = 4,31 \times 0,8 = 3,448 \text{ m}$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2I_\alpha = 289 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 540,29 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 3,428 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 4,686 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 100,59$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 73,57$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \text{ avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \text{ } \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,071 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = 0,784$$

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\lambda}_y &= 1,071 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z &= 0,784 > 0,2 \end{aligned} \right.$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^{-2} \right] = 1,287$$

EC3 Art 5.5.1.2

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right] = 0,95$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \left[\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2} \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,50$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \left[\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2} \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,673$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,50$$

$$N_{rd} = 0,50 \cdot 1.24,6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 262,62 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 29,74 \text{ KN} < N_{rd} = 262,62 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

IV. Vérification des montants de rive : (HEA 200)

IV.1- Les sollicitations :

Il s'agit de vérifier les montants les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables. Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Combinaison	N _{sd} (KN)	V _Y (KN)	V _Z (KN)	M _Y (KN.m)	M _Z (KN.m)
Cas 10	Compression 74,23	21,60	159,73	39,93	5,40
Cas 33	Traction 59,73	21,59	159,73	39,93	5,40

Tableau VI.3 : Sollicitations dans les montants de rive.

IV.2- Vérification à l'effort tranchant:

- Suivant Y-Y :

$$V_{ply} = A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$$

$$A_{vy} = 28,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{ply} = 28,80 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \right) = 355,22 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21,60 \text{ KN} < V_{ply} = 355,22 \text{ KN}$$

Vérifiée

$$V_{sd} = 21,60 \text{ KN} < 0,5 V_{ply} = 177,61 \text{ KN} \quad \text{Donc pas de réduction pour le moment résistant.}$$

• **Suivant Z-Z :**

$$V_{plz} = A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$$

$$A_{vz} = 18,08 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = 18,08 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \right) = 223,004 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 159,73 \text{ KN} < V_{plz} = 223,004 \text{ KN}$$

Vérifiée

$$V_{sd} = 159,73 \text{ KN} < 0,5 V_{plz} = 111,502 \text{ KN} \quad \text{Donc il ya de réduction pour le moment résistant.}$$

IV.3- Vérification à l'effort normal :

$$N^{\max} \leq \min \{ 0,5 A_w \cdot f_y ; 0,25 N_{pl} \}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,5 A_w \cdot f_y = 0,5 \times 8,04 \times 23,5 = 94,47 \text{ KN} \\ 0,25 N_{pl} = 0,25 \times 59,73 \times 23,5 = 350,91 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow N^{\max} = 94,47 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 59,73 \text{ KN} < N^{\max} = 94,47 \text{ KN}$$

Vérifiée.

Donc pas de réduction des moments autour des deux axes.

IV.4- Vérification aux instabilités :

- **Vérification au flambement :**

$$N^{\max} = 73,23 \text{ KN}$$

$$l_k = 25 \times 0,7 = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{HEA200} \Rightarrow A = 41,1 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 3692 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1336 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 8,28 \text{ cm}$$

$$i_z = 4,98 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{17,5}{8,28} = 2,11$$

$$\lambda_z = \frac{17,5}{4,98} = 3,51$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{2,11}{93,9} \right] = 0,02$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{3,51}{93,9} \right] = 0,03$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,02 < 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,03 < 0,2$$

Pas du risque de flambement.

V. Vérification des ciseaux de stabilité des fermes : CAE(80×80×8)

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	Cas 10	29,74
Traction	Cas 3	27,24

Tableau VI.4 : les efforts dans les éléments de contreventement.

V.1- Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{On a : } A = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{9,6 \times 23,5}{1} = 225,6 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 14,826 \text{ KN} < N_{rd} = 225,5 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{ Vérifiée}$$

V.2- Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{sd} = 29,74 \text{ KN}$$

$$A_s = 24,6 \text{ cm}^2$$

$$L_f = l_0 \times 0,8 = 4,31 \times 0,8 = 3,448 \text{ m}$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2I_\alpha = 289 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 540,29 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 3,428 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 4,686 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 100,59$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 73,57$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,071 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = 0,784$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 1,071 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 0,784 > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^{-2} \right] = 1,287$$

EC3 Art 5.5.1.2

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right] = 0,95$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \left[\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2} \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,50$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \left[\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2} \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,673$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,50$$

$$N_{rd} = 0,50 \cdot 1.24,6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 262,62 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 29,74 \text{ KN} < N_{rd} = 262,62 \text{ KN}$$

vénifiée

VI. Vérification par logiciel ROBOT 2013 :**Vérification de la membrure supérieure :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 1 membrure sup							
324 Barre_324	OK	membrure su	ACIER E24	62.13	45.53	0.89	10 1,35(G+Q+VD)

Tableau VI.5 : vérification de membrure supérieure par **ROBOT****Vérification de la membrure inférieure :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 2 membrure inf							
312 Membrure_i	OK	membrure inf	ACIER E24	59.67	43.01	0.96	10 1,35(G+Q+VD)

Tableau VI.6 vérification de membrure inférieure par **ROBOT****Vérification des diagonales :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 4 diagonal							
347 Barre_347	OK	DIG 2 CAE 70	ACIER E24	91.42	66.99	0.12	10 1,35(G+Q+VD)

Tableau VI.7 vérification des diagonales par **ROBOT****Vérification des montants :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 3 montant							
430 Montant_CM	OK	MONT 2 CAE	ACIER E24	88.10	64.50	0.18	10 1,35(G+Q+VD)

Tableau VI.8 vérification des montants par **ROBOT****Vérification des montants de rive :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 8 montant de rive							
335 Poteau_de_r	OK	HEA 200	ACIER E24	3.02	5.02	0.85	10 1,35(G+Q+VD)

Tableau VI.9 vérification des montants de rive par **ROBOT****Vérification des diagonales de la poutre au vent :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 5 diagonal poutre au vent							
710	OK	p vent 2 CAE	ACIER E24	71.54	52.35	0.19	33 G+1,5VS

Tableau VI.10 vérification des diagonales de la poutre au vent par **ROBOT**

I. Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composantes élémentaires entre elles en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations.

Il existe plusieurs types d'assemblage dans la construction et plusieurs techniques pour les réaliser. Ils doivent ce pendant tous obéir à la même règle : les assemblages ne doivent jamais affaiblir la résistance des pièces.

II. Assemblage des éléments de la ferme:

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous.

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	218,11	223,74	31.05	36,27
Section	2L(100×100×10)	2L(100×100×12)	2L(70×70×7)	2L(60×60×6)

Tableau VII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme.

Les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

II.1- Pré dimensionnement du gousset:

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

- Pour les membrures supérieures $N = 218,11 \text{ KN} > 200 \text{ KN}$
- Pour les membrures inférieures $N = 223,74 \text{ KN} > 200 \text{ KN}$
- Pour les diagonales $N = 31,05 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$
- Pour les montants $N = 36,27 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$

Donc on choisit $e = 10\text{mm}$.

II.2- Pré dimensionnement de la gorge:

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivant:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\text{max}} \text{ avec :}$$

t_{max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\text{max}} = 10\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 10\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 5\text{mm} \Rightarrow a = 4\text{mm}$$

a) Les longueurs de soudures:

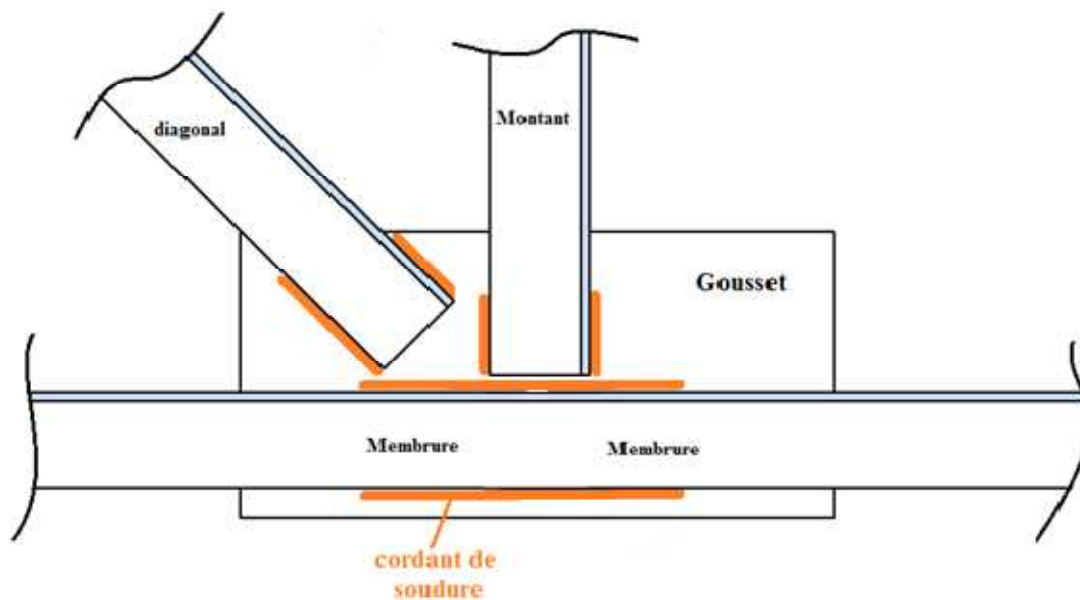


Figure VII.1 : Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{N}{2} \frac{\gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{N}{2} \frac{\gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

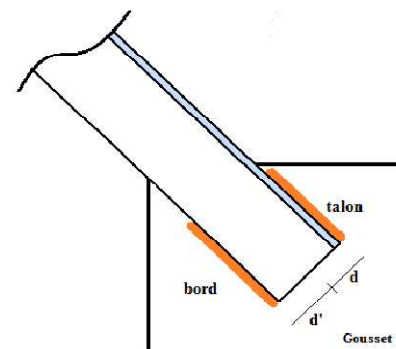


Figure VII.2 : longueurs des soudures

$N/2$: effort repris par une cornière

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0}=1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360\text{MPa}$

a : Gorge de la soudure $a = 4\text{mm}$

d : Distance du centre de gravité au talon

d' : Distance du centre de gravité au bord

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

élément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L_{talon} (cm)	L_{bord} (cm)	
Membrure supérieure	2L (100*100*10)	6,94	3,06	9,10	4,013	4
Membrure inférieure	2L (100*100*12)	6,85	3,15	9,21	4,23	4
Diagonale	2L (70*70*7)	5,03	1,97	1,34	0,525	4
Montant	2L (60*60*6)	4,33	1,69	1,56	0,612	4

Tableau VII.3 : Dimension des cordons de soudure.

III- Assemblage poteau – ferme : (HEA200 – 2L(60*60*6))

III.1- Disposition des boulons

Pour avoir un bon encastrement on va changer les montants qui sont assemblés aux poteaux constitués de 2L(80*80*10) par un HEA200 qui permettrait de réaliser l'assemblage adéquat.

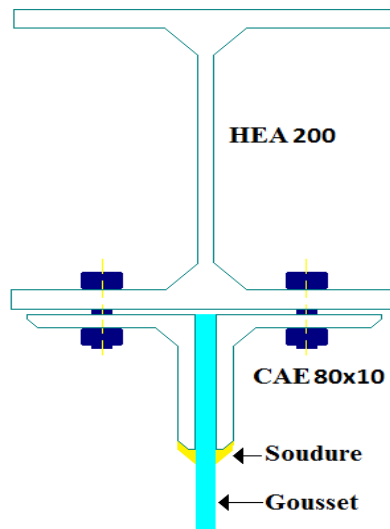


Figure VII.3 : Détail assemblage ferme – poteau

L'assemblage sera sollicité par un moment M qui résulte des efforts de tractions dans les membrures (supérieures, inférieures) ainsi que les diagonales, et un effort tranchant V dû à l'effort de compression dans le dernier montant.

- **Calcul du moment sollicitant aux appuis de la ferme**

$$G = 1,62 \text{ KN/m}$$

$$W = -3,38 \text{ KN/m} \quad (\text{voir la page 121})$$

- **1^{er} CAS : $G + 1,5 W$**

$$P_u = 1,62 - 1,5 \times 3,38 = -3,45 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{3,45 \times 20^2}{12} = 115 \text{ KN.m}$$

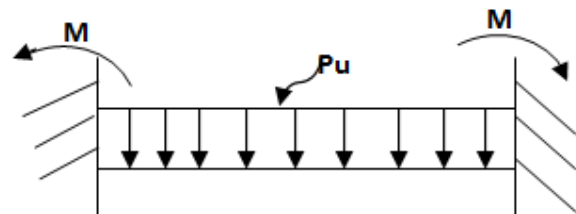


Figure VII.4 : Schéma statique de la ferme

- **2^{èmes} cas : $1,35G + 1,5S$**

$$P_u = 4,24 \text{ KN/m}$$

$$M = \frac{4,24 \times 20^2}{12} = 141,4 \text{ KN.m}$$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir $1,35G + 1,5 S$

$$\begin{cases} M_U = 141,4 \text{ KN.m} \\ V_U = 74,23 \text{ KN} \end{cases}$$

On considérera forfaitairement rangés de boulon M18 → $d_0 = 20 \text{ mm}$

Cornière 2L(80*80*10), $t = 10 \text{ mm}$

Longueur = 25 cm

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \quad \text{d'ou} \quad \begin{cases} 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120 \text{ mm} \\ 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{cases}$$

Soit $e_1 = 4 \text{ cm}$ $P_1 = 5 \text{ cm}$

Les 2 rangées de boulons supérieures travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_{i=1}^3 d_i^2}$$

d_i : la distance des boulons tendus au sommet du montant

$$d_1 = 25 - 4 = 21 \text{ cm}$$

$$d_2 = 21 - 5 = 16 \text{ cm}$$

$$N_1 = \frac{141,4 \times 0,21}{(0,21)^2 + (0,16)^2} = 426,02 \text{ KN}$$

$N_I = 213,01 \text{ KN}$ Effort de traction sur un boulon

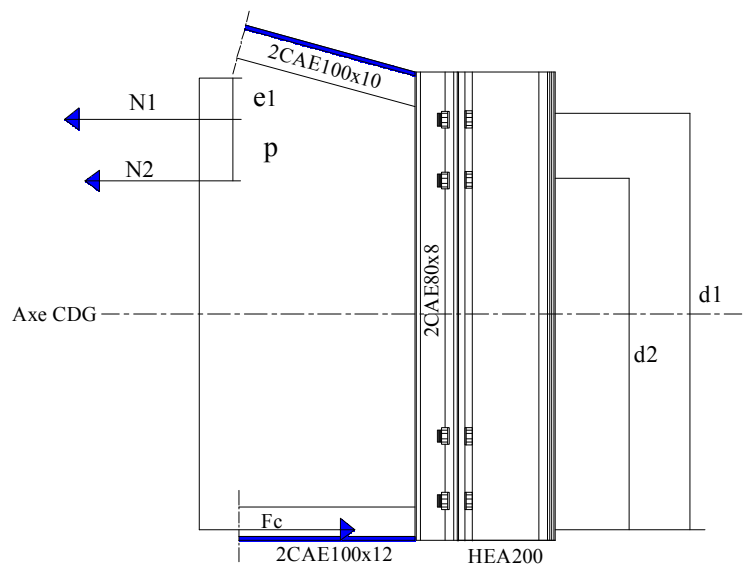


Figure VII.5 : distribution des efforts.

