



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche
scientifique

Université Abderrahmane Mira – Bejaia

Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin du cycle

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

Thème :

***Etude d'une salle de sport à toiture en
charpente métallique***

Présenté par:

**M^r: CHILLA Takfarinas
M^r: MEKAUCHE Laaziz**

Promoteur:

M^r IDDIR. A

Membres du Jury:

**M^r: BELHAMDI.N
M^r: OURTEMACHE. M**

Promotion 2012-2013

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr IDDIR.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Nous voudrions également témoigner notre reconnaissance à tous nos enseignants de la faculté des sciences et technologies particulièrement ceux du département de GENIE CIVIL.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin merci.

Takfarinas & Aziz

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- *A la mémoire de mon père que dieu le bénisse et l'accueille dans ses vastes paradis, ma très chère mère.*
- *Mes frères et sœurs et leurs enfants*
- *Et toute la famille*
- *Et ma future femme K*
- *Mon binôme et sa famille.*
- *Et tous mes amis.*

M.AZIZ

Je dédie ce modeste travail à :

- *A la mémoire de mon père que dieu le bénisse et l'accueille dans ses vastes paradis, ma très chère mère.*
- *Mes frères et sœurs*
- *Et toute la famille*
- *Mon binôme et sa famille.*
- *Et tous mes amis.*

C.TAKFARINAS

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I - Introduction	1
II - Etude du sol	1
III - Situation du projet.....	1
IV- Caractéristique.....	1
IV. a - Architecture.....	1
IV. b - Géométrie.....	1
IV. c - Ossature et la stabilité de la structure.....	4
V - La toiture.....	4
VI - Matériaux utilisés.....	4
VI.1 - L'acier.....	4
VI.1.1 - Propriété de l'acier.....	4
VI.2 - Couverture.....	5
VI.3 - Le béton.....	6
VI.3.1 - Composition du béton.....	6
VI.3.2 - Caractéristiques mécaniques du béton.....	6
VI.3.3 - Les hypothèses de calcul aux états limites.....	8
VI.3.3.1- Hypothèses à l'ELU	8
VI.3.3.2- Hypothèses à l'ELS	9
VII - Règlements utilisés	9

CHAPITRE II : ETUDES CLIMATIQUE

I- Introduction.....	10
II- Les données relatives au site	11
III- Coefficient dynamique(C_d)	11
IV- Calcul de la pression	12
V- Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	12
VI- Calcul de coefficient d'exposition (C_e).....	12
VII- Coefficient de rugosité C_r	12
VIII- Les Directions de vent	13
VIII.1- Direction de vent V_1 : (façade principale).....	13
VIII.2- Direction de vent V_2 : (façade Secondaire).....	17
VIII.3- Direction de vent V_3 ou V_4 : (façade latérale droite ou gauche).....	19
IX- Actions d'ensemble sur la structure.....	21
IX.1- Vent sur la façade principale (sens V_1).....	21
IX.2- Vent sur la façade secondaire (sens V_2)	22
IX.3- Vent sur la façade latérale gauche ou droite (sens V_3 ou V_4)	23
X- Action de la neige	24
X.1- Base de calcul	24
X.1.1- La charge de la neige	24
X.1.2- Calcul de S_k	24
X.2- Neige sur la toiture	25
XI- Effet de la température	26

CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

I- Calcul des pannes.....	27
I.1- Définition.....	27
I.2 - Détermination des charges et surcharges.....	27
I.3 - Combinaisons de charge les plus défavorables.....	29
I.4 - Combinaisons d'actions.....	30
I.5 - Pré dimensionnement.....	30
I.6 - Dimensionnement des pannes.....	31
I.6.1 - Les combinaisons de calcul.....	31
I.6.2 - Détermination des sollicitations.....	32
I.6.3 - Vérification de la résistance des pannes.....	33
II - Calcul de l'échantignolle.....	38
II.1 - Introduction.....	38
II.2 - Dimensionnement de l'échantignolle.....	38
II.2.1 - Détermination des sollicitations.....	38
III - Calcul des fermes.....	41
III.1 - Introduction.....	41
III.2 - Détermination des forces revenantes à la ferme.....	42
III.2.1 - Calcul des charges revenant a chaque nœud.....	43
III.3 - Calcul des forces selon les combinaisons de charges.....	44
III.4 - Pré dimensionnement des éléments.....	45
III.4.1 - Membrures supérieures.....	45
III.4.2- Membrures inférieures.....	45
III.4.3 - Diagonales.....	46
III.4.4 - Montants.....	46
III.5 - Vérification des éléments comprimés au flambement.....	46
III.5.1 - Membrures supérieures.....	46
III.5.2 - Membrures inférieures.....	48
III.5.3 - Diagonales.....	49
III.5.4 - Montants.....	50
III.6 - Conclusion.....	52
III.7 - Calcul du poids réel de la ferme.....	52
IV - Pré dimensionnement des éléments en béton.....	52
IV.1 - Les poutres de chainages.....	52
IV.2 - Les poteaux.....	53
IV.3 - Descente de charge.....	54
IV.3.1 - Poteau (70x40).....	54
IV.3.2 - Poteau (35x35).....	55
IV.4 - Vérification du poteau (70x40).....	55
IV.4.1 - Vérification à la compression simple.....	55
IV.4.2 - Vérification au flambement.....	55
IV.5 - Vérification du poteau (35x35).....	57
IV.5.1 - Vérification à la compression simple.....	57
IV.5.2 - Vérification au flambement.....	57
IV.6 - Conclusion.....	58

CHAPITRE IV : ETUDES DES CONTREVENTEMENTS

I - Introduction.....	59
II - Calcul de la poutre au vent en pignon.....	59
II.1 - Evaluation des efforts horizontaux.....	59

II.1.1 - Les forces horizontales dues au vent.....	59
II.2 - Détermination des sollicitations dans chaque élément de la poutre au vent	60
II.3 - Vérification les éléments de la poutre au vent.....	61
II.3.1 - Diagonales.....	61
II.3.2 - Montants.....	61
II.3.3 - Membrures.....	65

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

I - Introduction.....	68
II - Description de ROBOT	68
III - Analyse de la structure.....	68
III.1 - Type d'analyse.....	68
III.2 - Méthodes de calcul.....	69
III.2.1 - La méthode statique équivalente.....	69
III.2.2 - Principe de la méthode dynamique spectrale.....	73
III.3 - Analyse des résultats.....	76
III.3.1 - Les combinaisons de calcul.....	76
III.3.2 - Vérification de la résultante des forces sismiques.....	77
III.3.3 - Vérification des déplacements.....	77
III.4 - Effet de deuxième ordre.....	79

CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS DE LA TOITURE

I - Introduction.....	81
II - Vérification des éléments de la ferme.....	81
II.1 - A la traction.....	81
II.2 - Au flambement	81
II.3 - La condition de résistance.....	81
III - Vérification des diagonales des contreventements.....	89
III.1 - Vérification à la traction.....	90
III.2 - Vérification au flambement.....	90
IV- Vérification des montants de rive	92
IV.1 - Les sollicitations.....	92
IV.2 - Vérification à l'effort tranchant.....	92
IV.3 - Vérification à l'effort normal.....	93
IV.4 - Vérification aux instabilités.....	94
IV.4.1-Vérification au flambement.....	94
IV.4.2-Vérification à la flexion déviée	95
IV.5-Dimensionnement et vérification de la poutre sablière	96
IV.5.1-Vérification à la traction	97
IV.5.2- Vérification au flambement	97
IV.6 Dimensionnement et vérification des ciseaux de stabilité des fermes	99
IV.6.1-Vérification à la traction	100
IV.6.2- Vérification au flambement	100

CHAPITRE VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES

I - introduction.....	102
II - Assemblage des éléments de la ferme.....	102
II.1 - Pré dimensionnement du gousset.....	102
II.1.1 - Pré dimensionnement de la gorge.....	103
III - Assemblage poteau – ferme	105
III.1 - Disposition des boulons.....	105

III.2 - Vérification à l'assemblage trop long	107
III.3 - Au poinçonnement.....	108
III.4 Vérification à la pression diamétrale.....	108
IV-Assemblage des éléments de la poutre au vent	109
IV.1-Assemblage de la diagonale sur le gousset	109
IV.2 Vérification à la pression diamétrale	111
IV.3 - Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme.....	112
V-Assemblage du couvre joint	113
V.1- Assemblage du couvre joint dans la membrure inférieure	114
V.2- Assemblage du couvre joint dans la membrure supérieure	116
VI -Assemblage de la poutre sablière	118
VI.1 Dimensionnement et calcul de l'assemblage	118
VI.2 Vérifications supplémentaires.....	120
VI.3 Assemblage du gousset sur le poteau	120
VII- Assemblages des ciseaux de stabilité des fermes	121
VII.1 Dimensionnement de l'assemblage	121
VII.2 Vérifications supplémentaires.....	123
VIII -Assemblage de l'échantignolle.....	123
VIII.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle.....	124
VIII.2 Assemblage de l'échantignolle sur la membrure.....	125
IX -Assemblage de la ferme sur le poteau en béton.....	125
IX.1-Dimensionnement des tiges d'ancrages.....	126
IX.2-Vérification de la tige d'ancrage	126
IX.3-Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	127
IX.3.1-Les contraintes dans le béton.....	128
IX.3.2-Les contraintes dans l'acier.....	128
IX.4-Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	129
IX.4.1 -vérification de la section 1-1.....	129
IX.4.2 Vérification de la section 2-2.....	129
IX.4.3 Vérification de la section 3-3	130

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'OSSATURE

I - Etude des poteaux	131
I.1 - Les recommandations du RPA 99 v2003.....	131
I.2 - Ferrailage des poteaux	133
I.3 - Vérifications	134
II - Etudes des poutres de chainages	138
II.1 - Recommandation du RPA99 V2003.....	138
II.2 - Ferrailage des poutres de chainages	139
II.3 - Vérifications	140

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

I -Introduction.....	144
II - Calcul des fondations.....	144
II.1- Poteau de section (70 x 40) cm ²	144
II.1.1 - Détermination des sollicitations.....	144
II.1.2 - Pré dimensionnement de la semelle.....	144
II.1.3 - Dimensionnement de la semelle.....	145
II.1.4 - Vérification des contraintes.....	147
II.1.5 - Vérification de la stabilité au renversement.....	150

II.1.6 - Détermination des armatures de la semelle.....	150
II.2-Poteau de section (35 x 35) cm ²	155
II.2.1 - Détermination des sollicitations.....	155
II.2.2 - Pré dimensionnement de la semelle.....	155
II.2.3 - Dimensionnement de la semelle.....	156
II.2.4 - Vérification des contraintes.....	158
II.2.5 - Vérification de la stabilité au renversement.....	160
II.2.6 - Détermination des armatures de la semelle.....	161
III - Calcul des longrines.....	165
III.1 - Introduction.....	165
III.2 - Pré dimensionnement.....	165
III.3 - Ferrailage.....	166

CHAPITRE X : VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE

I - Introduction.....	168
II - Détermination des moments renversants (M_R)	168
II.1 - Cas de vent.....	168
II.2 - Cas de séisme.....	174
III - Vérification au renversement de la structure.....	175

CONCLUSION GENERALE

Annexes

Bibliographie

Tables des figures

TABLE DES FIGURES :

Figure I.1 : Vue en plan de la salle de sport.....	2
Figure I.2 : Vue de la façade principale.....	2
Figure I.3 : Coupe A – A.....	3
Figure I.4 : Vue en 3D de la salle	3
Figure I.5 : Panneau sandwich.....	6
Figure I.6 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	7
Figure I.7 : Diagramme des 3 pivots.....	8
Figure II.1 : Vent sur façade principale et secondaire de la salle	10
Figure II.2 : Vent sur la façade gauche et droite de la salle	10
Figure II.3 : Légende pour la toiture	13
Figure II.4 : Coefficient C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture	14
Figure II.5 : Surfaces des ouvertures sur la façade principale	14
Figure II.6 : Surfaces des ouvertures sur la façade secondaire	15
Figure II.7 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale gauche	15
Figure II.8 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale droite	15
Figure II.9 : Légende pour la toiture	17
Figure II.10 : Coefficient C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	18
Figure II.11 : représentation des pentes.....	19
Figure II.12 : Légende pour les toitures à deux versants.....	19
Figure II.13 : Pression sur les zones F G H	21
Figure II.14 : Surpression sur les zones F G H	22
Figure II.15 : Pression sur les zones F G H	22
Figure II.16 : Surpression sur les zones F G H	22
Figure II.17 : Pression sur les zones F H I	23
Figure II.18 : Pression sur les zones G H I	23
Figure II.19 : Surpression sur les zones F H I	23
Figure II.20 : Surpression sur les zones G H I	24
Figure II.21 : Représentation du versant de la toiture	25
Figure II.22 : Chargement de la neige sur la toiture	25
Figure III.1 : Disposition de la panne sur la toiture	27
Figure III.2 : La pente de calcul	27
Figure III.3 : Schéma statique sous charge d'entretien	28
Figure III.4 : Moment due à la charge d'entretien	28
Figure III.5 : Echantignolle	38
Figure III.6 : Réactions sous le vent	38
Figure III.7 : Dimensions de l'échantignolle	40
Figure III.8 : Schéma statique de la ferme	42
Figure III.9 : Surface afférente des nœuds	42
Figure III.10 : doubles cornières	46
Figure III.11 : dimensions du poteau	53
Figure III.12 : surface afférente d'un poteau	54
Figure IV.1 : Poutre au vent en pignon	59
Figure IV.2 : Schéma statique des montants (1 et 7).....	61
Figure IV.3 : Schéma statique des montants (2 et 6).....	61
Figure IV.4 : Schéma statique du montant (3) et (5).....	62
Figure IV.5 : Schéma statique du montant (4).....	62
Figure V.1 : Mode de déformation (1).....	74

Tables des figures

Figure V.2 : Mode de déformation (2).....	75
Figure V.3 : Mode de déformation (3).....	75
Figure VI.1 : Vérification de la section de la membrure inférieure selon le ROBOT	81
Figure VI.2 : Vérification de la section de la membrure supérieure selon le ROBOT	83
Figure VI.3 : Vérification de la section des diagonales selon le ROBOT	85
Figure VI.4 : Vérification de la section des montants selon le ROBOT	87
Figure VI.5 : Vérification des sections des éléments de la poutre au vent par ROBOT	89
Figure VI.6 : Vérification de la section des montants de rive selon le ROBOT	92
Figure VI.7 : Vérification des sections des éléments de la poutre sablière par ROBOT	96
Figure VI.8 : Repérage de la poutre sablière en vue 3D	96
Figure VI.9 : Vue de face de la poutre sablière	96
Figure VI.10 : Vérification des sections des ciseaux de stabilité des fermes par ROBOT	99
Figure VI.11 : Repérage des ciseaux de stabilités en vue 3D	99
Figure VI.12 : Vue de face des ciseaux de stabilités	100
Figure VII.1 : Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme	103
Figure VII.2 : Longueurs des soudures	103
Figure VII.3 : Détail assemblage ferme – poteau	105
Figure VII.4 : distribution des efforts	106
Figure VII.5 : Poutre au vent en pignon.....	109
Figure VII.6 : Détail d’assemblage au sommet de la ferme.....	111
Figure VII.7 : Assemblage gousset – membrure supérieure.....	112
Figure VII.8 : Détail d’assemblage des deux éléments de la ferme.....	113
Figure VII.9 : Repérage de la poutre sablière en vue 3D.....	118
Figure VII.10 : Assemblage des diagonales entre les poteaux ainsi l’assemblage de la poutre sur le poteau.	119
Figure VII.11 : Repérage des ciseaux de stabilités en vue 3D	121
Figure VII.12 : Détail de l’assemblage des ciseaux de stabilité des fermes.....	121
Figure VII.13 : Assemblages des ciseaux entre les fermes ainsi l’assemblage des ciseaux à la l’avant dernière ferme.....	122
Figure VII.14 : Vue de face de l’échantignole.....	124
Figure VII.15 : Tige d’encrage du pied du poteau.....	125
Figure VII.16 : Dispositions constructives.....	126
Figure VII.17 : Vérification dans la section 1-1.....	129
Figure VII.18 : Vérification de la section 2-2.....	129
Figure VII.19 : Vérification de la section 3-3.....	130
Figure VIII.1 : Section d’un poteau.....	135
Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	137
Figure VIII.3 : Schéma de ferrailage des poutres de chaînage.....	143
Figure IX.1 : Dimension de la semelle.....	145
Figure IX.2 : Schéma de ferrailage de la semelle type 1.....	155
Figure IX.3 : Dimension de la semelle.....	156
Figure IX.4 : Schéma de ferrailage de la semelle type 2.....	165
Figure IX.5 : Schéma de ferrailage des longrines.....	167
Figure X.1 : Résultantes des forces verticales sur la façade principale avec dépression intérieure.....	169
Figure X.2 : Résultantes des forces verticales sur la façade principale avec surpression intérieure.....	170
Figure X.3 : Résultantes des forces verticales sur la façade secondaire avec dépression intérieure.....	171
Figure X.4 : Résultantes des forces verticales sur la façade secondaire avec surpression intérieure.....	172
Figure X.5 : Résultantes des forces verticales sur la façade latérale droite avec dépression intérieure....	173
Figure X.6 : Résultantes des forces verticales sur la façade latérale droite avec surpression intérieure..	174

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau II.1 : Les valeurs de C_d pour la toiture.....	11
Tableau II.2 : Les valeurs de C_r	13
Tableau II.3 : Les valeurs de la pression dynamique.....	13
Tableau II.4 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	14
Tableau II.5 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=-0.2$	16
Tableau II.6: Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$	16
Tableau II.7 : Valeurs de la force de frottement.....	17
Tableau II.8 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	18
Tableau II.9 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=0,15$	18
Tableau II.10 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$	18
Tableau II.11 : Valeurs de la force de frottement.....	19
Tableau II.12 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	20
Tableau II.13 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=-0.5$	20
Tableau II.14 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$	20
Tableau II.15 : Valeurs de la force de frottement.....	21
Tableau III.1 : Les efforts dans les éléments de la ferme.....	44
Tableau IV.1 : les sollicitations des éléments de la poutre au vent.....	60
Tableau V.1 : Pénalité de vérification.....	71
Tableau V.2 : pourcentage de participation de masse.....	74
Tableau V.3 : Combinaisons de calcul.....	76
Tableau V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	77
Tableau V.5 : Déplacement max en situation durable.....	78
Tableau V.6 : Déplacement relatif des niveaux.....	79
Tableau V.7 : Effet P- Δ suivant X-X.....	80
Tableau V.8 : Effet P- Δ suivant Y-Y.....	80
Tableau VI.1 : Vérification des membrures inférieures.....	83
Tableau VI.2 : Vérification les membrures supérieures.....	85
Tableau VI.3 : Vérification des diagonales.....	87
Tableau VI.4 : Vérification des montants.....	89
Tableau VI.5 : les efforts dans les éléments de contreventement.....	90
Tableau VI.6 : Vérification de la poutre au vent.....	91
Tableau VI.7 : Sollicitations dans les montants de rive.....	92
Tableau VI.8 : Vérification des montants de rive.....	95
Tableau VI.9 : Les efforts dans les éléments de la poutre sablière.....	97
Tableau VI.10 : Vérification de la poutre sablière.....	98
Tableau VI.11 : Les efforts dans les éléments des ciseaux de stabilités.....	100
Tableau VI.12 : Vérification des ciseaux de stabilité des fermes.....	101
Tableau VII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme.....	102
Tableau VII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	102
Tableau VII.3 : Dimension des cordons de soudure.....	104
Tableau VII.4 : Les sollicitations les plus défavorables.....	125
Tableau VIII.1 : Armatures longitudinale minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux..	132
Tableau VIII.2 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	133
Tableau VIII.3 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	133
Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes dans le béton.....	136
Tableau VIII.5 : Vérification des contraintes tangentielles.....	136
Tableau VIII.6 : Les armatures longitudinales dans les poutres.....	139
Tableau VIII.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	140

Liste des tableaux

Tableau VIII.8 : Vérification au cisaillement.....	141
Tableau IX.1 : Les sollicitations à la base des poteaux (70 x 40)	144
Tableau IX.2 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1.....	147
Tableau IX.3 : Vérification des contraintes dans le sol.....	148
Tableau IX.4 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1.....	149
Tableau IX.5 : Vérification des contraintes dans le sol.....	149
Tableau IX.6 : Les armatures des semelles type 1.....	154
Tableau IX.7 : Les sollicitations à la base des poteaux (35 x 35).....	155
Tableau IX.8 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1.....	158
Tableau IX.9 : Vérification des contraintes dans le sol.....	158
Tableau IX.10 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1.....	159
Tableau IX.11 : Vérification des contraintes dans le sol.....	160
Tableau IX.12 : Les armatures des semelles type 2.....	165
Tableau X.1 : Vent sur la façade principale $C_{pi}=-0.2$	168
Tableau X.2 : Vent sur la façade principale $C_{pi}=0.8$	169
Tableau X.3 : Vent sur la façade secondaire $C_{pi}=0.15$	170
Tableau X.4 : Vent sur la façade secondaire $C_{pi}=0.8$	171
Tableau X.5 : Vent sur la façade latérale gauche ou droite $C_{pi}=-0.5$	172
Tableau X.6 : Vent sur la façade latérale gauche ou droite $C_{pi}=0.8$	173
Tableau X.7 : Réaction à la base due aux effets sismiques.....	174
Tableau X.8 : Vérification au renversement de la structure.....	175

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 à une armature (psi).
τ	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
Φ	Diamètre d'une armature transversale.
N	Coefficient de poissant (nu).
μ_{ser}	Moment ultime à L'ELS (mu).
μ_{bu}	Moment réduit à L'ELU.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.
λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
f_y	Résistance limite d'élasticité.