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \cdot p}$$

n : nombre de boulon

p : nombre de plan de cisaillement

$$V_{sd} = \frac{74,23}{8 \times 1} = 9,27 \text{ KN}$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit:

$$V_R = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n (F_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_s} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

F_p : effort de précontrainte

f_{ub} : résistance ultime du boulon

A_s : section résistante de la partie fileté.

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) $f_{ub} = 800$ MPa

γ_{ms} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0} = 1,25$

K_s : facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$

n : nombre de plan de contact $n=1$

μ : Coefficient de frottement $\Rightarrow \mu = 0,3$ surface brossée

III.2 Vérification

A) à l'assemblage trop long:

La longueur de l'assemblage est : $L=250-(2 \times 40)=170$ mm

$$15 \times d = 15 \times 18 = 270 \text{mm}$$

$L = 170 \text{mm} < 15 \times d = 270 \text{mm}$; donc l'assemblage n'est pas très long.

D'où l'effort résistant V_R sera pas réduit avec un coefficient β

$$V_R = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 1,92 \times 80 - 0,8 \times 0,587]}{1,25} = 15,09 \text{KN}$$

$$V_R = 15,09 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 9,27 \text{KN} < 15,09 \text{KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

B) Vérification au poinçonnement :

$$B_{prd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$d_m = 29,1 \text{mm}$$

$t_p = 10$ mm (épaisseur de la cornière)

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$B_{prd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 29,1 \times 10 \times 360}{1,5} = 131,64$$

$$B_{prd} = 65,822 \text{ KN} > F_{isd} = 9,25 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

C) La pression diamétrale

$$F_{prd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,58$$

$$F_{prd} = 37,58 \text{ KN} > F_{vsd} = 9,27 \Rightarrow \text{vérifié}$$

IV. Assemblage des deux éléments de la ferme:

IV.1 Détail d'assemblage du couvre joint :

Afin de faciliter le transport, ainsi que le montage (assemblage) sur chantier des ferme, on devra diviser cette dernière en quatre éléments, les deux auvents, ainsi que la ferme qui sera diviser au milieu.

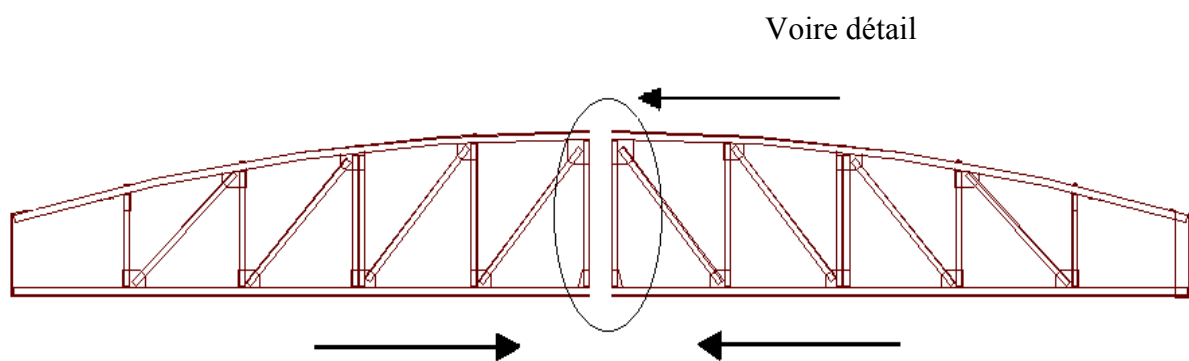


Figure VII.6 :assemblage des deux éléments de la ferme

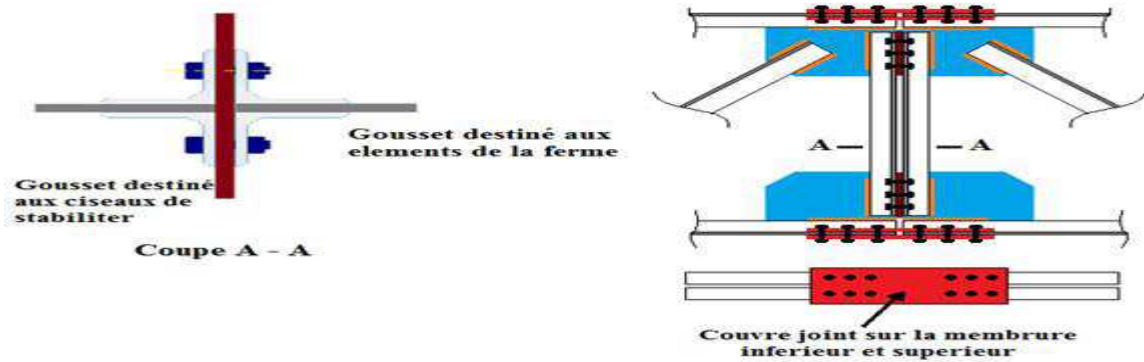


Figure VII.7 : Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme

L'assemblage sera sollicité par un moment en travée qui résulte des efforts normaux dans les barres, qui se réduit par la suite a un effort de cisaillement dans les boulons.

On considérera forfaitairement 12 boulons ordinaires M12 de classe 6.8 ; $d_0 = 13\text{mm}$.

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 15,6\text{mm} \leq e_1 \leq 72\text{mm} \\ 28,6\text{mm} \leq p_1 \leq 84\text{mm} \end{cases}$$

Soit $e_1 = 40\text{ mm}$ $P_1 = 60\text{ mm}$

IV.2 Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme

IV.2.1 Schéma statique équivalent

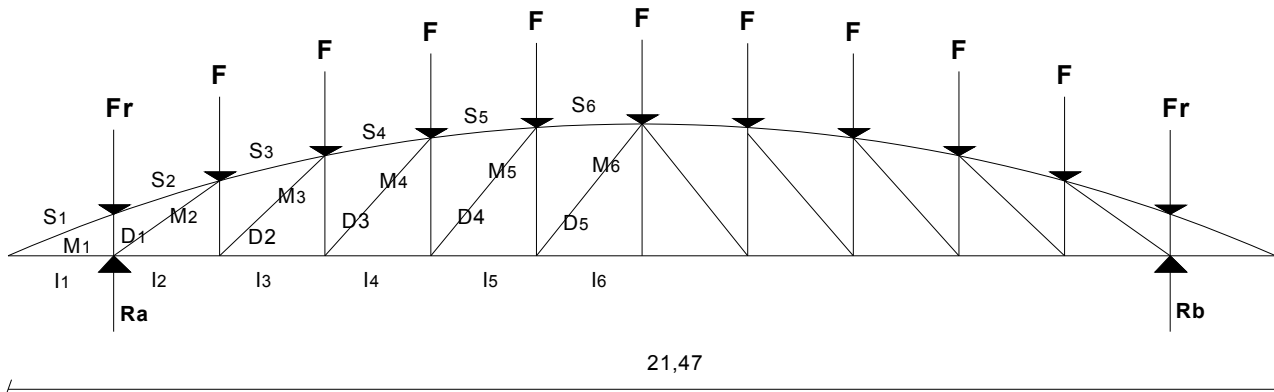


Figure VII.8 : Schéma statique équivalent de la ferme

Avec H et la hauteur du montant du milieu; 220 cm.

Calcul de G :

Poids de la ferme : 19,53 kN

Poids des pannes : $11 \times 0,104 \times 3,80\text{m} = 4,34\text{kN}$

Poids de la couverture + accessoires d'attache : $0,1305 \times 22,02\text{m} \times 3,8\text{m} = 10,91\text{kN}$

$$G = 34,79\text{kN} \quad \text{donc} \quad P_G = 34,79/21,47 = 1,62\text{kN/m}$$

Calcul de S:

$$S = 0,353 \times 22,02 \times 3,8 = 29,53\text{kN} \Rightarrow PS = 29,53/21,47 = 1,37\text{kN/m}$$

Calcul de W :

$$W = -0,8685\text{kN/m}^2 \Rightarrow PW = -0,8685 \times 3,8\text{m} = -3,38\text{kN/m}$$

1^{er} CAS : G + 1,5 W

$$P_u = 34,79 - 1,5 \times 3,38 = - 3,45\text{kN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{3,45 \times 20^2}{8} = 172,5\text{KN.m}$$

2^{emes} cas : 1,35G+1,5S

$$P_u = 4,24 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{4,24 \times 20^2}{8} = 212,1\text{KN.m}$$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir 1.35G + 1,5 S.

Le couvre joint sera sollicité à un effort de traction qui vaut :

$$N_{\max} = \frac{M_{\max}}{h} = \frac{212,1}{2} = 106,05\text{KN}$$

D'où l'effort repris par chaque boulon est calculé comme suite :

$$F_{V,Sd} = \frac{N_{\max}}{n \times P} = \frac{106,05}{12 \times 2} = 4,41\text{KN}$$

IV.3 Vérifications

A) Assemblage trop long

Longueur du couvre joint : 340 mm

Longueur de l'assemblage : $L = 380 - 2 \times 40 = 300\text{mm}$

$L > 15d = 180 \text{ mm}$; Donc l'assemblage est trop long.

Calcul du coefficient réducteur β :

$$\beta = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = \left(\frac{300 - 180}{200 \times 12} \right) = 0,95$$

$$F_{V,Rd} = 2,5 \times \beta \times A_S \times f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$F_{V,Rd} = 2,5 \times 0,95 \times 0,843 \times 60 / 1,25 = 19,22 \text{ KN} > F_{V,sd} = 6,18 \text{ KN} \dots\dots \text{vérifier}$$

B) Pression diamétrale :

$$F_{P,Rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_P \times f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (1,02; 1,28; 2,22 : 1)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{P,Rd} = 2,5 \times 1 \times 12 \times 6 \times 60 / 1,25$$

$$F_{p,Rd} = 8,640 \text{ KN} > F_{p,Sd} = 4,41 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

C) Rupture de la section nette

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \zeta A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (60 - 13) \times 5 = 235 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{net} - (d_0 \times e) - A_1 = 582 - (13 \times 5) - 235 = 282 \text{ mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 235}{3 \times 235 + 282} = 0.714$$

$$A_{net} = 2(235 + 0.714 \times 282) = 872.7 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 872,7 \times 360 / 1,25 = 226,2 > 106,05 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

On devra ajouter forfaitairement a cette assemblage 6 rangés de boulons ordinaires M12 de classe 6.8 afin d'assembler les deux montants du milieu. Comme montre la figure VII.5

V. Assemblage des ciseaux de stabilité des fermes :

V.1 Dimensionnement de l'assemblage

Les barres constituées de 2L (80x80x8), sont soumises uniquement aux efforts de traction ou compression, se qui se traduit en effort de cisaillement dans les boulons.

$$N_{\max} = 47.27 \text{ KN}$$

On utilisera des boulons ordinaires M12 de classe 6.8 a fin de réaliser une articulation.

$$f_u = 500 \text{ MPa}$$

Boulons M12, $A_s=0,843 \text{ cm}^2$

$$F_{V,Rd} = 0.5 A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times 0,843 \times 500 / 1,25 = 16,86 \text{ KN}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est : $F_V = \frac{N}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante :

$$F_V \leq F_{s,Rd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{V,Rd} \cdot p} = \frac{47,27}{16,86 \times 2} = 1.40$$

Soit $n=2$ boulons

Donc on opte pour un gousset de 8mm et 2 boulons M12 de classe 5.8

$d_0 = 13 \text{ mm}$

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{ mm} \end{cases} ; \begin{cases} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{ mm} \end{cases} ; \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{cases}$$

$$15,6 \leq e_1 \leq 96 ; 15,6 \leq e_2 \leq 96 ; 15,6 \leq p_1 \leq 96$$

Soit $e_1 = 30 \text{ mm}$

$e_2 = 16 \text{ mm}$

$p_1 = 50 \text{ mm}$

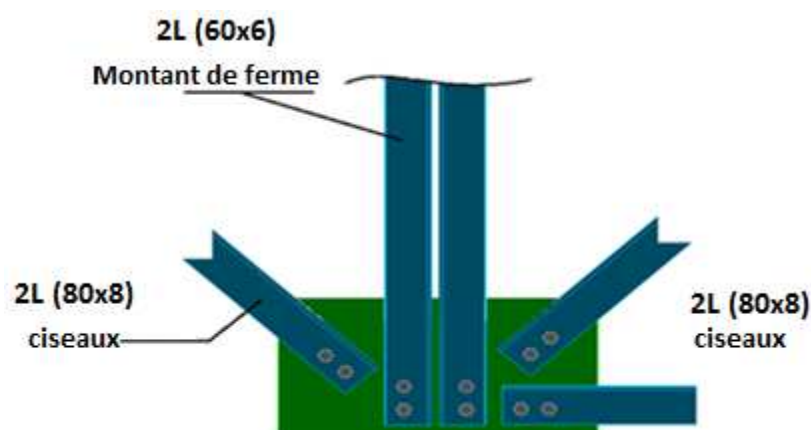


Figure VII.9 : Assemblages des ciseaux à la l'avant dernière ferme

V.2 Vérifications supplémentaires

a) - Pression diamétrale

$$F_{P,Rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_P f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0,76; 1,28; 2,22 : 1)$$

$$\alpha = 0,76$$

$$F_{P,Rd} = 2,5 \times 0,76 \times 12 \times 8 \times 60 / 1,25 = 72,96 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 72,96 \text{ KN} > F_{V,Sd} = 47,27/4 = 11,81 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

b) - Rupture de la section nette

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (60 - 13) \times 5 = 235 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{net} - (d_0 \times e) - A_1 = 582 - (13 \times 5) - 235 = 282 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = 2(235 + 0,714 \times 282) = 872,7 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 872,7 \times 360 / 1,25 = 226,2 > 47,27 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

VI. Assemblage des éléments de la Poutre au vent

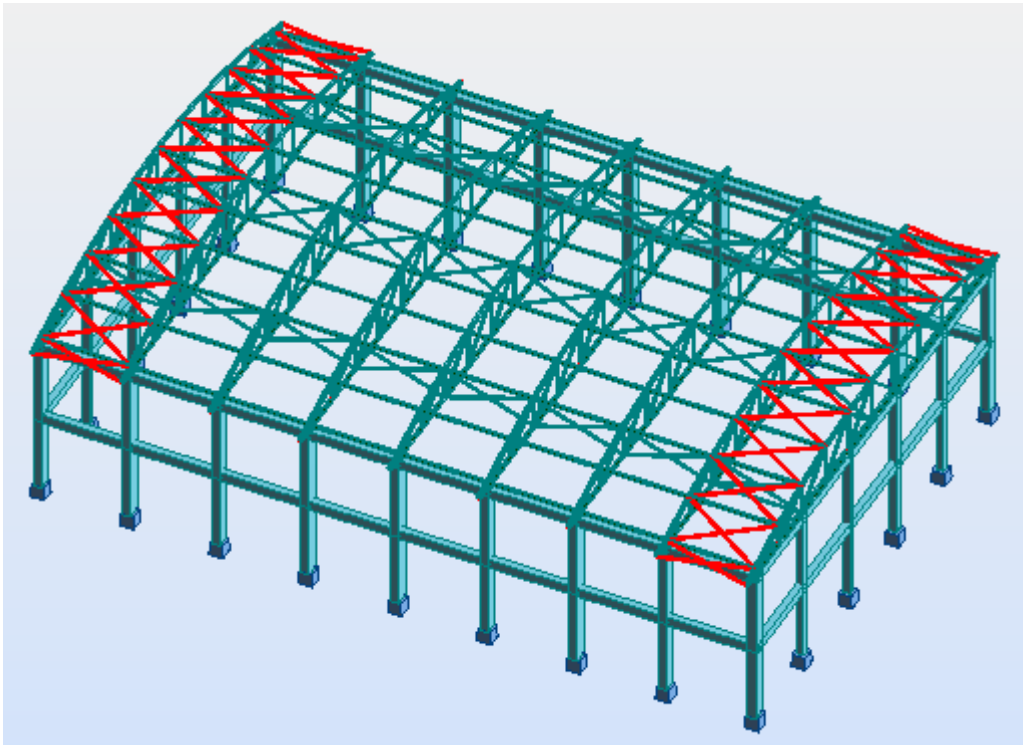


Figure VII.10 : Poutre au vent en pignon

VI.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N = 29,52 \text{ kN}$$

On utilise des boulons ordinaires M12 de classe 4.8 soumis au cisaillement d'où:

$$\text{Boulons M12, } A_s = 0,843 \text{ cm}^2$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times 0,843 \times 40 / 1,25 = 13,48 \text{ kN}$$

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

Les diagonales : 2L (80x80x8)

$$\text{L'effort tranchant repris par un boulon est : } F_v = \frac{N/2}{n \cdot p}$$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante :

$$F_V \leq F_{s,Rd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{V,Rd} \cdot p} = \frac{29,52}{13,23 \times 1 \times 2} = 1,11$$

Soit $n=2$ boulons pour chaque cornière

Donc on 8mm et 2 boulons M12 de classe 4.8opte pour un gousset de

$d_0=13\text{mm}$

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120\text{mm} \end{cases} ; \begin{cases} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120\text{mm} \end{cases} ; \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140\text{mm} \end{cases}$$

$$15,6 \leq e_1 \leq 96 \quad 15,6 \leq e_2 \leq 96 \quad 15,6 \leq P_1 \leq 96$$

Soit $e_1=30\text{mm}$

$e_2=18\text{mm}$

$P_1=40\text{mm}$

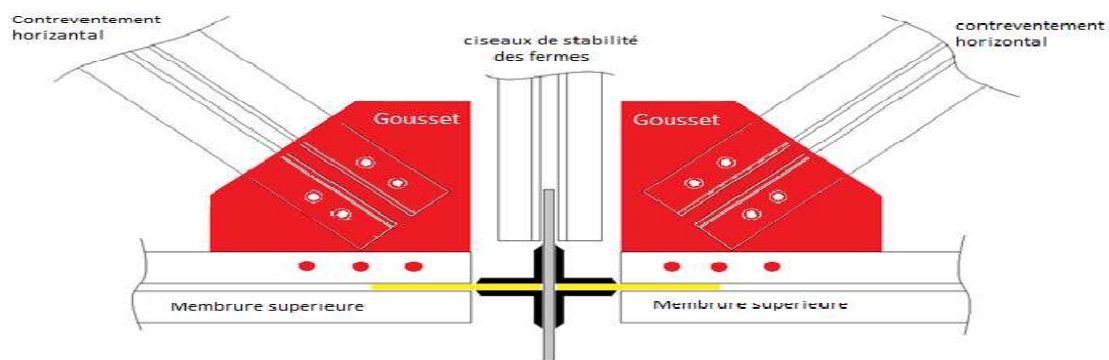


Figure VII.11 : Détail d'assemblage au sommet de la ferme

VI.1.1 Vérifications supplémentaires

a) - Pression diamétrale

$$F_{P,Rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_P f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0,77; 1,28; 2,22 : 1)$$

$$\alpha = 0,77$$

$$F_{P,Rd} = 2,5 \times 0,77 \times 12 \times 8 \times 400 / 1,25 = 59,136 \text{KN}$$

$$F_{p,rd} = 59,136 \text{KN} > F_{v,Sd} = 29,52/4 = 7,38\text{KN} \quad \text{vérifié}$$

b) - Rupture de la section nette

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{\text{net}} \times f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + A_2 \zeta)$$

$$\zeta = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2}$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (80 - 13) \times 8 = 536 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1230 - (13 \times 8) - 536 = 590 \text{ mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3 \times 536}{3 \times 536 + 590} = 0,731$$

$$A_{net} = 2(536 + 0.731 \times 590) = 1934,58 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 1934,58 \times 400 / 1,25 = 557,159 \text{ KN} > 29,52 \text{ KN} \text{ Vérifié}$$

VI.2 Assemblage du gousset sur la membrure de la ferme:

Forfaitairement, on vérifiera l'assemblage pour 3 boulons M12 de classe 4.6

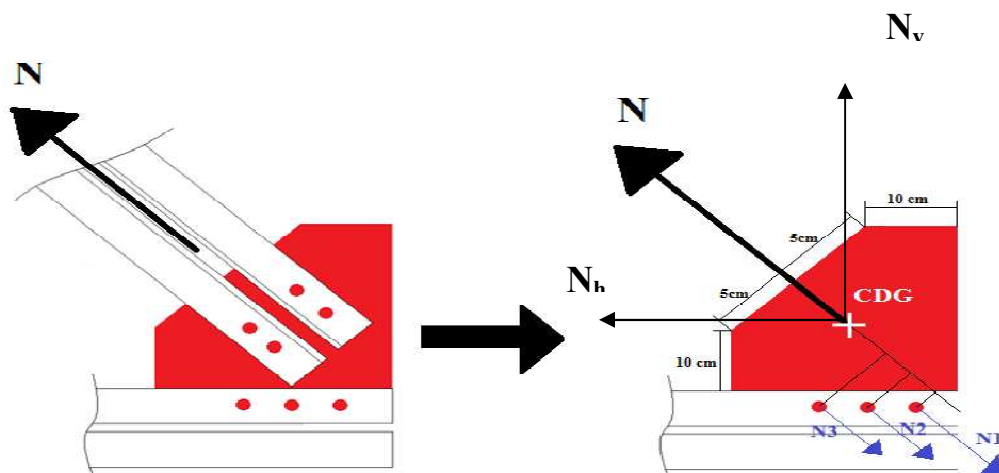


Figure VII.12 : Assemblage gousset – membrure

VI.2.1 Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon:

$$N = 29,52 \text{ KN}$$

$$N_v = 29,52 \cdot \sin(61,88) = 26,03 \text{ KN}$$

$$N_h = 29,52 \cdot \cos(61,88) = 13,91 \text{ KN}$$

❖ Cisaillement vertical des boulons:

$$F = \frac{N}{n} \quad n : \text{nombre de boulon}$$

$$F_V = \frac{26,03}{3} = 8,67 \text{KN}$$

$$F_H = \frac{13,91}{3} = 4,64 \text{KN}$$

D'où l'effort de cisaillement $F_{V,sd}$ sur le boulon est:

$$F_{V,sd} = \sqrt{F_V^2 + F_H^2} = \sqrt{8,67^2 + 4,63^2} = 9,83 \text{KN}$$

$$F_{V,sd} = 9,83 \text{KN}$$

VI.2.2 Vérification à la résistance des boulons :

➤ au cisaillement seul :

$$F_P = 0,5 \times A_s \times f_{ub} / \gamma_{mb} = 0,5 \times 0,843 \times 40 / 1,25 = 13,48 \text{KN}$$

D'où $F_{V,Rd} = 13,48 \text{KN} > F_{srd} = 9,83 \text{KN}$ **vérifié**

VII. Assemblage de la ferme sur le poteau en béton :

Dans notre cas on a une jonction ferme et poteau en béton armé qui sera calculé comme un pied de poteau encastré à sa base qui sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui,

- **Sollicitations :**

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous

Combinaisons	N (KN)	M _y (KN.m)	V _y (KN)	M _z (KN.m)	V _z (KN)
1,35(G+Q+VD)	74,23	39,93	11,75	2,94	159,93
G+1,5VS	-59,73	31,11	7,30	1,82	124,44

Tableau VII.4 : Les sollicitations les plus défavorables

VII.1 Dimensionnement des tiges d'ancrages:

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 74,23 \text{KN.}$$

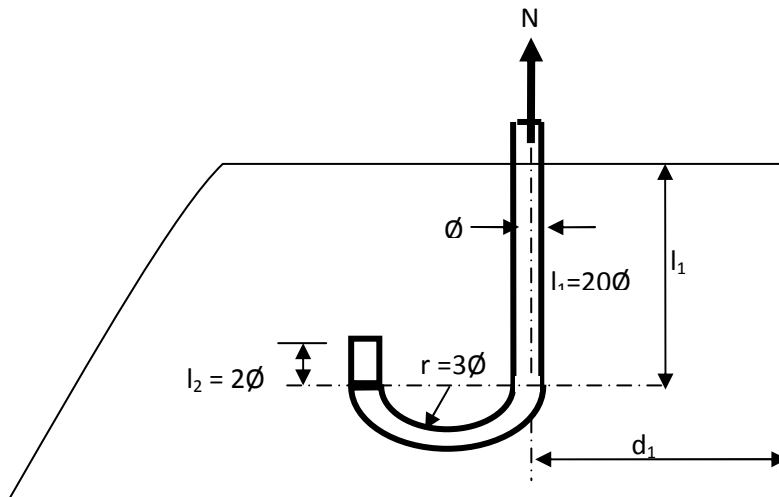


Figure. VII.13 : Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section HEA200 $\Rightarrow h = 190$ mm

b : la largeur de la section HEA200 $\Rightarrow b = 200$ mm

c : le débord, donné par : $c = (100 \text{ à } 150)$ mm

on prend : $c = 100$ mm

d'où : $A = b + 2c = 200 + 2 \times 100 = 400$ mm

$B = h + 2c = 190 + 200 = 390$ mm

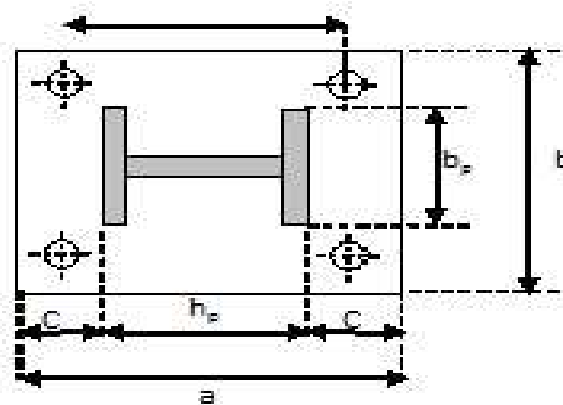


Figure. VII.14 : Dispositions constructives

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_a).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$\frac{N_t}{4} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{59,73}{3,14 \times 23,5}} = 0,90cm$$

Donc : $\phi = 14mm$

Soit des tiges d'ancrages de 14 mm de diamètre.