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

Introduction
Générale

Introduction générale

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

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle quant à l'étude d'éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons.

Notre salle de sport va être implantée à Adekar, qui a eu une faible variation de température entre le jour et la nuit, alors l'effet de la température n'est pas pris en compte.

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 portée.

Les ossatures et les toitures en charpente métalliques sont généralement souples et constituées des barres élancées ou d'éléments minces. Ces caractéristiques spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, déversement de poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques.

D'une manière générale, les éléments structuraux d'un bâtiment sont une association de deux matériaux de nature et de propriétés différentes, avec l'objectif de tirer sur le plan mécanique les avantages des deux partie à savoir :

- Le béton pour résister aux efforts de compression.
- L'acier pour résister aux efforts de traction

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I. Introduction :

Notre projet consiste à étudier une salle omnisport 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 de sol :

Selon le rapport géotechnique préliminaire qui nous a été transmis par le laboratoire nous pouvons conclure que :

- La contrainte admissible du sol est : $\sigma_{adm} = 1.5bars$
- Profondeur minimal d'ancrage égale à 2.00 m par rapport au niveau du terrain actuel ;
- Adopter des fondations superficielles types isolées ou bien filantes ;
- Le niveau d'eau oscille à des profondeurs entre 6.00 m et 7.00 m ;
- le site d'implantation du projet est meuble « S3 »

III. Situation du projet :

Le présent projet sera implanté au lycée type 1000/300R à ADEKAR daïra d'ADEKAR (W) de Bejaia. La zone d'implantation est classée selon le RPA99 V2003 comme zone **IIa** (moyenne sismicité).

IV. Caractéristiques :

a. Architecture : la structure est constituée de :

- RDC à usage multiple (Vestiaires, Sanitaire, Local Enseignant) ;
- Local matériels et Chaufferie ;
- Hall ;
- Aire de jeux d'une surface de 568,00 m² ;
- Terrasse inaccessible ;

On s'intéresse à l'étude Aire de jeux uniquement.

b. Géométrie :

- Longueur totale en plan : 33.60 m
- Largeur totale en plan : 17.50 m
- Longueur totale de la couverture : 33.60 m
- Largeur totale de la couverture : 18.70 m
- La hauteur totale : 9.30 m