VII.2 Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \text{ (CCM97)}$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, l_1 = 20\phi, l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$r = 3\phi = 4,2cm$$

$$l_1 = 20\phi = 28cm$$

$$l_2 = 2\phi = 2,8cm$$

$$d_1 = 5cm$$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \cdot \frac{1,4}{\left(1 + \frac{1,4}{5} \right)} \cdot (28 + 26,88 + 9,8) = 24,40KN$$

$$N_a = 24,40KN \geq \frac{N_t}{4} = 14,93KN \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

VII.3 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{39,93}{74,23} = 0,537m$$

$$e = 53,7cm > \frac{h}{6} = \frac{29}{6} = 4,83cm$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$A = 3,07cm^2$ (A : aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau)

$$l = 28cm$$

$$h = 29cm$$

$$b = 39cm$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3(l-h)h^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h^3 + (-5,7)h^2 + 222,13h' - 6708,59 = 0$$

$$h' = 15,1cm$$

VII.3.1. Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 74,23 \times 28}{39 \times 15,1 \left(29 - \frac{15,1}{3} \right)} = 2,945MPa < f_{ub} = 14,2MPa \quad \text{Vérfiée}$$

VII.3.2. Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{59,73}{3,07} \cdot \frac{28 - 29 + \frac{15,1}{3}}{\left(29 - \frac{15,1}{3} \right)} = 32,74MPa \leq f_y = 235MPa \quad \text{Vérfiée}$$

VII.4 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

VII.4.1 vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).
Les moments correspondant, pour une bande de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 2,98 \times 10 \times 7,5 \times 10^{-3} = 0,220 \text{KN.m}$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{1,47}{2}\right) \frac{10}{3} \times 10^{-3} = 0,024 \text{KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,196 \text{KN.m}$$

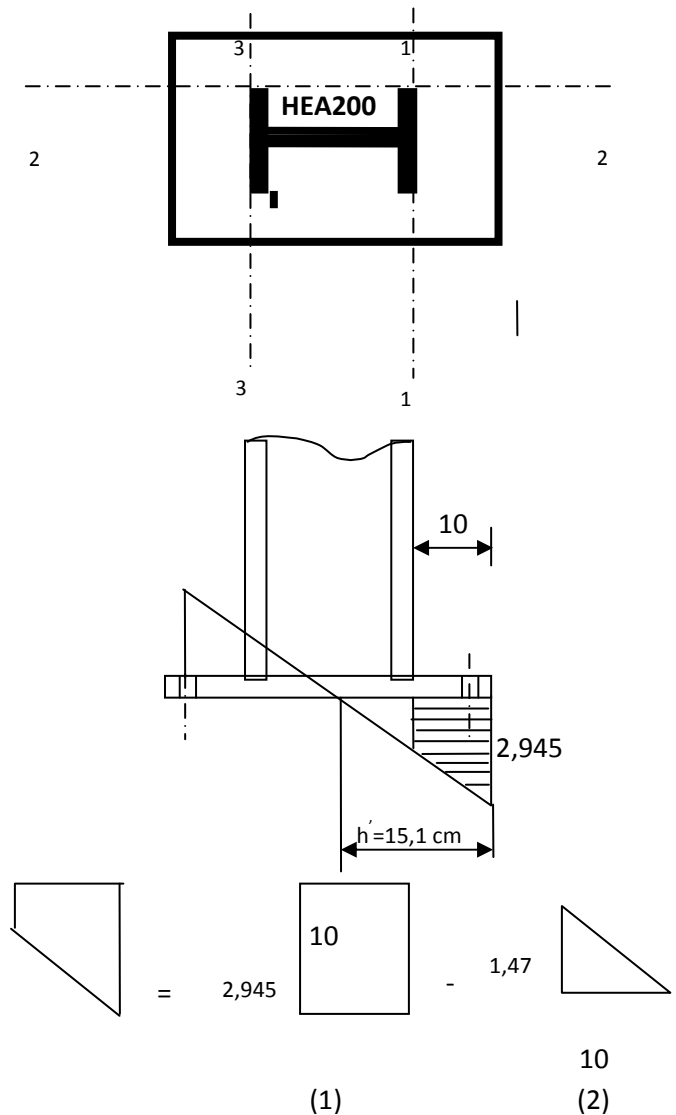
- le module d'inertie de la platine pour b = 1cm

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12}\right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

- la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0,196 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 2,23 \text{cm}$$

$t \geq 2,23 \text{cm}$ **Figure VII.15** : Vérification dans la section 1-1



VII.4.2 Vérification da la section 2-2 :

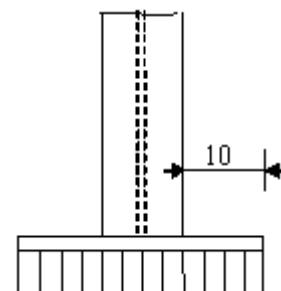
Par le même résonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 2,945 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0,147 \text{KN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0,147 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 1,93 \text{cm}$$

$$t \geq 1,93 \text{cm}$$

Figure VII.16 : Vérification de la section 2-2



VII.4.3 Vérification de la section 3-3 :

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 3,07 \times 32,74 \times 10^{-1} = 10,05 \text{ KN}$$

$$M = 0,1 \times 10,05 = 1,005$$

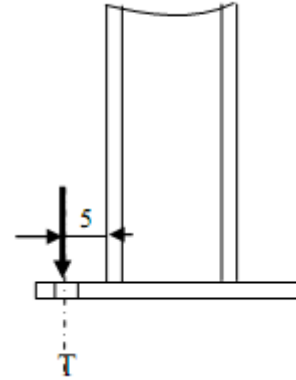
$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{1,005 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,005}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,07 \text{ cm}$$

Figure VII.17 : Vérification de la section 3-3



En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 2 cm.**

I- Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivants :

- 1) $1,35G + 1,5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+1.2E$ RPA v2003 (Art 5.2)
- 4) $G+Q-1,2E$
- 5) $0,8G+E$
- 6) $0,8G-E$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

I.1- Les recommandations du RPA 99 v2003 :**❖ Les armatures longitudinales**

RPA 99 v 2003 (Art 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal est de : $0,8 \% b_1 \times h_1$ (Zone II).
- Leur pourcentage maximal est de :
 - 4 % en zones courantes.
 - 6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant résume le ferrailage des poteaux :

Les différents poteaux	A : Section du poteau (cm ²)	$A_{\min}(\text{cm}^2)=0,8\%A$	$A_{\max}(\text{cm}^2)=4\%A$ Zone courante	$A_{\max}(\text{cm}^2) = 6\%A$ Zone nodale
Poteau type 1	60×35 (cm ²)	16,8	84	126
Poteau type 2	30×30 (cm ²)	7,2	36	54

Tableau VIII.1 : Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux

❖ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm}) \quad (\text{zone nodale})$$

$$t \leq 15 \times \phi_l \quad (\text{zone courante}), (\phi_l \text{ diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau})$$

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\rho = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

avec λ_g : élancement géométrique.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$- A^{\min} = 0,3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A^{\min} = 0,8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g < 3$$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré. l_f

: Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10Φ .

I.2- Ferrailage des poteaux :**a- Les armatures longitudinales :****Poteau (M-5) : 60×35****1^{er} cas :**

$$N_{\max} = 163,35 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 8,51 \text{ KN.m}$$

$$a = (0.337h - 0.81c')bhf_{bu} = (0.337 \times 0,6 - 0.81 \times 0,03) \times 0.35 \times 0.6 \times 14.17 = 0,529 \text{ MN.m}$$

$$a = 0.529 \text{ MN.m}$$

$$b = Nu(d - c') - Mua$$

$$Mua = Mu + Nu \times (d - \frac{h}{2}) = 8,51 \cdot 10^{-3} + 163,35 \cdot 10^{-3} \times (0.57 - 0.3) = 0.052 \text{ MN.m}$$

$$b = 163,35 \cdot 10^{-3} \times (0.57 - 0.03) - 0.052 = 0.0363 \text{ MN.m}$$

$$c = (0.5h - c')bhfbu = (0.5 \times 0.6 - 0.03) \times 0.35 \times 0.6 \times 14.17 = 0.80 \text{ MN.m}$$

$$a = 0.529$$

$$b = 0.0363$$

$$c = 0.8$$

$$a > b \Rightarrow \text{SPC}$$

$$\mu_a = \frac{Mua}{bd^2f_{bu}} = \frac{0.052}{0.35 \times (0.57 \times 0.57) \times 14.17} = 0.032$$

$$\mu_a < 0,186 : \text{Domaine 1} \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}}{0.8} = 0.04$$

$$\alpha = 0,04$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.56$$

$$\xi_s = \left(\frac{1}{\alpha} - 1\right) \times \frac{3.5}{1000} = 8,4 \cdot 10^{-2}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{es} = 0,174 \cdot 10^{-2}; \text{ donc : } \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{Mua}{z} - Nu \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{0.052}{0.56} - 0.16353 \right) = -2,03 \times 10^{-4} < 0$$

2^{eme} cas :

$$M_{\max} = 124,5 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corres}} = 105,61 \text{ KN}$$

$$a = (0.337h - 0.81c')bhf_{bu} = (0.337 \times 0,6 - 0.81 \times 0,03) \times 0.35 \times 0.6 \times 14.17 = 0,529 \text{ MN.m}$$

$$a = 0.529 \text{ MN.m}$$

$$b = Nu(d - c') - Mua$$

$$Mua = Mu + Nu \times (d - \frac{h}{2}) = 124,5 \cdot 10^{-3} + 105,61 \cdot 10^{-3} \times (0,57 - 0,3) = 0,153 MN.m$$

$$b = 105,61 \cdot 10^{-3} \times (0,57 - 0,03) - 0,153 = -0,095 MN.m < 0$$

$$c = (0,5h - c')bhfbu = (0,5 \times 0,6 - 0,03) \times 0,35 \times 0,6 \times 14,17 = 0,80 MN.m$$

$$a = 0,529$$

$$b < 0$$

$$c = 0,8$$

$$a > b \Rightarrow SPC$$

$$\mu_a = \frac{Mua}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,153}{0,35 \times (0,57 \times 0,57) \times 14,17} = 0,11$$

$$\mu_a < 0,186 : \text{Domaine 1} \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu a}}{0,8} = 0,275$$

$$\alpha = 0,275$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,63$$

$$\xi_s = \left(\frac{1}{\alpha} - 1\right) \times \frac{3,5}{1000} = 9,22 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{es} = 1,74 \cdot 10^{-3}; \text{donc : } \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{Mua}{z} - Nu \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{0,153}{0,63} - 0,10561 \right) = 3,94 \text{ cm}^2$$

Les Résultats de ferrailage des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (K N)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
M-5 60×35	163,53	8,51	0	124,5	105,61	3,94	16,8	4HA20+6HA16 A=24,63cm ²
D-9 30×30	111,89	1,81	0	24,71	77,47	1,02	7,2	6HA14=9,24

Tableau VIII.2 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

b- Armature transversale :

Les différents poteaux	Poteau type 1	Poteau type 2
Section (cm)	60×35	30×30
ϕ_l^{\max} (cm)	2	1,4
ϕ_l^{\min} (cm)	1,6	1,4
l_f (cm)	245	245
λ_g	7	8.16
$t_{zone\ nodale}$ (cm)	10	10
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15	15
V_u (KN)	24,76	7,51
A^t (cm ²)	0,257	0,46
A_{\min}^t (cm ²) zone nodale	1,05	0,9
A_{\min}^t (cm ²) zone courante	1,57	1,35
$A_{adoptee}^t$ (cm ²)	3,14	2,01
Nombre de barres	4T10	4T8

Tableau VIII.3 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Conformément aux règles du RPA 99 V2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. $\left(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \right)$. Ce qui est vérifiée dans notre cas.

I.3- Vérifications :**a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA (Art B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

- poteau 5-M

$$L = 3,5 \text{ m} ; N^{\max} = 163,53 \text{ KN.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 3,5 = 2,45 \text{ m} \quad (\text{longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12A}} = \sqrt{\frac{0,35 \times 0,6^3}{12 \times 0,35 \times 0,6}} = 0,173 \text{ m} \quad (\text{rayon de giration})$$

$$D'ou \ \lambda = \frac{2,45}{0,173} = 14,16 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,82$$

$$B_r = 0,1566 \text{ m}^2 \quad (\text{section réduite})$$

Donc

$$N_u = 0,82 \times \left(\frac{0,1566 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 24,63 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 3080,49 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 163,53 < 3080,49 \text{ KN}$ la condition est vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

- Poteau 9-D

$$L = 3,5 \text{ m} ; N^{\max} = 111,89 \text{ KN.}$$

$$l_f = 2,45 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{0,3^2}{12}} = 0,0866 \text{ m}$$

$$D'ou \ \lambda = \frac{2,45}{0,0866} = 28,29 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,75$$

$$B_r = 0,0576 \text{ m}^2 \quad (\text{section réduite})$$

$$N_u = 0,75 \times \left(\frac{0,0576 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 9,24 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 1041,04 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 111,89 < 1041,04 \text{ KN}$ la condition est vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc};$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0,9 \times h$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

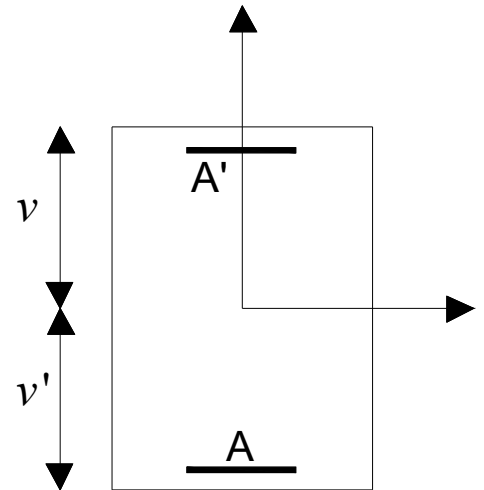


Figure VIII.1 : Section d'un poteau

Les résultats de la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Les différents poteaux	Section (cm ²)	D (cm)	A _s (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Poteau type 1	60×30	57	24,63	34,6	25,4	0,008598	104,42	5,75	0,811	15
Poteau type 2	30×30	27	9,24	21,82	18,18	0,000847	76,68	0,83	1,014	15

Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes dans le béton.

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielle :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{telle que:}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99v2003 (Art 7.4.3.2)}$$

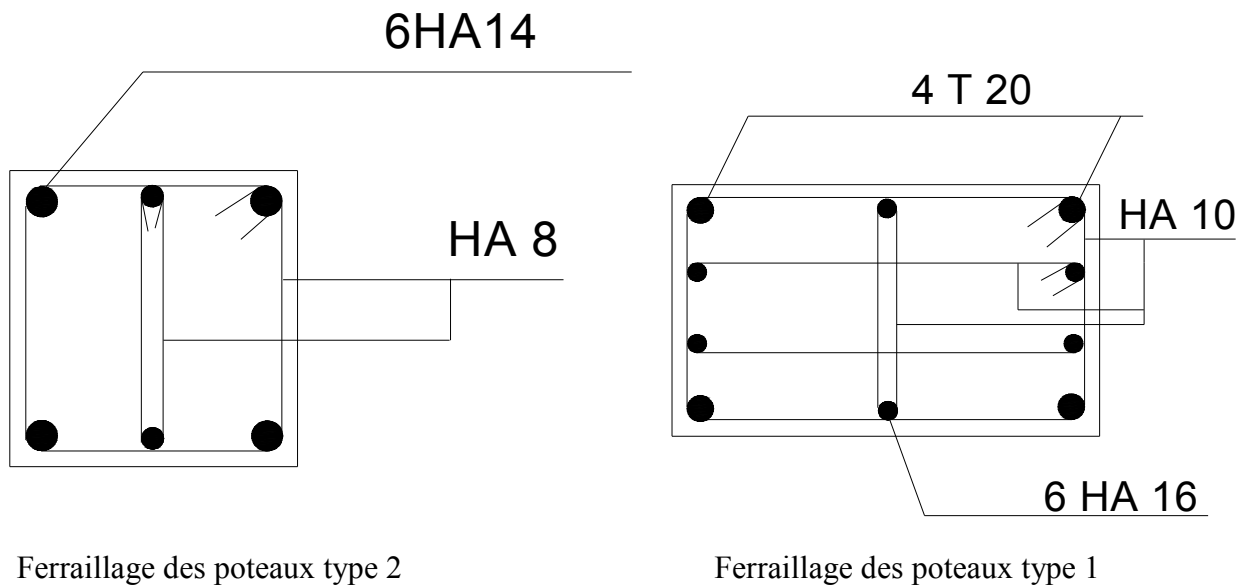
$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les vérifications aux sollicitations tangentielle sont résumées dans le tableau suivant :

Les différents poteaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_{adm}$ (MPa)
Poteau type 1	60×35	2,45	7	0,075	57	24,76	0,124	1,875
Poteau type 2	30×30	2,45	8,16	0,075	27	7,51	0,092	1,875

Tableau VIII.5 :Vérification des contraintes tangentielle.

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielle est vérifiée.



Ferraillage des poteaux type 2

Ferraillage des poteaux type 1

Disposition constructive des armatures des poteaux

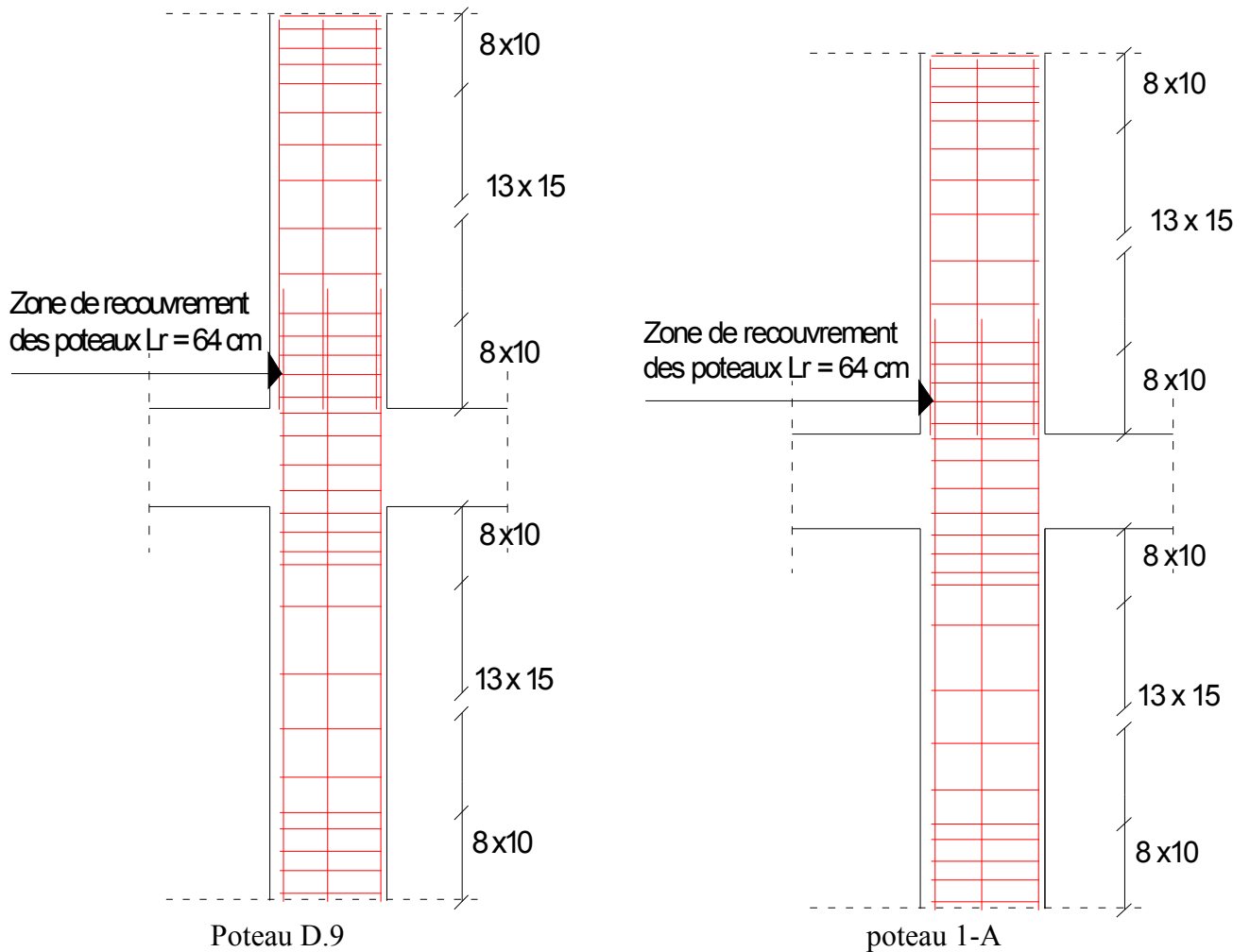


Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.

II- Etudes des poutres de chaînage :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ROBOT, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 qui sont :

- $1,35 G + 1,5 Q$
- $G + Q$
- $G + Q + 1,2E$
- $G + Q - 1,2E$
- $0,8 G + E$
- $0,8 G - E$

RPA99 (Article 5.2)

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue un seul type de poutre, Après détermination des sollicitations (M, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers données par le RPA 99 en zone IIa.

II.1- Recommandation du RPA99 :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5%, $A_l^{\min} = 0,5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \Phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$ dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre Φ_t est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

II.2- Ferrailage des poutres de chainages :

a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraies du logiciel ROBOT, et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003.

- **Ferrailage des travées :**

$$B = 30 \times 40 \quad ; \quad F_c = 400 \text{ MPA.}$$

$$M_u = 8,52 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.0146$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.018$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.367 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = \frac{8,52 \times 10^{-3}}{0.37 \times 348} = 0,66 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum prévu par le RPA art-7.5.21

$$A_{s\min} \geq 0.5\% b \cdot h = 6 \text{ cm}^2$$

Les Résultats de ferrailage des poutres (armatures longitudinales) sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
40×30	Appui/Z _c	-41,96	34,87	3,38	6	6HA14 = 9,24
	Travée /Z _r	8,52		0,66		6HA14 = 9,24

Tableau VIII.6 : Les armatures longitudinales dans les poutres.

Z_c : zone courante

Z_r : zone de recouvrement

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \text{ soit } L_r = 60 \text{ cm}$$

b) Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(1,4 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1,4 ; 1,33 ; 3) = 1,28 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi = 10 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

c) Calcul des espacements des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{3,14 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,3} = 104,66 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} = 36 \text{ cm} \quad \text{BAEL 91 (Art H.III.3)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{34,87 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37} = 0,314 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq 105 \text{ cm}$$

Et d'après le **RPA99/version 2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \text{ On adopte un espacement de } 15 \text{ cm pour la zone courante}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min(10 ; 16,8)$$

On adopte un espacement de 10 cm pour la zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times h = 80 \text{ cm}$

$$A^{\min} = 0,003 \times S_t \times d = 0,003 \times 15 \times 37 = 1,66 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,43 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

II.3- Vérifications :**a) Condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b) Vérifications des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \text{ tel que } \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{F.P.N}) \text{ BAEL 91 (Art H.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Section	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
45×30	44,77	0,314	3,25

Tableau VIII.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

$$\tau_u = 0,314 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

➤ **En appui de rive :**

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

➤ **En appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Les résultats de la vérification des armatures longitudinales au cisaillement sont résumés dans le tableau suivant :

section	A_l (cm ²)	M_u^a (MN.m)	Ap rive (cm ²)	Ap inter (cm ²)
45×30	9,24	0,041	1,002	-3,44

Tableau VIII.8 Vérification au cisaillement.

d) Vérification à l'ELS :

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$y = 14,64 \text{ cm}$$

$$I = 1,145 \text{ cm}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,0119}{0,00114} \times 0,146 = 1,52 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,52 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{la compression est vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service. Nous allons évaluer la flèche selon les règles du BAEL 91(Article B.6.5) et du CBA 93.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$(1) \Rightarrow \frac{40}{380} > \frac{1}{16} \quad \text{Vérifiée}$$

$$M_t = 8,52 \text{ KN.m}$$

$$G = 6,30 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0,40 \times 0,30 = 3 \text{ KN/m}$$

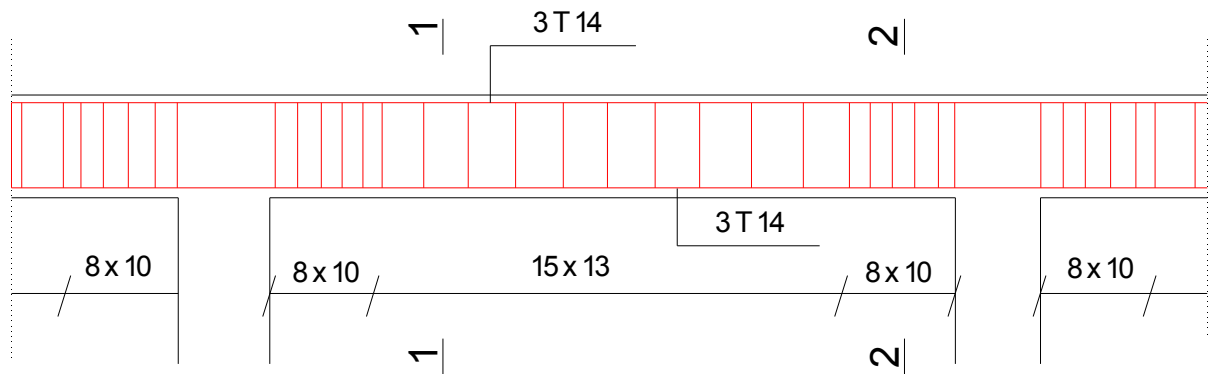
$$q_u = 6,30 + 3 = 9,30 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{9,30 \times 3,8^2}{8} = 16,78 \text{ KN.m}$$

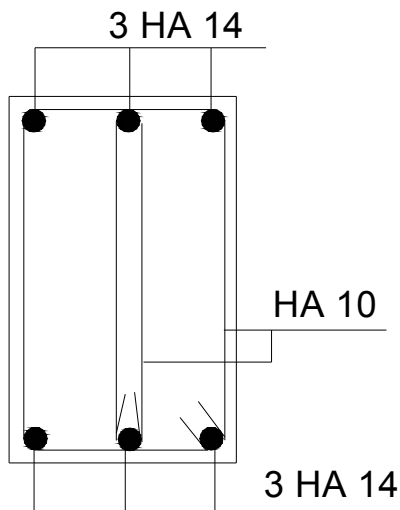
$$(2) \Rightarrow \frac{40}{380} = 0,105 > \frac{8,52}{10 \times 16,78} = 0,05 \text{ Vérifiée}$$

$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{9,24 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,37} = 0,0083 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Vérfiée}$$

Dispositions constructives des poutres de chaînages :

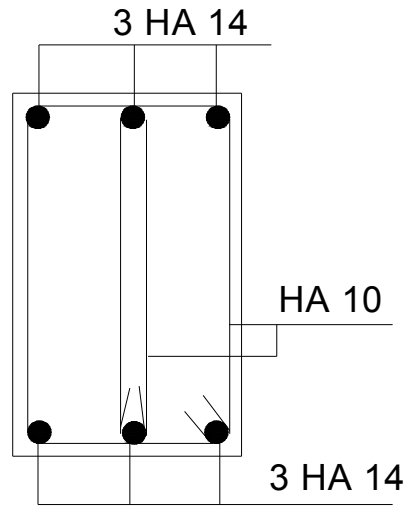


Coupe 1-1



En travée

Coupe 2-2



En appui

Figure VIII.3 : Schéma de ferrailage des poutres de chaînage.

I- Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation

La contrainte admissible du sol site S_2 $\sigma_{sol} = 1,5\text{bar}$

La profondeur d'ancrage : $D = 1,5$ m (voir annexe)

II- Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend principalement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- poids de la structure.
- distance entre axes des poteaux.