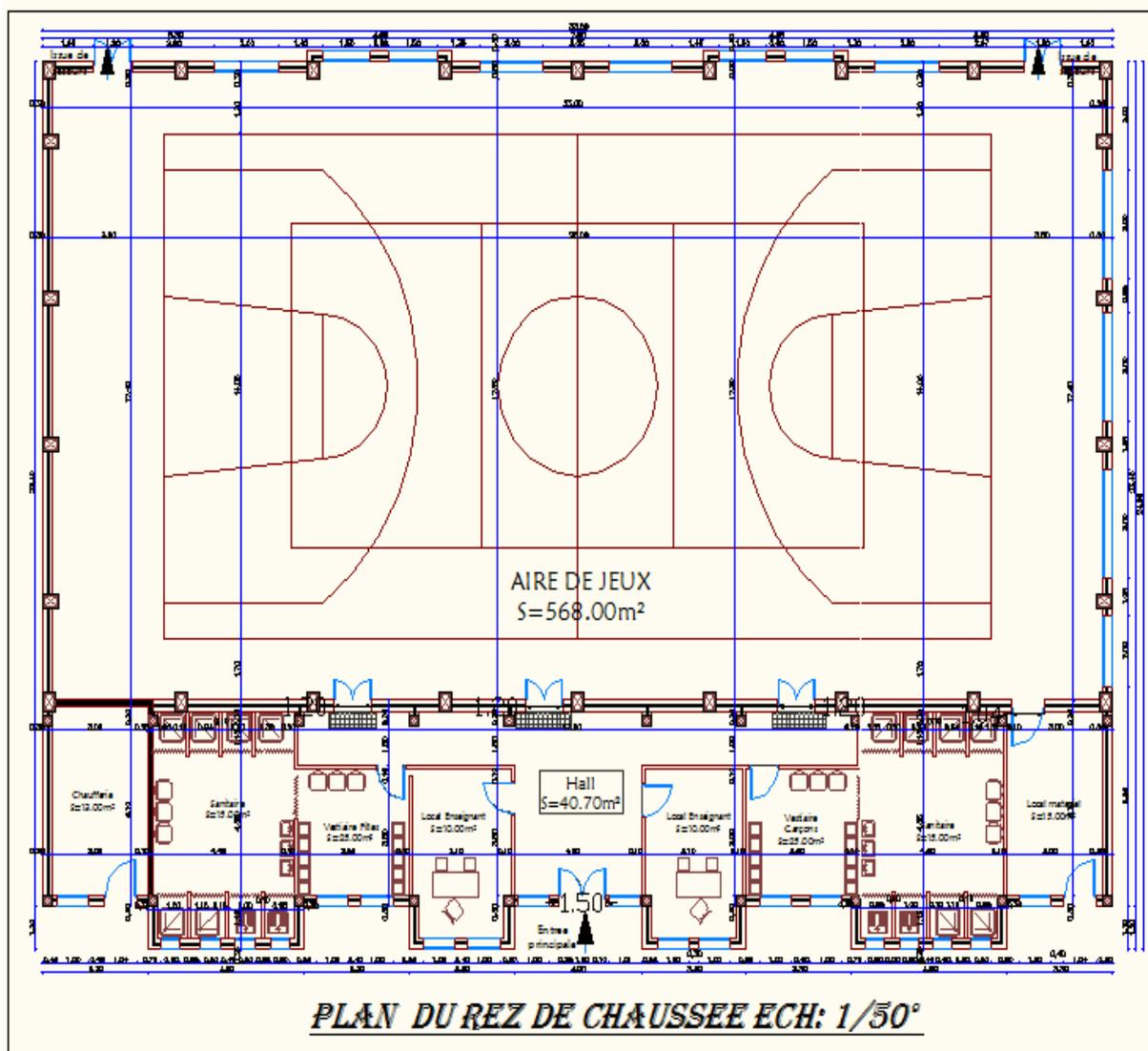


Figure I.1 : Vue en plan de la salle de sport

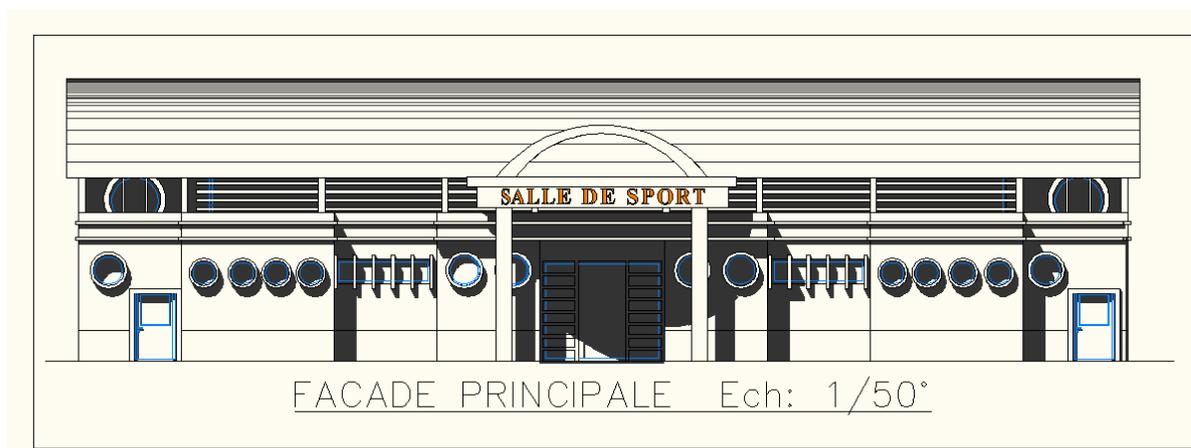


Figure I.2 : Vue de la façade principale

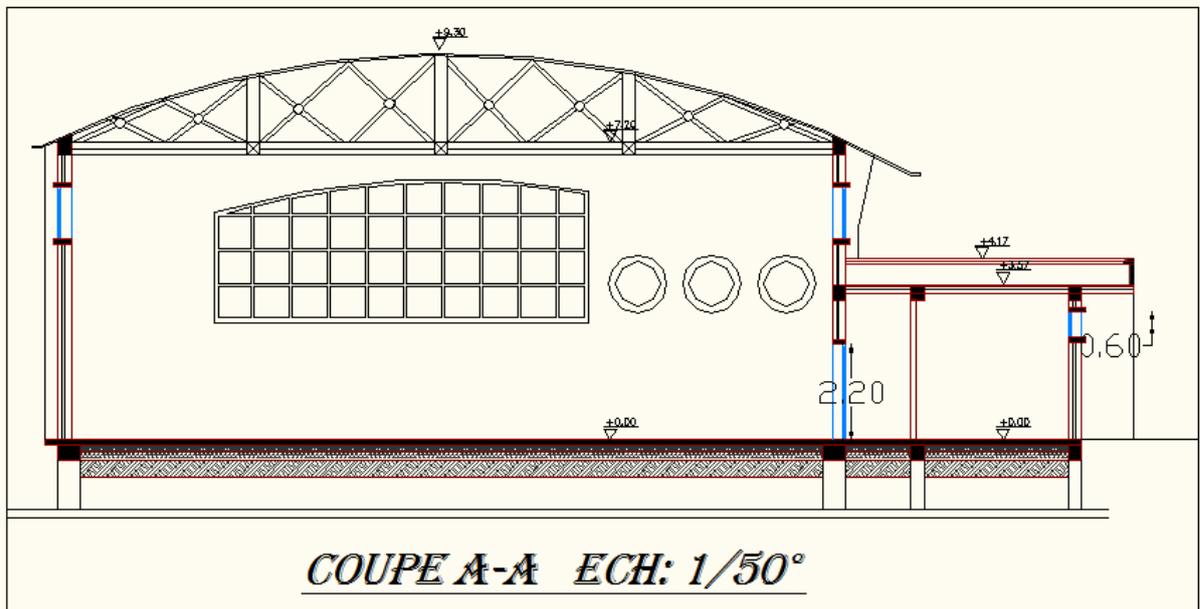


Figure I.3 : Coupe A - A

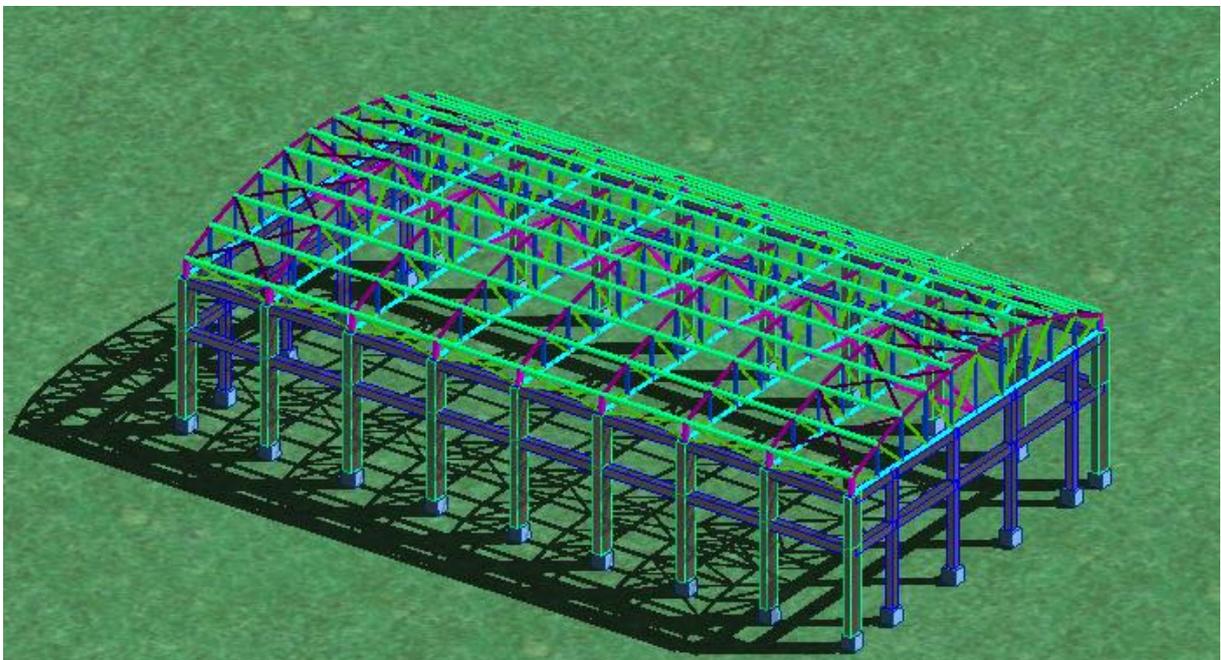


Figure I.4 : Vue en 3D de la salle

c. Ossature et la stabilité de la structure :

La conception de l'ossature sera en portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide dont les portiques en béton armé renforcés par des poutres de chinages car cette conception représente un aspect bénéfique vis-à-vis de l'économie, l'isolation phonique et thermique.

V. Toiture :

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

- Les poteaux intérieurs sont éliminés.
- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armée.
- La facilité de montage d'une toiture en charpente métallique dans une structure plus espacé.

VI. Matériaux utilisés :**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-Propriété de l'acier :**a) Résistance :**

La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S235 pour les profilées d'après CCM97

b) Ductilité :

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u / f_y > 1,08$ Haute ductilité, $f_u / f_y > 1,05$ ductilité normale
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 * \epsilon_y$)

- A la rupture l'allongement sur une longueur de $5.65\sqrt{A_0}$, soit supérieur à 15% avec A_0 est la section transversale initiale de l'élément considéré.

c) Propriété mécanique :

- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversal : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 0.4 \times E$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0.3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$

L'acier choisi pour les armatures dans notre projet est un acier à haute adhérence HA FeE400 d'après CBA 93 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

VI.2-Couverture :

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

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

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

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

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

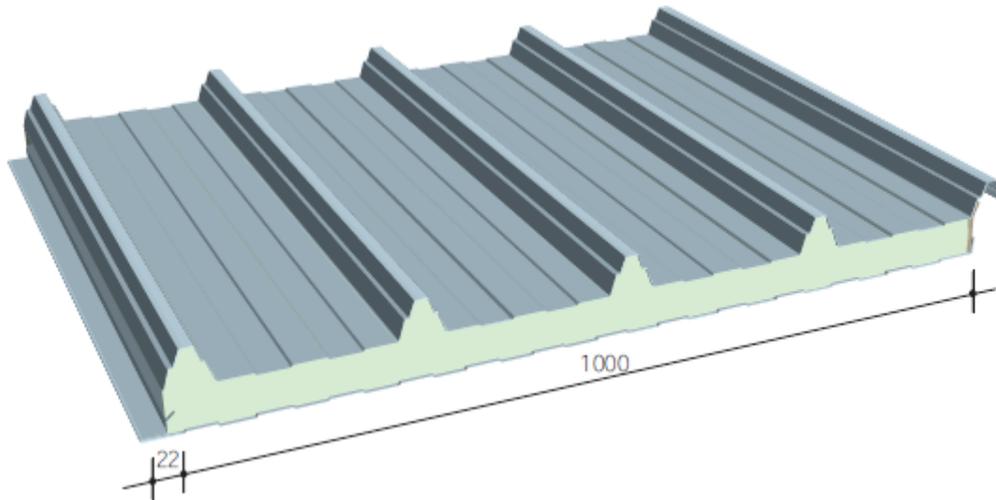


Figure I.5 : Panneau sandwich

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 un liant (ciment) et de l'eau, et éventuellement d'adjuvants pour modifier les propriétés. Il est économique et résiste bien à la compression.

VI.3.1 Composition de béton :

- Les propriétés physique et mécanique du béton dépendent de sa composition et des facteurs extérieurs, tel que la température, l'humidité, etc. Il est composé :
 - Liant hydraulique : ciment
 - Granulats : gravier, sable
 - L'eau : mouillage des granulats et hydratation du liant.
 - adjuvant : améliorer la qualité du béton.

VI.3.2- Caractéristiques mécaniques du béton :

- **Résistances caractéristique à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de (28j) qu'est nommée (f_{c28}).

$$\left. \begin{aligned}
 f_{cj} &= \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\
 f_{cj} &= \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40 \text{MPa}
 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} j < 28 \text{ jours} \\ \mathbf{BAEL91 (A.2.1.11)} \end{array}$$

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

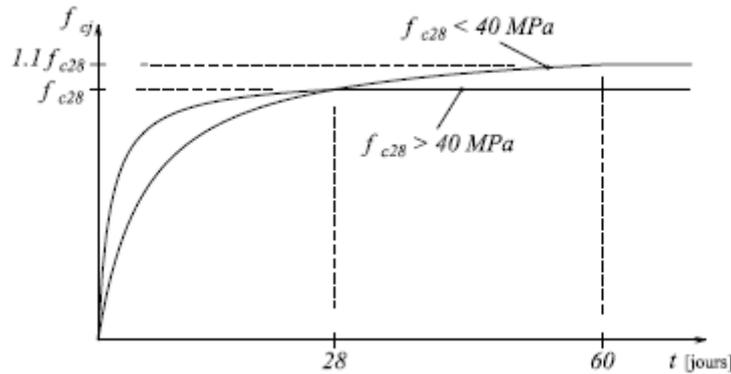


Figure I.6 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

- **résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (f_{tj}), est définie par la relation : **CBA93 (article A.2.1.1.2).**

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

- **Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (article A.5.1.211)**

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

- **Module déformation longitudinale du béton :**

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{Vj} , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{A.2.1.21 BAEL91})$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé.

$$E_{ij} = 3 \times E_{Vj} \quad (\text{A.2.1.21 BAEL91})$$

Avec : $E_{Vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000 \cdot (f_{c28})^{1/3}$.

$$E_{vj} = (1/3) \times E_{ij}$$

VI.3.3 Hypothèses de calcul aux états limites :

VI.3.3.1 Hypothèses à l'ELU :

- Conservation des sections planes (diagramme linéaire de déformations).
- Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement ultime du béton (ε_{bc}) est limité à (3.5‰) en flexion et à (2‰) en compression simple (centré).
- L'allongement ultime des aciers (ε_p) est limité à (10‰).
- Le diagramme de déformation d'une section à l'état limite ultime de résistance représenté par une droite doit obligatoirement passer 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.

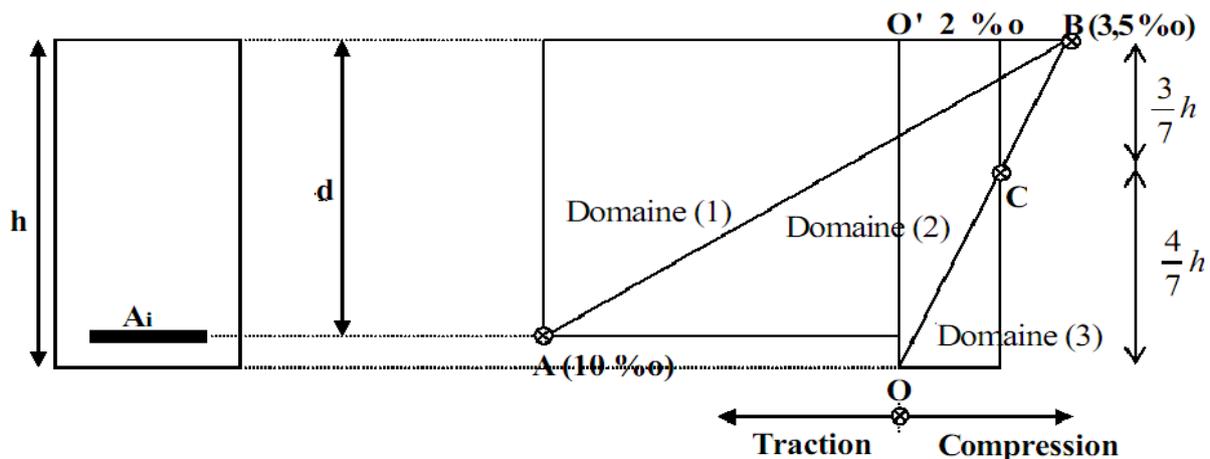


Figure I.7 : Diagramme des 3 pivots

- ✓ Le pivot (A) si $y \leq 0.2593d$
- ✓ Le pivot (B) si $0.2593d \leq y \leq h$
- ✓ Le pivot (C) si $y > h$

VI.3.3.2 Hypothèses à l'ELS :

1. Conservation des sections planes.
2. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations

$$\text{c.à.d. } \sigma_{bc} = \varepsilon_{bc} E_{bc} \quad \text{pour le béton}$$

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s \quad \text{Pour l'acier}$$

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 utilisés :

- **DTRC2-47 RNV99** : l'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent 1999.
- **DTR BC 2.44 (CCM97)** : règles de conception et de calcul des structures en acier
- **Eurocode 3** : «Calcul des structures en acier» et Document d'Application Nationale
- **DTR BC 2.48 (RPA 99 V2003)** : l'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA99 V2003.
- **DTR B.C.2.2** : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **B.A.E.L91** : béton armé aux états limites.
- **DTR BC 2.41 (CBA93)** : Code de béton armé Algérien

Chapitre II

Etude climatique

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.