D'après le **RPA 99/2003 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action accidentelles suivantes :

- $G + Q + E$
- $0,8G + E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL 91 :

ELU: $1,35(G+Q+S)$

ELS: $G+0,9(Q+S)$

III- Calcul des fondations:**III.1- Poteau de section (60*35) cm² :****III.1.1- Détermination des sollicitations:**

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Sollicitations	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
Poteaux type 1	G+Q+E	$1,35(G+Q+S)$	$G+0,9(Q+S)$
N^{max} (KN)	121,89	162,02	118,39
M_z (KN.m)	4,22	3,35	2,38
M_y (KN.m)	36,29	8,41	5,96
V_y (KN)	2,72	2,33	1,73
V_z (KN)	18,56	3,40	2,52

Tableau IX.1 : Les sollicitations à la base des poteaux (60*35).

III.1.2- Pré dimensionnement de la semelle :

Les dimensionnements de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (a*b), donc les semelles sont rectangulaire (A*B).

a et b : dimension du poteau considéré.

A et B : dimension de la semelle.

h : d + c ; avec c = 5 cm.

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

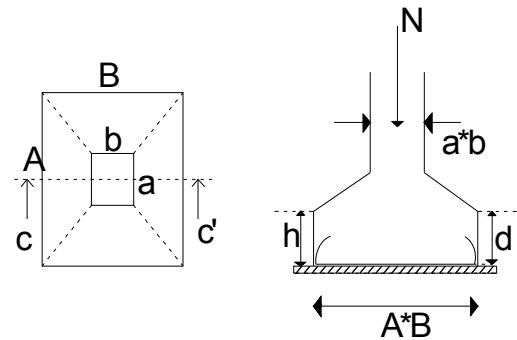


Figure IX.1 : Dimension de la semelle.

a) Critère de non poinçonnement:

$\sigma_M < 2\sigma_{sol}$ Situation accidentelle

$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$ Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1,5bar$$

$$a = 60cm$$

$$b = 35cm$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = \frac{7}{12} A$$

III.1.3- Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 0,697A + 2,08 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{36,29}{121,89} = 0,29$$

La résolution de cette équation donne, une racine réelle :

$$A = 1,46 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B = \frac{1,46 \times 7}{12} = 0,85$$

$$B = 0,85 \text{ m}$$

Soit **A=1,46 m** et **B=0,85 m**

- **Situation durable :** $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 1,39A + 0,717 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{8,41}{162,02} = 0,05$$

La résolution de cette équation donne, une racine réelle:

$$A = 1,38 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B = \frac{1,38 \times 7}{12} \Rightarrow B = 0,81 \text{ m}$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section (60*35) cm² **A=1,46m** et **B=0,85m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,85 - 0,35}{4} = 12,5cm \\ \frac{1,46 - 0,6}{4} = 21,7cm \end{array} \right.$$

soit $d = 22cm$

$$h = d + c = 22 + 5 = 27cm$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1,5 - 0,27 = 1,23 m$$

Poids de la semelle:

$$P = 1,46 \times 0,85 \times 0,27 \times 25 = 8,38 \text{ KN}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
N^{\max} (KN)	130,27	173,33	126,77
M_{by} (KN.m)	72,99	16,02	11,46
M_{bz} (KN.m)	8,3	6,85	4,98
V_y (KN)	2,72	3,40	2,52
V_z (KN)	18,56	2,33	1,73

Tableau IX.2 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1.

III.1.4- Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sensA} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{sensB} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 150 = 199,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- Semelle entièrement comprimée : $\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$
- Semelle partiellement comprimée : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max}}{4}$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de Chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation Accidentelle		Sens B	0,56	3.46 > 3	0	2.59 > 1,5
		Sens A	0,064	1,52 < 3	0.77	1,33 < 1,5
Situation Durable	ELU	Sens B	0,092	1,84 < 1,99	0,49	1,502 > 1,5
		Sens A	0,039	2.3 > 1,99	1,17	2.01 > 1,5
	ELS	Sens B	0,090	1,35 < 1,99	0,86	1,23 < 1,5
		Sens A	0,039	1.30 < 1,99	0,89	1.2 < 1,5

Tableau IX.3 : Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes à la situation accidentelle et à l'ELU dans les sens B et A ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à **A = 2 m** et **B = 1,9m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B - b}{4} \\ \frac{A - a}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.9 - 0,35}{4} = 38.75 \text{ cm} \\ \frac{2 - 0,6}{4} = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

soit $d = 39 \text{ cm}$

$$h = d + c = 39 + 5 = \mathbf{44 \text{ cm}}$$

$$l_1 = 1.5 - 0,44 = \mathbf{0.96 \text{ m}}$$

Poids de la semelle:

$$P = 2 \times 1.9 \times 0,44 \times 25 = 41.8 \text{ KN}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		G+Q+E	1,35(G+Q+N)
N^{\max} (KN)	163.68	218.45	160.18
M_{by} (KN.m)	72.99	16,02	11.46
M_{bz} (KN.m)	8.3	6.85	4.98
V_y (KN)	2,72	3,40	2,52
V_z (KN)	18,56	2,33	1,73

Tableau IX.4 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1.

Vérification des contraintes :

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 150 = 199.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation Accidentelle		Sens B	0,45	$1.04 < 3$	0	$0.78 < 1,5$
		Sens A	0,051	$0.50 < 3$	0,36	$0,46 < 1,5$
Situation Durable	ELU	Sens B	0,073	$0.71 < 1,99$	0,44	$0.64 < 1,5$
		Sens A	0,031	$0,63 < 1,99$	0,52	$0,60 < 1,5$
	ELS	Sens B	0,071	$0,52 < 1,99$	0,33	$0,47 < 1,5$
		Sens A	0,031	$0,46 < 1,99$	0,38	$0,44 < 1,5$

Tableau IX.5 Vérification des contraintes dans le sol

III.1.5- Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5)

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{2}{4} = 0,5\text{m} \rightarrow \text{sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{1,9}{4} = 0,48\text{m} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

$$\text{sens A : } e_0 = 0,051\text{m} < 0,5\text{m}$$

$$\text{sens B : } e_0 = 0,45\text{m} < 0,48\text{m}$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

III.1.6- Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 \prec \frac{a}{6} \rightarrow \text{sensA} \\ e_0 \prec \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 \prec \frac{A}{24} \\ e_0 \prec \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sensA}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sensB}$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensA}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensB}$$

a)-situation accidentelle:

- **Armatures parallèles à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,45 \succ \frac{0,35}{6} = 0,058 \\ e_0 = 0,45 \succ \frac{1,9}{24} = 0,079 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,1 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,234) \left(\frac{\frac{2,1}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{2,1}{2} - 0,234} \right)^2 \frac{354,14}{27}$$

$$M_1 = 60,62 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{60,62 \times 10^{-3}}{0,35 \times 400} = 4,33 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,33 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,05 < \frac{0,6}{6} = 0,1 \\ e_0 = 0,05 < \frac{2}{24} = 0,08 \end{cases} \Rightarrow \text{cdts vérifiées}$$

, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens } A$$

$$N' = 163,68 \left(1 + \frac{3 \times 0,051}{2} \right) = 176,20 \text{ KN}$$

$$N' = \mathbf{176,20 \text{ KN}}$$

$$A_s = N' \times \frac{(A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = 176,20 \times \frac{2 - 0,6}{8 \times 0,39 \times 348} = 2,53 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,53 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

b-1) A l'ELU :

- **Armatures parallèles à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,073 > \frac{0,35}{6} = 0,058 \\ e_0 = 0,073 < \frac{1,9}{24} = 0,079 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,9 + 0,3 \times 0,35 - 9 \times 0,073) \left(\frac{\frac{1,9}{2} - 0,35 \times 0,35}{\frac{1,9}{2} - 0,073} \right)^2 \frac{218,45}{27}$$

$$M_1 = 50,22 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{50.22 \times 10^{-3}}{0,35 \times 400} = 3.59 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.59 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèle à " A ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,031 < \frac{0,6}{6} = 0,1 \\ e_0 = 0,031 < \frac{2}{24} = 0,08 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 218.45 \left(1 + \frac{3 \times 0,031}{2} \right) = 228.61 \text{ KN}$$

$$N' = 228.61 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{228.61 \times 10^{-3} \times (2 - 0,6)}{8 \times 0,39 \times 348} = 2.95 \text{ cm}^2$$

b-2) E L S:

- **Armatures parallèles à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,071 > \frac{0,35}{6} = 0,058 \\ e_0 = 0,071 < \frac{1,9}{24} = 0,079 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1.9 + 0,3 \times 0,35 - 9 \times 0,071) \left(\frac{\frac{1,9}{2} - 0,35 \times 0,35}{\frac{1,9}{2} - 0,071} \right)^2 \frac{160.18}{27}$$

$$M_1 = 40.75 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{40.75 \times 10^{-3}}{0,35 \times 400} = 2.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.91 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " A ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,031 < \frac{0,6}{6} = 0,1 \\ e_0 = 0,031 < \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 160.18 \left(1 + \frac{3 \times 0,031}{2} \right) = 167.63 \text{ KN}$$

$$N' = 167.63 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{167.63 \times 10^{-3} \times (2 - 0,6)}{8 \times 0,39 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 200 \times 44 = 10.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A = 10.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h = 0,23 \times \frac{1,9}{400} \times 190 \times 44 = 9.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 9.13 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

on prend pour les deux sens, des barres HA14

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow \text{HA}$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42.33 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 47.5 \text{ cm}$$

Suivant A :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42.33 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 50 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, et peuvent ne pas comporter des crochets d'encrage. **(BAEL91)**

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation Accidentelle	Situation Durable		A _{min} (cm ²)	Nombre De barre	A _s (cm ²)	I _s (cm)	S _t (cm)
		ELU	ELS					
A _s (B)	4.33	3.59	2.91	9.13	11HA12	15,39	47.5	14
A _s (A)	2.53	2.95	2.16	10.63	12HA12	16,93	50	16

Tableau IX.6 : Les armatures des semelles type 1.

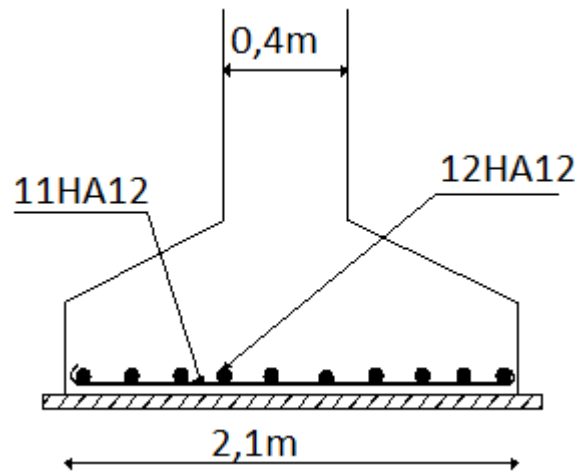


Figure. IX.2 : Schéma de ferrailage de la semelle type 1.

III.2- Poteau de section (30*30) cm² :

III.2.1- Détermination des sollicitations:

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
N ^{max} (KN)	81,59	111,06	81,71
M _y (KN.m)	10.94	3,35	2,38
M _z (KN.m)	1.64	0,03	0,02
V _y (KN)	0.44	0,02	0,01
V _z (KN)	6,26	0,78	0,55

Tableau IX.7 : Les sollicitations à la base des poteaux (30*30).

III.2.2- Pré dimensionnement de la semelle :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (a*b), donc les semelles sont rectangulaire (A*B).

A et b : dimension du poteau considéré.

A et B : dimension de la semelle.

h : hauteur utile de la semelle est donnée par.

$$h = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

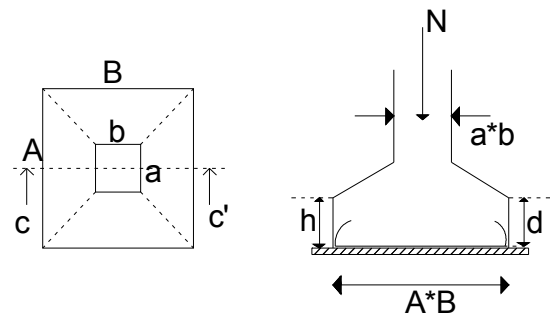


Figure IX.3 : Dimensions de la semelle.

Critère de non poinçonnement:

$\sigma_M < 2\sigma_{sol}$ Situation accidentelle

$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$ Situation durable

σ_M : La contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante :

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$\sigma_{sol} = 1,5bar$

$a = 30cm$

$b = 30cm$

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = A$

III.2.3- Dimensionnement de la semelle:

- Situation accidentelle : $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$- A^3 + 0,27A + 0,359 \leq 0$

avec $e_0 = \frac{1,64}{81,59} = 0,02$

$A = 0,84m$

$$B = A \Rightarrow B = 0,84m$$

Soit **A = 0,84 m** et **B = 0,84 m**

- **Situation durable :** $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$- A^3 + 0,557A + 0,1 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{3,35}{111,06} = 0,03$$

$$A = 0,83m$$

$$B = A \Rightarrow B = 0,836m$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section (30*30) cm² **A=0,84m** et **B = 0,84m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,83-0,3}{4} = 13,25cm \\ \frac{0,83-0,3}{4} = 13,25cm \end{array} \right.$$

soit $d = 14cm$

$$h = d + c = 14 + 5 = \mathbf{19 \text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1,5 - 0,19 = \mathbf{1,31m}$$

Poids de la semelle:

$$P = 0,84 \times 0,84 \times 0,19 \times 25 = 3,35KN$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{\max} (KN)	84.94	115.58	85.06
M_{by} (KN.m)	20.33	4.52	3.21
M_{bz} (KN.m)	2.3	0.06	0.025
V_y (KN)	0.44	0.02	0.01
V_z (KN)	6.26	0.78	0.55

Tableau IX.8 : Les sollicitations à la base de la semelle type 2.

III.2.4- Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensA \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$sensB \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 120 = 240 \text{KN} / m^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 120 = 159,6 \text{KN} / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement	sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)	
Situation accidentelle	Sens B	0,239	3.26 > 3	0	2,44 > 1,5	
	Sens A	0,027	1.44 < 3	0.97	1.32 < 1,5	
Situation Durable	ELU	Sens B	2.09 > 1,99	1.18	1,86 > 1,5	
		Sens A	1,69 < 1,99	1,58	1,66 > 1,5	
	ELS	Sens B	0,0018	1,22 < 1,99	1,19	1.21 < 1,5
		Sens A	0,0029	1,23 < 1,99	1,17	1,22 < 1,5

Tableau IX.9 : Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyenne à la situation accidentelle et à l'ELU n'est pas vérifiée donc on augmente la section de la semelle à **A= 1.2m** et **B = 1.2m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,2-0,3}{4} = 22,5\text{cm} \\ \frac{1,2-0,3}{4} = 22,5\text{cm} \end{array} \right.$$

soit $d = 23\text{cm}$

$$h = d + c = 23 + 5 = \mathbf{28\text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1,5 - 0,28 = \mathbf{1,22\text{ m}}$$

Poids de la semelle:

$$P = 1,2 \times 1,2 \times 0,28 \times 25 = 10,08\text{ KN}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{\max} (KN)	100.22	136.21	116.51
M_{by} (KN.m)	20.33	4.52	3.21
M_{bz} (KN.m)	2.3	0.06	0.025
V_y (KN)	0.44	0.02	0.01
V_z (KN)	6.26	0.78	0.55

Tableau IX.10 : Les sollicitations à la base de la semelle type 2.

Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$\text{sens A} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{sens B} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 150 = 199,5 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de chargement		sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens B	0,2	1.39<3	0	1.05<1,5
		Sens A	0,023	0.78<3	0.62	0.74<1,5
Situation Durable	ELU	Sens B	0,033	1.1<1,99	0,66	0,99<1,5
		Sens A	0,0004	0.95<1,99	0,79	0,91<1,5
	ELS	Sens B	0,027	0,91<1,99	0,69	0,85<1,5
		Sens A	0,00021	0,81<1,99	0,81	0,81<1,5

Tableau IX.11 : Vérification des contraintes dans le sol.

III.2.5- Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5)

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1,2}{4} = 0,3m \rightarrow \text{sensA} \\ \frac{B}{4} = \frac{1,2}{4} = 0,3m \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

sens A : e₀ = 0,2m

sens B : e₀ = 0,023m

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

III.2.6- Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sensA} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens A}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

a)-situation accidentelle:

- **Armatures parallèle à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,2 > \frac{0,3}{6} = 0,05 \\ e_0 = 0,2 > \frac{1,2}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,2 + 0,3 \times 0,3 - 9 \times 0,2) \left(\frac{\frac{1,2}{2} - 0,35 \times 0,3}{\frac{1,2}{2} - 0,2} \right)^2 \frac{100.22}{27}$$

$$M_1 = 17.56 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,23 = 0,21$$

$$A_s = \frac{17.56 \times 10^{-3}}{0,21 \times 400} = 2,09 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,09 \text{ cm}^2$$

- **Armatures à " A ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,023 < \frac{0,3}{6} = 0,05 \\ e_0 = 0,023 < \frac{1,2}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 100,22 \left(1 + \frac{3 \times 0,023}{1,2} \right) = 105,98 \text{ KN}$$

$$N' = 105,98 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{105,98 \times 10^{-3} \times (1,2 - 0,3)}{8 \times 0,23 \times 348} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,49 \text{ cm}^2$$

b) situation durable :

b-1) à l'E L U:

- **Armatures parallèle à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,033 < \frac{0,3}{6} = 0,05 \\ e_0 = 0,033 < \frac{1,2}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 136,21 \left(1 + \frac{3 \times 0,033}{1,2} \right) = 147,45 \text{ KN}$$

$$N' = 147,45 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{147,5 \times 10^{-3} \times (1,2 - 0,3)}{8 \times 0,23 \times 348} = 2,07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,07 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " A ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,0004 < \frac{0,3}{6} = 0,05 \\ e_0 = 0,0004 < \frac{1,2}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 136.21 \left(1 + \frac{3 \times 0,0004}{1.2} \right) = 136.35 \text{ KN}$$

$$N' = 136.35 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{136.35 \times 10^{-3} \times (1.2 - 0,3)}{8 \times 0,23 \times 348} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.92 \text{ cm}^2$$

b-2) E L S:**- Armatures parallèles à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,027 < \frac{0,3}{6} = 0,05 \\ e_0 = 0,027 < \frac{1,2}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 116.51 \left(1 + \frac{3 \times 0,027}{1,2} \right) = 124.37 \text{ KN}$$

$$N' = 124.37 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{124.37 \times 10^{-3} \times (1,2 - 0,3)}{8 \times 0,23 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.75 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèle à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,0002 < \frac{0,3}{6} = 0,05 \\ e_0 = 0,0002 < \frac{1,2}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 116.51 \left(1 + \frac{3 \times 0,0002}{1.2} \right) = 116,57 \text{ KN}$$

$$N' = 116,57 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{116.57 \times 10^{-3} \times (1.2 - 0,3)}{8 \times 0,23 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.64 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h$$

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 120 \times 28$$

$$\text{Min } A_A = 4.05 \text{cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 120 \times 28$$

$$\text{Min } A_B = 4.05 \text{cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si ($l_s > B/4$ dans le sens B et $l_s > A/4$ dans le sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{cm} > \frac{120}{4} = 30 \text{cm}$$

Suivant A :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38 \text{cm} < \frac{120}{4} = 30 \text{cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, et doivent comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation Accidentelle	Situation Durable		A _{min} (cm ²)	Nombre De barre	A _s (cm ²)	l _s (cm)	S _t (cm)
		ELU	ELS					
A _s (B)	2.09	2.07	1.75	4.05	10HA12	11,31	42,5	17
A _s (A)	1.49	1.92	1.64	4.05	9HA14	13,85	49,38	23,3

Tableau IX.12 : Les armatures des semelles type 2.

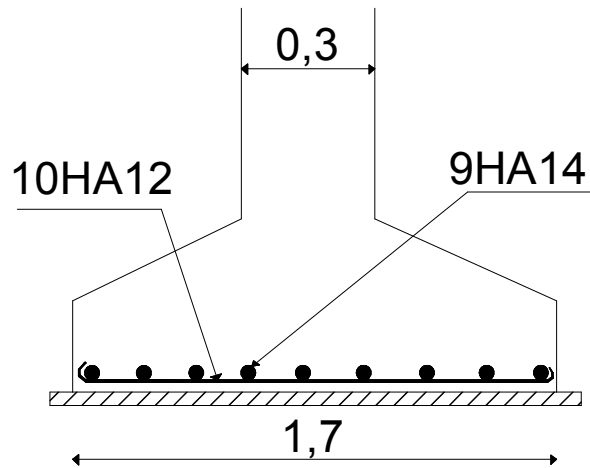


Figure IX.4 : Ferrailage de la semelle type 2.

IV- Calcul des longrines :

IV.1- Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

IV.2- Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3

30 cm x 30 cm : site de catégorie S_4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (25x30) cm^2 (site S_2

IV.3- Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{KN} \quad (\text{RPA99 V2003. Art.10.1.1.b})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 15$ (zone IIa, site S_2)

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{218.45}{15} \right) = 14.56 \text{KN}$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{160.18}{15} \right) = 10.68 \text{KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{14.56 \times 10^{-3}}{348} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{10.68 \times 10^{-3}}{201} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,6\%B = 0,6 \times 10^{-2} \times 30 \times 25$$

$$A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit **6HA12** , avec $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 25 \times 2,1}{400} = 3.94$$

$$53.94 \text{ cm}^2 < 6.79 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifie}$$

- **Vérification de la flèche**

$$q_s = \frac{160.18}{3.8} = 42.15 \text{ KN / ml}$$

La plus grande portée est : $l=3.8\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{380}{200} = 1.9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{25 \times 30^3}{12} = 56250 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 42.15 \times (380)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 56250} = 0.97 < 1.9 \quad \text{vérifiée}$$

Donc on garde la section à **(25*30) cm²**

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à : $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < (20\text{cm}, 15 \times 0,8) = 12\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 12.5 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

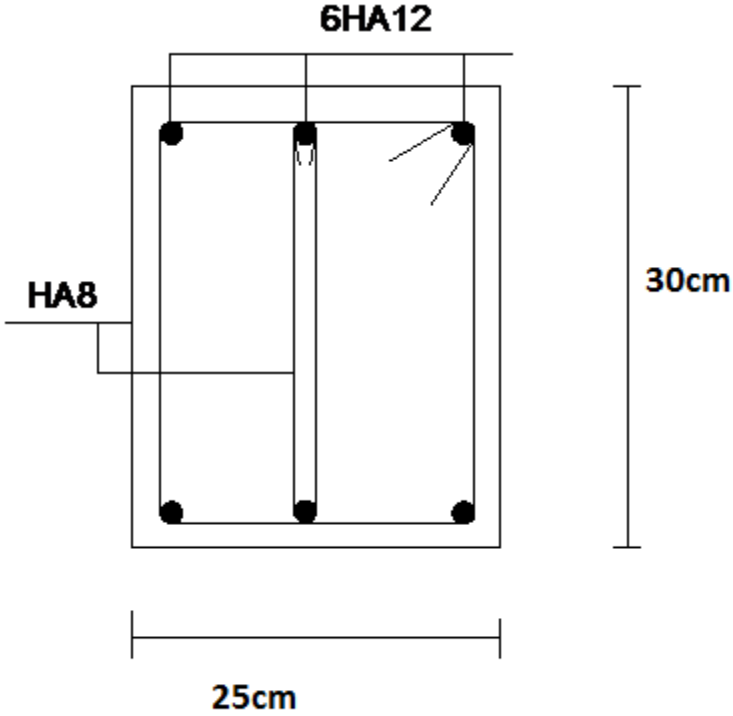


Figure IX.5 : Schéma de ferrailage des longrines.

I- Introduction:

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, et la stabilité, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous le vent et le séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

\sum Moments résistants (stabilisateurs) \geq \sum moments renversants.

$\sum M_{st} \geq \sum M_R$

II- Détermination des moments renversants (M_R)**II.1- Cas de vent :**

Le moment de renversement qui peut être par l'action causé par l'action du vent est dans le tableau suivant :

cas	Réaction				
	F_x (KN)	F_y (KN)	F_z (KN)	M_{xx} (KN.m)	M_{yy} (KN.m)
vent	0	0	1121,38	12043,58	17044,93

Tableau X.1 : Réaction à la base due aux effets vent.

II.2- Cas de séisme

Le moment de renversement qui peut être par l'action causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

a) Réaction à la base :

Cas	Réaction				
	F_x (KN)	F_y (KN)	F_z (KN)	M_{xx} (KN.m)	M_{yy} (KN.m)
CQC	437,44	402,35	2598,37	913,25	1519,88

Tableau X.2 : Réaction à la base due aux effets sismiques.

N.B : Vue que l'effort F_z est positif, donc il ne crée aucun moment de renversement.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/yy} = M_{yy} = 1519,88 \text{KN.m}$$

$$M_{R/xx} = M_{xx} = 913,25 \text{KN.m}$$

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_T = 2236,93 \text{KN} \quad (\text{chapitre de l'étude sismique})$$

- Poids des fondations :

$$P_{fl} = 18 \times 41,8 = 752,4 \text{KN}$$

$$P_{f2} = 8 \times 10,08 = 80,64 \text{ KN}$$

$$P_F = P_{f1} + P_{f2} = 833,04 \text{ KN}$$

- Poids des avants poteaux

$$P_{t1} = 18 \times 5,04 = 90 \text{ KN}$$

$$P_{t2} = 8 \times 2,745 = 21,96 \text{ KN}$$

$$P_t = P_{t1} + P_{t2} = 111,96 \text{ KN}$$

- Poids total de la structure :

$$P_T = 3181,93 \text{ KN}$$

1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/yy} = 3181,93 \times 15,35 = 48842,62 \text{ KN.m}$
- $M_{st/xx} = 3181,93 \times 10,20 = 32455,68 \text{ KN.m}$

III- Vérification au renversement de la structure :

	M_R (KN.m)		M_{St} (KN.m)	
	/xx	/yy	/yy	/xx
Cas de vent	12043,59	17044,93	48842,62	32455,68
Cas du séisme	913,25	1519,88	0,8.M_{st}	0,8.M_{st}
			39074,09	25964,54

Tab. X.3 : Vérification au renversement de la structure.

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur à savoir le RPA99 version 2003, les différents D.T.R et les Eurocodes.