Le règlement (DTR : RNV99) 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 :

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

Selon le règlement 'neige et vent (RNV99)', le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

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

- ✓ Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade secondaire avec la surpression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade secondaire avec la dépression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade gauche avec la surpression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade gauche avec la dépression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade droite avec la surpression intérieure.
- ✓ Vent sur la façade droite avec la dépression intérieure.
- ✓ vent sur plan de la couverture.

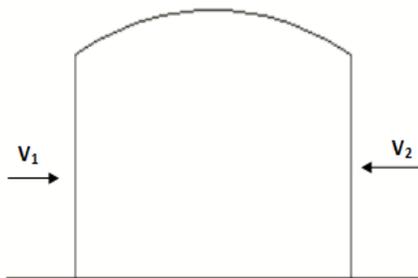


Figure II.1 : Vent sur façade principale et secondaire de la salle

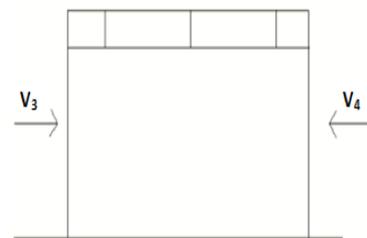


Figure II-2 : Vent sur la façade gauche et droite de la salle

II- Les données relatives au site :

- le site est montagneux :

Le coefficient topographique $C_t(z) = 1.5$. (chapitre.2-tableau2.5 RNV99).

- le vent est classé dans la zone I :

La pression de référence $q_{réf} = 375N/m^2$ (chapitre.2-tableau2.3 RNV99).

- Le terrain est de catégorie III :

Facteur de terrain $K_T = 0.22$

Paramètre de rugosité $Z_0 = 0.3m$ (Chapitre 2-tableau 2.4 RNV99).

Hauteur minimale $Z_{min} = 8m$

Le coefficient $\varepsilon = 0.37$.

III- Coefficient dynamique (C_d) :

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

Notre ouvrage est un bâtiment avec ossature en béton armée et la toiture en charpente métallique, donc pour l'étude du vent, il suffit d'étudier la toiture uniquement.

La valeur du coefficient dynamique C_d est donnée par la figure 3.2 pour la toiture (chap. III RNV99) en fonction de la structure et du sens du vent. Notre structure a une hauteur de 9.3m, et selon la direction du vent on tire les valeurs suivantes :

Toiture :

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

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V_1	9.30	33.60	0.91
V_2	9.30	33.60	0.91
V_3	9.30	17.50	0.94
V_4	9.30	17.50	0.94

On a bien vérifié la condition : $0.6 < C_d < 1.2$

On remarque que pour les quatre directions le $C_d < 1.2$ donc la salle est considéré comme peu sensible aux excitations dynamiques.

IV- Calcul de la pression :

D'après le règlement RNV99, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

V- Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître –couple en éléments de surface j horizontaux, selon la procédure 3.1.1 (chp3), notre construction est sans planchers intermédiaire (salle omnisport) dont la hauteur est inférieure à 10 m (9.3 m) donc elle doit être considérée comme un tout (un seul élément « j »).

Donc la pression dynamique est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

C_e : le coefficient d'exposition au vent.

z_j : la distance verticale entre le niveau du sol et le centre de l'élément j .

VI- 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.

$$C_e = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \quad \text{Chap II RNV99 Art 3.3}$$

VII- Coefficient de rugosité C_r :

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 donné par la relation (2.15-chapitre 2 RNV99)

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = K_t \times \ln(Z/Z_0) \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_t \times \ln(Z_{\min}/Z_0) \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{array} \right.$$

Avec :

Z_0 : le paramètre de rugosité.

Z_{\min} : la hauteur minimale.

Dans notre cas :

$$Z = 9.3 > Z_{\min}$$

Les valeurs des C_r sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Les valeurs de C_r

Niveau	Z(m)	C_r	C_e
Toiture	9.30	0.755	3.026

On peut calculer les valeurs des pressions dynamiques sous le tableau suivant :

Tableau II.3 : Les valeurs de la pression dynamique

Niveau	q_{ref} (N/m ²)	$C_e(z_j)$	$q_{\text{dyn}}(z_j)$ (N/m ²)
Toiture	375	3.026	1134.75

VIII- Les Directions de vent :

VIII.1- Direction de vent V_1 : (façade principale) :

a) Coefficients de pression extérieure C_{pe} :

➤ la toiture :

On a une toiture sous forme d'une voûte (en arc), pour déterminer les coefficients de pression on revient sur la figure 5.8.c du (Chapitre 5) RNV99.

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

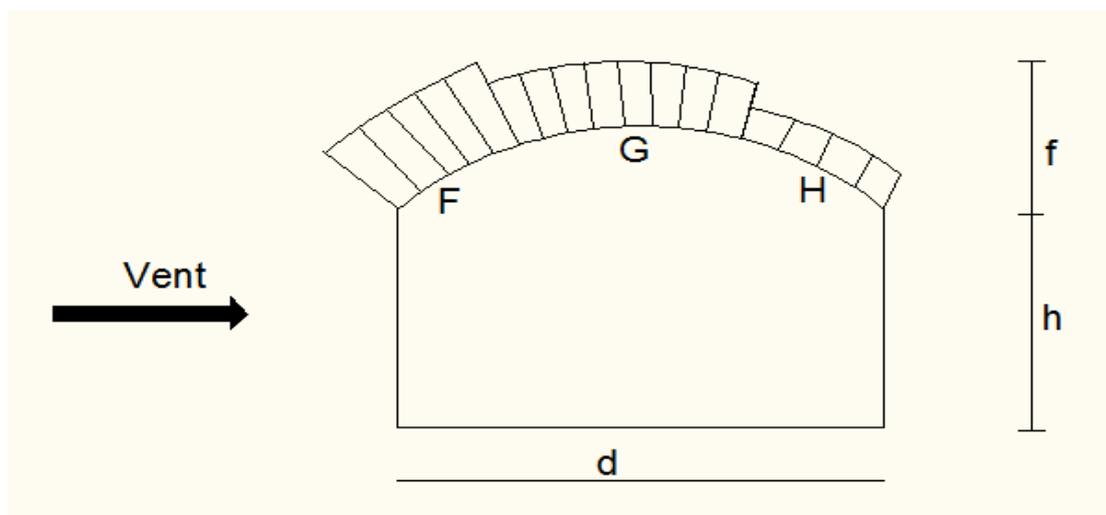


Figure II.3 : Légende pour la toiture

h : hauteur de la paroi verticale (h=7.20m)

f : naissance de la voûte (f=2.10)

d : la largeur de la salle (33.60m)

$h/d=0.214$ $f/d=0,062$

On a $0 < h/d < 0.5$ C_{pe} , s'obtient par l'interpolation linéaire.

Tableau II.4 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

Zones	F	G	H
C_{pe}	0.1	-0.8	-0.5

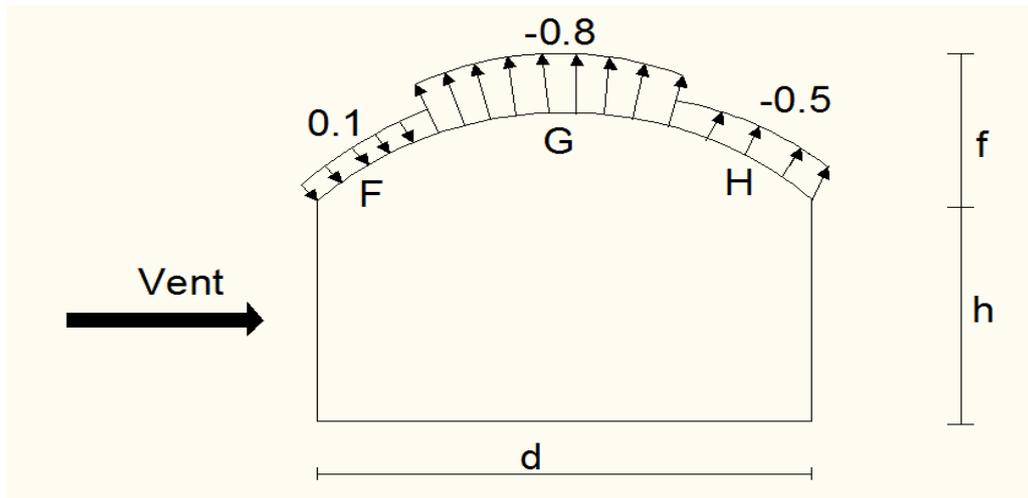


Figure II.4 : Coefficient C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

b) Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné par la figure 5.15 du RNV99 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 chapitre 5 du RNV99)

c) Calcul des surfaces :

- **Façade principale :**

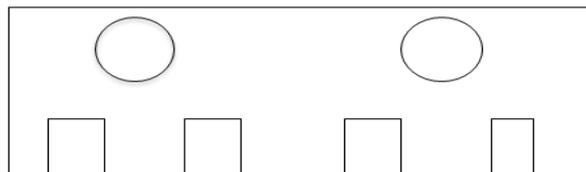


Figure II.5 : Surfaces des ouvertures sur la façade principale

$$S=3(1.2 \times 2.2) + (1 \times 2.2) + 2(3.14 \times 1.20^2 /4)=12.38 \text{ m}^2$$

- **façade secondaire :**



Figure II.6 : Surfaces des ouvertures sur la façade secondaire

$$S=2(1.2 \times 2.2) + 2(3.14 \times 1.20^2/4)=7.54 \text{ m}^2$$

- **Façade latérale gauche :**

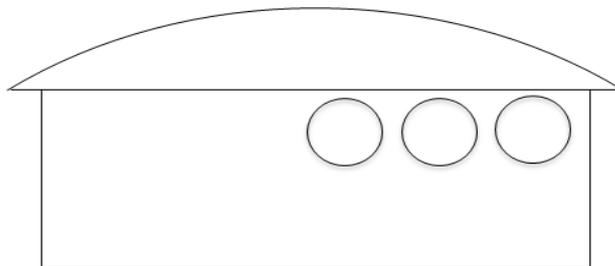


Figure II.7 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale gauche

$$S=3(3.14 \times 1^2/4)=2.355 \text{ m}^2$$

- **Façade latérale droite :**

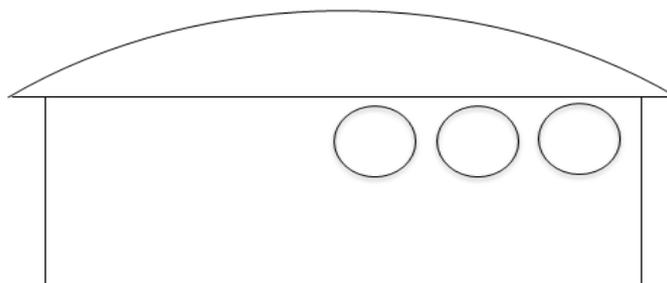


Figure II.8 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale droite

$$S=3(3.14 \times 1^2/4)=2.355 \text{ m}^2$$

- **Les ouvertures ouvertes :**

$$\mu_p = \frac{12.38 + 2.355 + 2.355}{12.38 + 7.54 + 2.355 + 2.355} = 0.693$$

$$C_{pi} = -0.2$$

Tableau de calcul des pressions :

Les pressions q_j sont calculées à l'aide 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 $C_{pi} = -0.2$

Tableau II.5 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi} = -0.2$

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	0.91	1134.75	0.1	-0.2	0.3	340.425	309.786
G	0.91	1134.75	-0.8	-0.2	-0.6	-680.85	-619.573
H	0.91	1134.75	-0.5	-0.2	-0.3	-340.425	-309.786

• **Les ouvertures fermées** :

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

➤ **La toiture** : Surpression intérieur avec $C_{pi} = 0.8$

Tableau II.6: Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture 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	0.91	1134.75	0.1	0.8	-0.7	-794.325	-722.835
G	0.91	1134.75	-0.8	0.8	-1.6	-1815.6	-1652.196
H	0.91	1134.75	-0.5	0.8	-1.3	-1475.175	-1342.409

d) 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/m^2)

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j (m^2)

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j (**Tableau 2.1 chapitre 2 RNV99**)

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

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

Tableau II.7 : Valeurs de la force de frottement

Direction de vent	Toiture (kN)		
	d/b	d/h	F_{fr}
V1	0.52	1.88	0

VIII.2- Direction de vent V_2 : (façade Secondaire) :

a) Coefficients de pression extérieure C_{pe} :

➤ **la toiture :**

On a affaire à une toiture sous forme d'une voute (en arc), pour déterminer les coefficients de pression on revient sur la (**figure 5.8.C du Chapitre 5 RNV99**).