La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que SAP2000 ou AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, a qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- La modélisation doit être aussi proche que possible de réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- Les systèmes de contreventement de la structure sont, la poutre auvent de pignon, les ciseaux, les poutres de chaînages autour de l'ossature.
- Les possibilités d'erreurs sont présente, et peuvent se situer à différents niveaux, notamment durant la modélisation, et c'est difficile de s'en apercevoir.
- La bonne conception des assemblages est primordiale pour la stabilité des structures métalliques néanmoins, un assemblage bien conçu est mieux qu'un assemblage trop rigide
- La stabilité de la structure est assurée par une minimisation des déplacements horizontaux ainsi qu'une stabilité de l'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme.
- La jonction de la ferme avec le poteau en béton armé se fait par des tiges d'encrage et se calcule comme un pied de poteau encastré.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

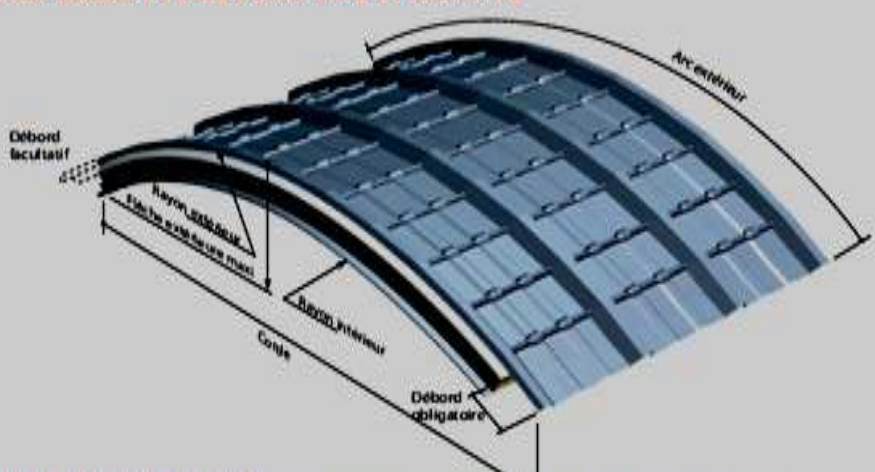
ANNEXE 1 :

Panneau sandwich de la couverture

Arval **Panneaux sandwichs de couverture**
Ondatherm 1040 TS Cintré

Mousse de Polyuréthane sans HCFC

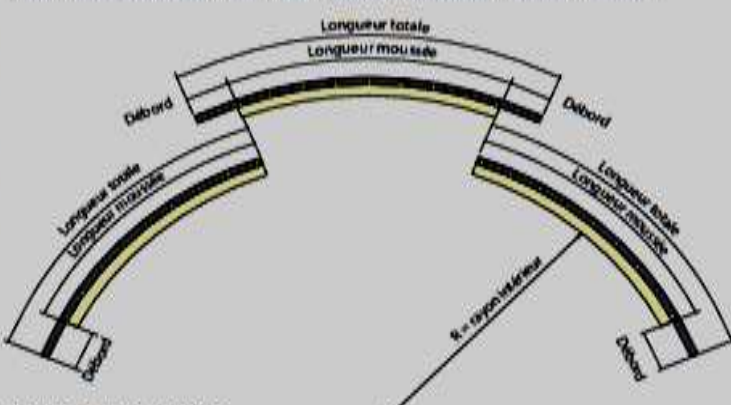
COUVERTURE POUR LOCAUX A FAIBLE OU MOYENNE HYGROMETRIE



CARACTERISTIQUES DU PANNEAU CINTRE
Se reporter à la fiche du panneau ONDATHERM 1040 TS. Pour les performances en termes de réaction au feu, nous consulter.


MISE EN ŒUVRE
Les dispositions générales de mise en œuvre des panneaux ONDATHERM 1040 TS CINTRÉ sont identiques à celles du panneau ONDATHERM 1040 TS.

Cependant, de part la spécificité du procédé de cintrage en usine, un complément d'étanchéité devra être mis en place aux recouvrements transversaux et longitudinaux et ceci sur toute la longueur de l'emboîtement, quelque soit la pente. Le complément d'étanchéité sera conforme à la norme NF P 30-305.



Pour costières sur panneaux cintrés nous consulter

ECARTEMENT ENTRE APPUIS
Au delà d'une corde de 2,00 m, il est nécessaire de poser les panneaux sur 3 appuis.



6

TABLEAU D'UTILISATION

Mousse de Polyuréthane sans HCFC

Charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées d'utilisation (pour épaisseurs de parements 0,63 - 0,50 mm)

	2 APPUIS						PORTÉE (m)	3 APPUIS						
	Épaisseurs nominales de l'âme							Épaisseurs nominales de l'âme						
	100	80	60	50	40	30		30	40	50	60	80	100	
PRESSION	300	270	240	225	210	180	2,00	230	255					PRESSION
DEPRESSION	230	230	180	180	180	180		180	180					
PRESSION							2,25	175	200	235	270			PRESSION
DEPRESSION								160	160	160	160			
PRESSION							2,50	150	175	190	205	230	255	PRESSION
DEPRESSION								145	145	145	145	160	160	DEPRESSION
PRESSION							2,75	125	145	160	175	200	225	PRESSION
DEPRESSION								130	130	130	130	145	145	DEPRESSION
PRESSION							2,90	120	130	140	160	190	200	PRESSION
DEPRESSION								115	115	115	115	130	130	DEPRESSION

ANNEXE 2 :

Rapport de sol

Introduction

Suite à la demande de notre client Direction Des Equipements Publics De Bejaia, relative à l'étude de sol de terrain destiné pour la *Etude et réalisation d'une salle de sport au TECHNICUM KHARRATA* au lieu dit KHARRATA (W) BEJAIA. Le laboratoire *LTNC* a mis les moyens nécessaires afin d'élaborer cette étude.

Le site est situé sur un terrain plat.

Afin de vous donner un aperçu sur la qualité de sol et les données à prendre en compte dans le calcul des fondations, nous avons exploité la visite du site ; les résultats des essais in situ tel que les sondages pénétrométriques ainsi que les observations visuelles du sol prélevé pour la reconnaissance géotechnique.

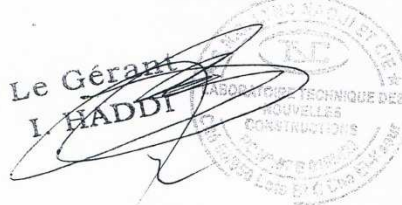
Conclusion et recommandations :

D'après les observations visuelles sur le site et les résultats des essais in situ, à priori nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Au vu de la nature géologique du site ainsi que le constat établi, nous vous recommandons des fondations superficielles avec un ancrage minimal a partir de **1,50 m** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre une contrainte admissible **$Q_{adm} = 1,50 \text{ bars}$** ;
2. Le site est situé sur un terrain plat, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction par rapport a la cote du terrain naturel ;
3. Nous pouvons classer le sol en catégorie **S2** selon sa nature géotechnique ;
4. Selon les recommandations du CGS, la région de la wilaya de **Bejaia** est classée en zone de **moyenne** sismicité **IIa**. Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

LE REDACTEUR DU RAPPORT

LE DIRECTEUR



ANNEXE 3 :

Tableau des armatures en (cm²)

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

ANNEXE 4 :

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe 5 :
Caractéristiques
des profils

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _j	d	Ø	P _{min}	P _{max}
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm		mm	mm
							x10 ²					
HE 100 AA•	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M 10	56	58
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64
HE 120 AA•	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M 12	60	68
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74
HE 140 AA•	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M 16	64	76
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M 16	66	76
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82
HE 160 AA•	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90
HE 180 AA•	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98
HE 200 AA•	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106
HE 220 AA•	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124
HE 240 AA•	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146
HE 260 AA•	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158
HE 260 B	93	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166
HE 280 AA•	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186
HE 300 AA•	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208
HE 320 AA•	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198

	G	I _y	W _{el.y}	W _{pl.y} ♦	i _y	A _{vz}	I _z	W _{el.z}	W _{pl.z} ♦	i _z	s _s	I _t	I _w
	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm	mm ⁴	mm ⁶
		x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹
HE 100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93
HE 120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24
HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79
HE 140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21
HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06
HE 140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33
HE 160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1
HE 180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21
HE 180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75
HE 180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3
HE 200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49
HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0
HE 200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1
HE 200 M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4
HE 260 B	93	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512

	G	h = b	t	r ₁	r ₂	A	z _s =y _s	v	u ₁	u ₂	A _L	A _G
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	mm	mm	m ² /m	m ² /t
						x10 ²	x10	x10	x10	x10		
L 20 x 20 x 3-	0,882	20	3	3,5	2	1,12	0,60	1,41	0,84	0,70	0,080	87,40
L 25 x 25 x 3x/-	1,12	25	3	3,5	2	1,42	0,72	1,77	1,02	0,88	0,100	86,88
L 25 x 25 x 4x/-	1,45	25	4	3,5	2	1,85	0,76	1,77	1,08	0,89	0,100	66,67
L 30 x 30 x 3x/-	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,84	2,12	1,18	1,05	0,120	84,87
L 30 x 30 x 4x/-	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,88	2,12	1,24	1,06	0,120	65,02
L 35 x 35 x 4x/-	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,140	64,82
L 40 x 40 x 4x/-	2,42	40	4	6	3	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,150	64,07
L 40 x 40 x 5x/-	2,97	40	5	6	3	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,150	52,07
L 45 x 45 x 4,5x/-	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,170	56,83
L 50 x 50 x 4x/-	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,190	63,49
L 50 x 50 x 5x/-	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,190	51,46
L 50 x 50 x 6x/-	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,190	43,41
L 60 x 60 x 5x/-	4,57	60	5	8	4	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,230	51,04
L 60 x 60 x 6x/-	5,42	60	6	8	4	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,230	42,99
L 60 x 60 x 8x/-	7,09	60	8	8	4	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,230	32,89
L 65 x 65 x 7-	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,250	36,95
L 70 x 70 x 6-	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,270	42,68
L 70 x 70 x 7-	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,270	36,91
L 75 x 75 x 6-	6,85	75	6	10	5	8,73	2,04	5,30	2,89	2,63	0,290	42,44
L 75 x 75 x 8-	8,99	75	8	10	5	11,4	2,13	5,30	3,01	2,65	0,290	32,37
L 80 x 80 x 8-	9,63	80	8	10	5	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,310	32,34
L 80 x 80 x 10-	11,9	80	10	10	5	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,310	26,26
L 90 x 90 x 7-	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,350	36,48
L 90 x 90 x 8-	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,350	32,15
L 90 x 90 x 9-	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,350	28,77
L 90 x 90 x 10-	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,350	26,07
L 100 x 100 x 8*/-	12,2	100	8	12	6	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L 100 x 100 x 10*/-	15,0	100	10	12	6	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L 100 x 100 x 12*/-	17,8	100	12	12	6	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L 110 x 110 x 10*	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L 110 x 110 x 12*	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73
L 120 x 120 x 10-	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	4,69	4,24	0,469	25,76
L 120 x 120 x 11	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	4,75	4,25	0,469	23,54
L 120 x 120 x 12-	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	4,80	4,26	0,469	21,69
L 120 x 120 x 13	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12
L 120 x 120 x 15	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	4,97	4,31	0,469	17,60
L 130 x 130 x 12-/*	23,6	130	12	14	7	30,0	3,64	9,19	5,15	4,60	0,508	21,59
L 150 x 150 x 10-/+	23,0	150	10	16	8	29,3	4,03	10,61	5,71	5,28	0,586	25,51

	G	$I_y=I_z$	$W_{el,y}=W_{el,z}$	$i_y=i_z$	I_u	i_u	I_v	i_v	I_{yz}
	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm	mm ⁴	mm	mm ⁴	mm	mm ⁴
		x10 ⁴	x10 ³	x10	x10 ⁴	x10	x10 ⁴	x10	x10 ⁴
L 20 x 20 x 3	0,882	0,39	0,28	0,59	0,61	0,74	0,16	0,38	-0,23
L 25 x 25 x 3	1,12	0,80	0,45	0,75	1,26	0,94	0,33	0,48	-0,47
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,58	0,74	1,60	0,93	0,43	0,48	-0,59
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,65	0,90	2,23	1,13	0,58	0,58	-0,83
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,85	0,89	2,86	1,12	0,75	0,57	-1,05
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,94	0,87	-4,20
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,69	0,97	-5,28
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,42	1,90	4,51	0,97	-6,45
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,78	2,30	7,97	1,17	-11,41
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,21	2,29	9,38	1,17	-13,41
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,20	2,26	12,11	1,16	-17,04
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,09	2,47	13,78	1,26	-19,65
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,61	2,69	15,16	1,37	-21,73
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,40	1,36	-24,90
L 75 x 75 x 6	6,85	45,57	8,35	2,28	72,40	2,88	18,74	1,46	-26,83
L 75 x 75 x 8	8,99	58,87	10,96	2,27	93,49	2,86	24,25	1,45	-34,62
L 80 x 80 x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,53
L 80 x 80 x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,23	1,55	-51,27
L 90 x 90 x 7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,02	1,76	-54,53
L 90 x 90 x 8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,87	1,76	-61,51
L 90 x 90 x 9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,63	1,75	-68,20
L 90 x 90 x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,32	1,75	-74,60
L 100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,47	1,96	-85,37
L 100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,65	1,95	-104,0
L 100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	328,0	3,80	85,42	1,94	-121,3
L 110 x 110 x 10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,72	2,15	-140,3
L 110 x 110 x 12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,3	4,20	115,0	2,14	-164,1
L 120 x 120 x 10	18,2	312,9	36,03	3,67	497,6	4,63	128,3	2,35	-184,6
L 120 x 120 x 11	19,9	340,6	39,41	3,66	541,5	4,62	139,8	2,35	-200,9
L 120 x 120 x 12	21,6	367,7	42,73	3,65	584,3	4,61	151,0	2,34	-216,6
L 120 x 120 x 13	23,3	394,0	46,01	3,64	625,9	4,59	162,2	2,34	-231,8
L 120 x 120 x 15	26,6	444,9	52,43	3,62	705,6	4,56	184,2	2,33	-260,7
L 130 x 130 x 12	23,6	472,2	50,44	3,97	750,6	5,00	193,7	2,54	-278,5
L 150 x 150 x 10	23,0	624,0	56,91	4,62	992,0	5,82	256,0	2,96	-368,0

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habita, 1999.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [3] Construction Métallique : Exemple Numérique Adaptés aux Eurocodes. *Jaques Brozzetti, Manfred A. Hirt et Rolf Bez.* Presse polytechnique et universitaire romandes, Lausanne, 1995.
- [4] Calcul des Eléments Résistants d'une Construction Métallique. *Lahlou Dahmani.* Office des publications universitaires, 2009.
- [5] Charpentes Métalliques : Conception et Dimensionnement des halles et Bâtiments. *Manfred A. Hert et Michel Crisinel.* Presse polytechnique et universitaire romandes, Lausanne, 2001.
- [6] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel.* Eyrolles Paris, 2008
- [7] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [8] Regles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [9] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [10] Calcul des Ouvrages en Béton Armé. *M. Belazougui.* Office des publications universitaires, 1986.