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

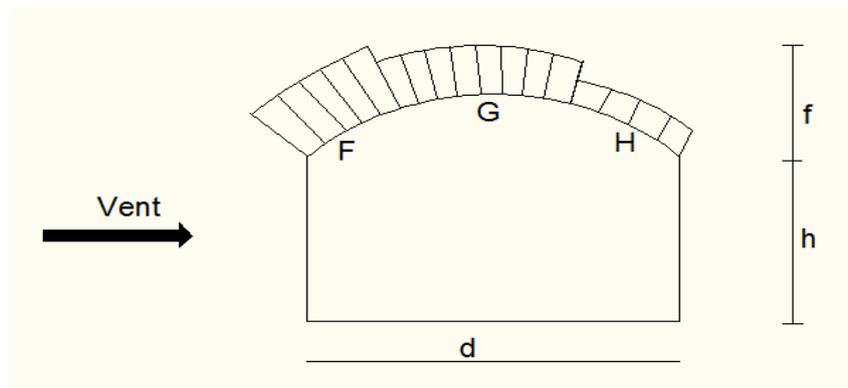


Figure II.9 : Légende pour la toiture

h : hauteur de la paroi verticale ($h=7.20m$)

f : naissance de la voute ($f=2.10$)

d : la largeur de la salle ($33.60m$)

$h/d=0.214$ $f/d=0.062$

On a $0 < h/d < 0.5$ C_{pe} , s'obtient par l'interpolation linéaire.

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

Zones	F	G	H
C_{pe}	0.1	-0.8	-0.5

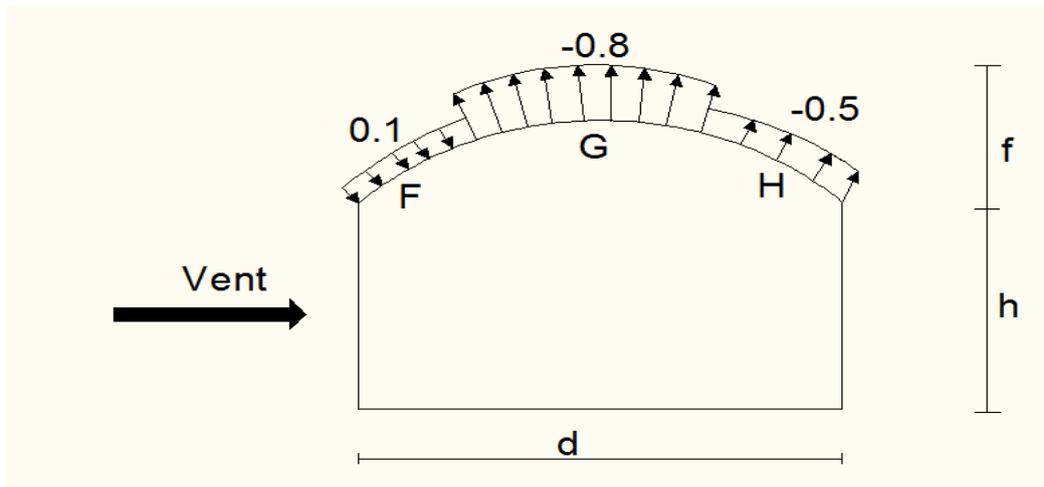


Figure II.10 : Coefficient C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

b) Coefficient de pression intérieure :

- Les ouvertures ouvertes :

$$\mu_p = \frac{7.54 + 2.355 + 2.355}{12.38 + 7.54 + 2.355 + 2.355} = 0.497 \quad C_{pi} = 0.15$$

➤ **La toiture :** Dépression intérieur $C_{pi} = 0.15$

Tableau II.9 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=0.15$

Zones	C_d	$q_{dvn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_i(N/m^2)$
F	0.91	1134.75	0.1	0.15	-0.05	-56.737	-51.63
G	0.91	1134.75	-0.8	0.15	-0.95	-1078.012	-980.99
H	0.91	1134.75	-0.5	0.15	-0.65	-737.587	-671.204

- Les ouvertures fermées

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

➤ **La toiture :** Surpression intérieur avec $C_{pi} = 0.8$

Tableau II.10 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=0.8$

Zones	C_d	$q_{dvn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_i(N/m^2)$
F	0.91	1134.75	0.1	0.8	-0.7	-794.325	-722.835
G	0.91	1134.75	-0.8	0.8	-1.6	-1815.6	-1652.196
H	0.91	1134.75	-0.5	0.8	-1.3	-1475.175	-1342.409

c) Calcul de force de frottement :

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

Tableau II.11 : Valeurs de la force de frottement

Direction de vent	Toiture (kN)		
	d/b	d/h	F _{fr}
V1	0.52	1.88	0

VIII.3- Direction de vent V₃ ou V₄ : (façade latérale droite ou gauche) :

a) Coefficients de pression extérieure C_{pe} :

➤ 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.

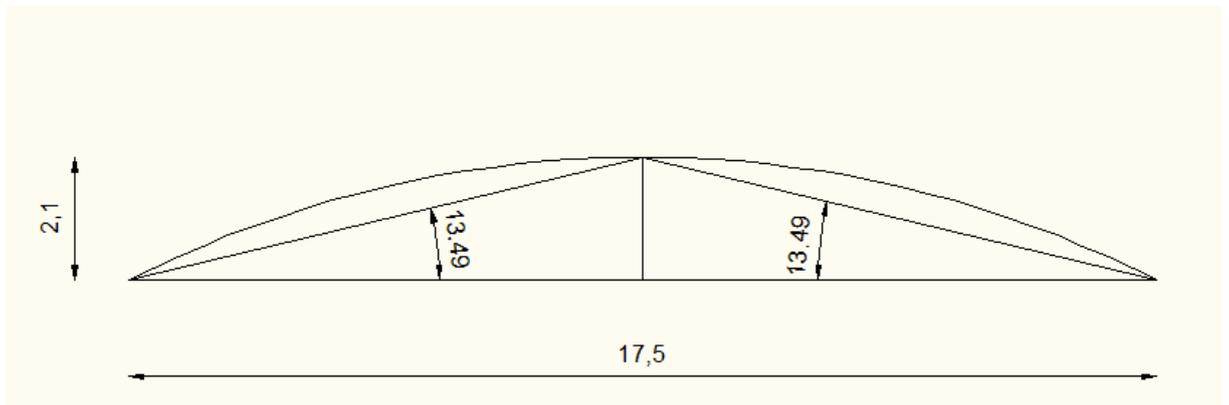


Figure II.11 : représentation des pentes.

$$\text{tg } \alpha = 2.1 / 8.75 \rightarrow \alpha = 13.49^\circ$$

On a: $b = 17.50 \text{ m}$ $h = 9.30 \text{ m}$ $e = \min (b; 2h) = 17.50 \text{ m}$

$e/2 = 8.75 \text{ m}$ $e/4 = 4.375 \text{ m}$ $e/10 = 1.75 \text{ m}$

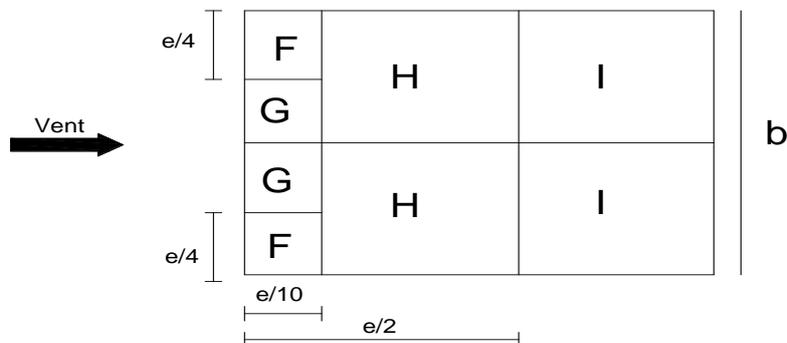


Figure II.12 : Légende pour les toitures à deux versants

La valeur de $\alpha = 13.49^\circ$ n'existe pas dans le **tableau 5.4 RNV99**, les valeurs de C_{pe} s'obtiennent par interpolation linéaire entre les valeurs de $\alpha = 5^\circ$ et celles de $\alpha = 15^\circ$.

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

Tableau II.12 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.42	-1.38	-0.62	-0.5

b) Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

- **Les ouvertures ouvertes :**

$$\mu_p = \frac{12.38 + 7.54 + 2.355}{12.38 + 7.54 + 2.355 + 2.355} = 0.90 \quad C_{pi} = -0.5$$

➤ **La toiture :** Dépression intérieur $C_{pi} = -0.5$

Tableau II.13 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi} = -0.5$

ZONES	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_i(N/m^2)$
F	0.94	1134.75	-1.42	-0.5	-0.92	-1043.97	-981.331
G	0.94	1134.75	-1.38	-0.5	-0.88	-998.58	-938.665
H	0.94	1134.75	-0.61	-0.5	-0.11	-124.822	-117.332
I	0.94	1134.75	-0.5	-0.5	0	0	0

- **Les ouvertures fermées**

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

➤ **La toiture :** Surpression intérieure avec $C_{pi} = +0.8$

Tableau II.14 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi} = 0.8$

ZONES	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_i(N/m^2)$
F	0.94	1134.75	-1.42	0.8	-2.22	-2519.145	-2367.996
G	0.94	1134.75	-1.38	0.8	-2.18	-2473.755	-2325.329
H	0.94	1134.75	-0.61	0.8	-1.41	-1599.997	-1503.997
I	0.94	1134.75	-0.5	0.8	-1.3	-1475.175	-1386.664

c) Calcul de force de frottement :

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/m^2)

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j (m^2)

Toiture (forme de voule) :

$S_{fr,j} = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d$ (**tableau 2.2 chapitre 2 RNV99**).

$$S_{fr,j} = 18.14 \times 33.6 = 609.504 m^2$$

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j (**tableau 2.1 chapitre 2 RNV99**)

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

$F_{fr,toiture} = 1134.75 \times 0.04 \times 609.504 = 27.665 \text{ KN}$.

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

Tableau II.15 : Valeurs de la force de frottement

Direction de vent	toiture		
	d/b	d/h	F_{fr} (KN)
V_3 et V_4	1.92	3.612	27.665

IX- Actions d'ensemble sur la structure :

IX.1- Vent sur la façade principale (sens V1) :

a) Dépression intérieure $C_{pi} = -0.2$:

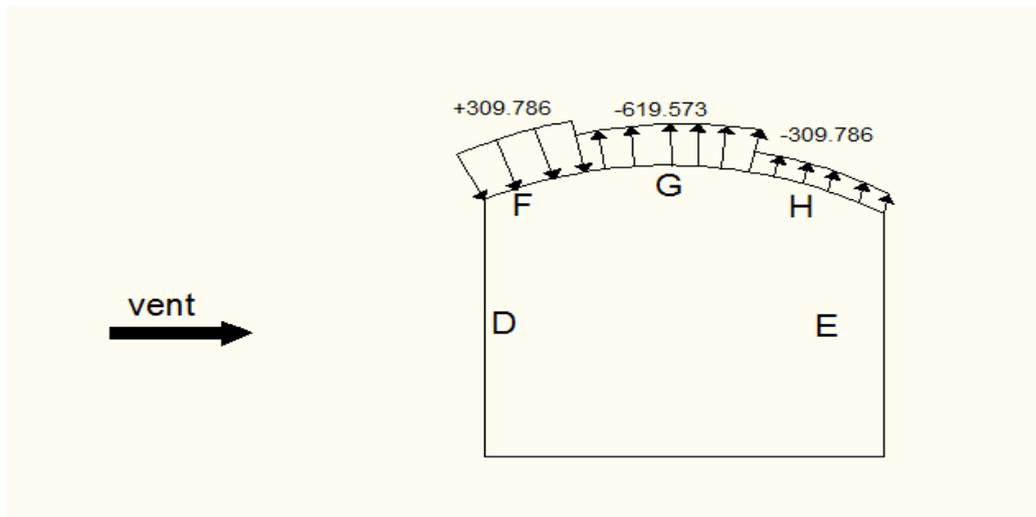


Figure II.13 : Pression sur les zones F G H

b) Surpression intérieure $C_{pi}=0.8$:

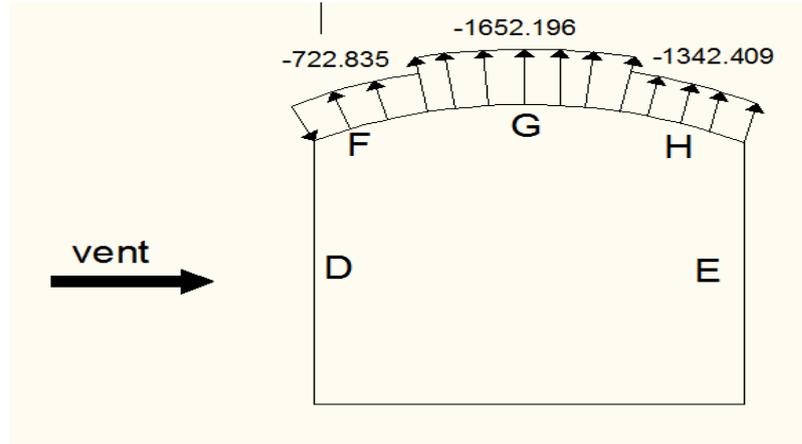


Figure II.14 : Surpression sur les zones F G H

IX.2- Vent sur la façade secondaire (sens V2) :

a) Dépression intérieure $C_{pi}=0.15$:

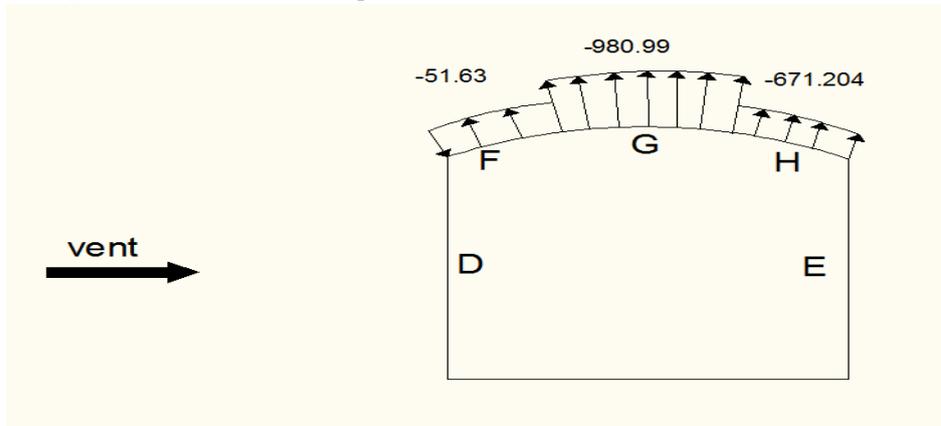


Figure II.15 : Pression sur les zones F G H

b) Surpression intérieure $C_{pi}=0.8$:

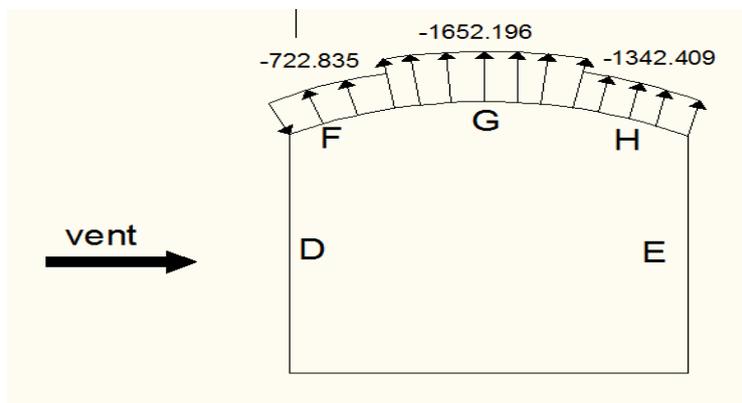


Figure II.16 : Surpression sur les zones F G H

IX.3- Vent sur la façade latérale gauche ou droite (sens V3 ou V4) :

a) Dépression intérieure $C_{pi}=-0.5$:

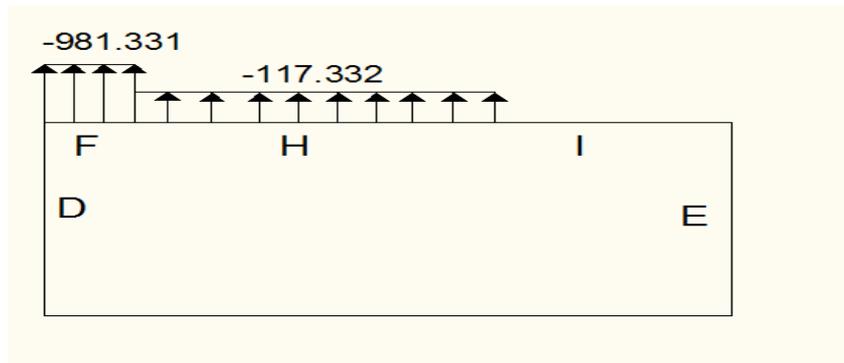


Figure II.17 : Pression sur les zones F H I

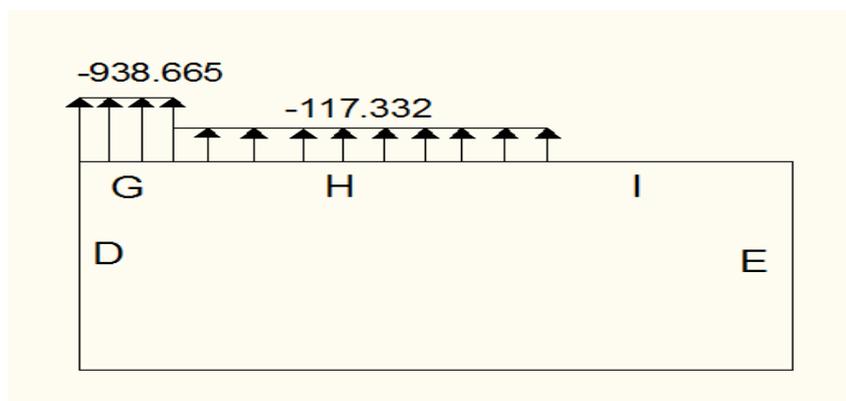


Figure II.18 : Pression sur les zones G H I

b) Surpression intérieure $C_{pi}=0.8$:

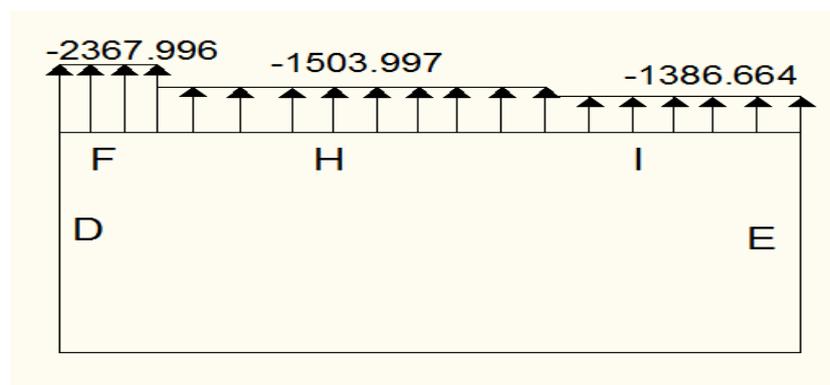


Figure II.19 : Surpression sur les zones F H I

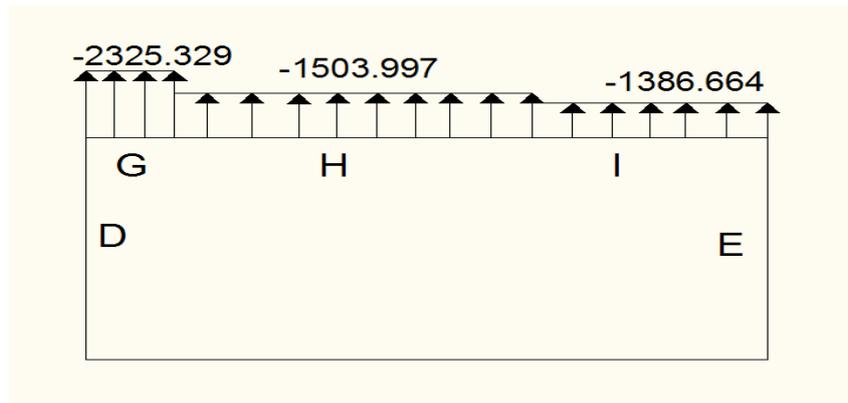


Figure II.20 : Surpression sur les zones G H I

X- Action de la neige :

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte sur la vérification des éléments de la salle omnisport.

X.1- Base de calcul :

X.1.1- La charge de la neige :

La valeur de la charge de neige S sur la toiture est donnée par cette formule :

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{KN/m}^2) \quad (3.3.1 \text{ P13 RNV99})$$

S_k (en KN/m^2): est la charge de neige sur le sol, donnée par le règlement RNV99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ : coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelée coefficient de forme et donné au paragraphe 6 RNV99.

X.1.2- Calcul de S_k :

Le coefficient S_k dépend de la zone géographique et l'altitude de site.

Notre site est classé en zone A (Bejaïa), selon la classification de la RNV99.

S_k est donné par la formule :

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

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

$$H = 1000\text{m}$$

Donc :

$$S_k = \frac{0.07 \times 1000 + 15}{100} = 0.85 \text{KN/m}^2$$

X.2- Neige sur la toiture :

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

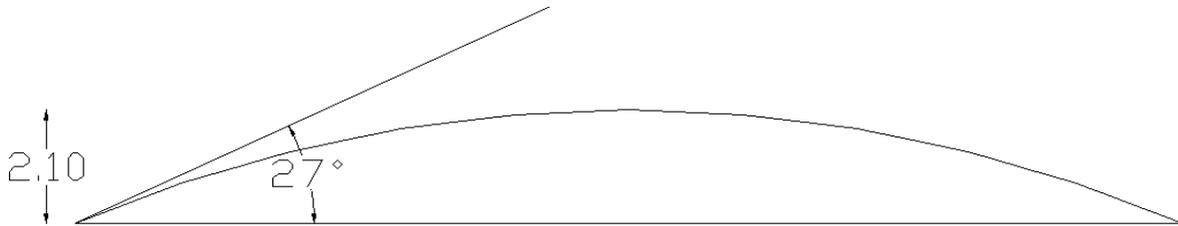


Figure II.21 : Représentation du versant de la toiture

On a $\beta = 27^\circ < 60^\circ$

$$\mu_1 = 0.8$$

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

h : est la naissance de voute ($h=2.1\text{m}$)

l : est la longueur total de la toiture ($l=17.5\text{m}$)

$$\mu_2 = 0.2 + 10 \cdot 2.1 / 17.5 = 1.4$$

$$\mu_3 = 0.5 \cdot 1.4 = 0.7$$

Donc:

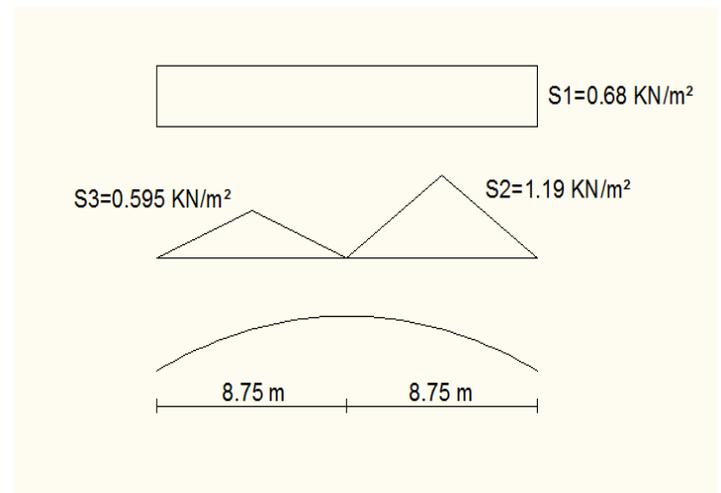


Figure II.22 : Chargement de la neige sur la toiture

$$S_1 = \mu_1 \cdot S_K = 0.68 \text{ kN/m}^2.$$

$$S_2 = \mu_2 \cdot S_K = 1.19 \text{ kN/m}^2.$$

$$S_3 = \mu_3 \cdot S_K = 0.595 \text{ kN/m}^2.$$

La charge de la neige à retenir est : **S = 1.19 kN/m²**

XI- Effet de la température :

Selon le CCM97 article 2.2.3.1 (actions de la variation de la température climatique), on adopte dans le cas d'une construction située à l'air libre au nord de l'Algérie (climat tempéré), une variation uniforme de température qui est de 35°C à -15°C.

La température de montage est prise égale à 15°C.

Donc le gradient de température est :

$$\Delta T_1 = 35 - 15 = 20^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_2 = 15 + 15 = 30^\circ\text{C}$$

$$\Delta T = \max (\Delta T_1, \Delta T_2) = 30^\circ\text{C}.$$

Les déformations linéaires à considérer, entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre +10°C et +25°C) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant un coefficient de dilatation thermique

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$$

Chapitre III

Pré

dimensionnement

des éléments

I-Calcul des pannes

I.1- Définition :

Les pannes sont disposées parallèlement au faîtage et reçoivent des charges réparties donnant lieu à une flexion déviée; les pannes sont disposées sur chaque versant de la toiture(ou ferme), elles sont espacées de 1.75 m et chaque panne repose sur deux appuis pour une distance plus défavorable de 4.15 mètres.

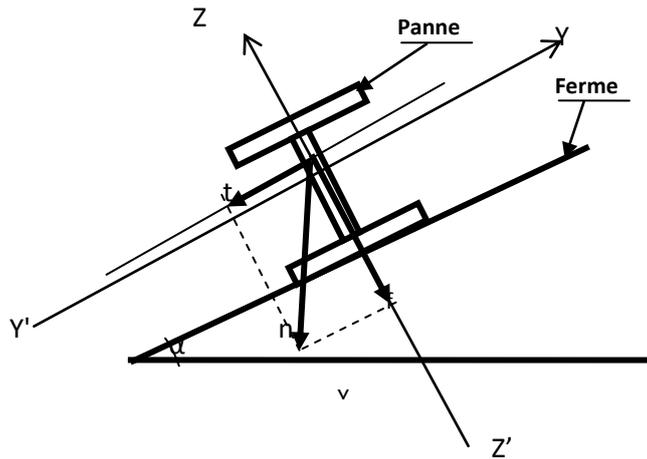


Figure III.1 : Disposition de la panne sur la toiture

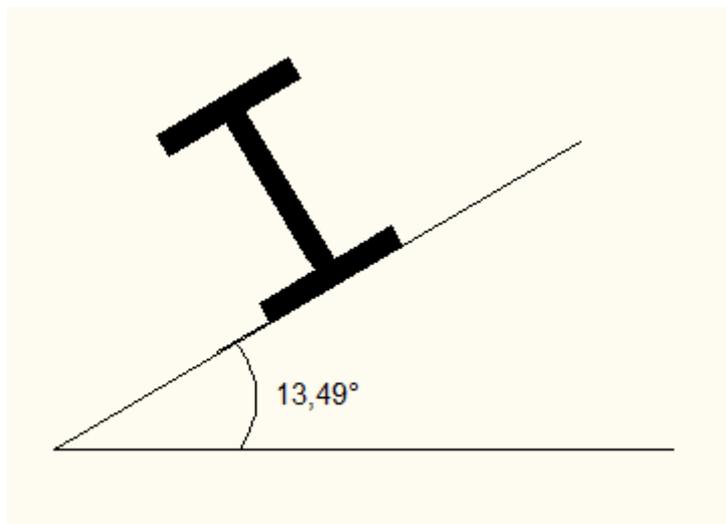


Figure III.2 : La pente de calcul

I.2- Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes : (voir l'annexe 5)

- Poids propre de la couverture (panneau sandwich).....10.05 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache5 kg / m²
- Poids propre des pannes.....12 kg / m

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

e : espacement entre les pannes est : e = 1.75m

$$G = \left[(10.05 + 5) \times \left(\frac{1.75}{\cos 13.49} \right) \right] + 12 = 39.084 \text{ Kg / ml}$$

G = 0.39 kN /ml

b) Surcharge d’entretien P :

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

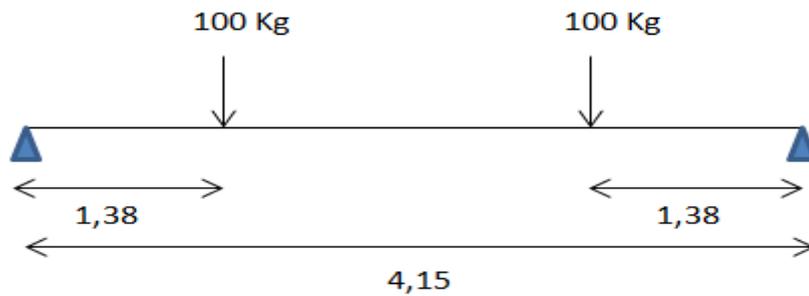


Figure III.3 : Schéma statique sous charge d’entretien

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

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

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{4.15}$$

$$P_{eq} = 64.25 \text{ kg / ml}$$

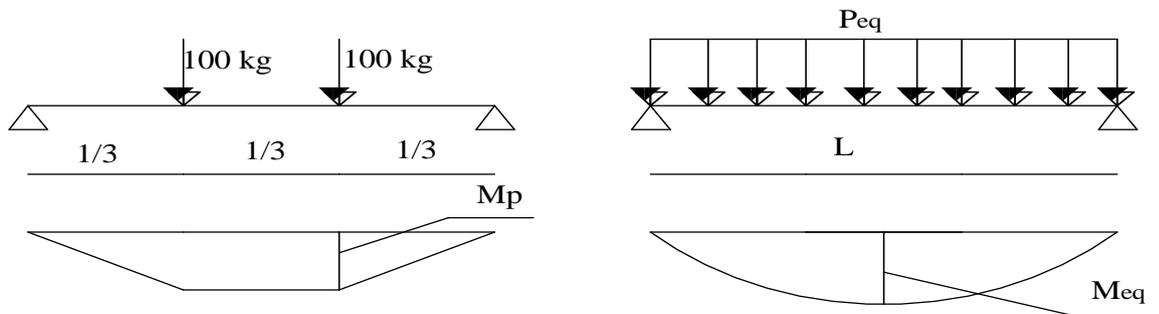


Figure III.4 : Moment due à la charge d’entretien

c) Surcharge climatique due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade latérale gauche et latérale droite avec $C_{pi} = 0.8$ chargée en zone F et G.

$$V = -2.367 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -2.367 \times 1.75 = -4.142 \text{ KN / ml}$$

d) Surcharge climatique de la neige :

La panne la plus sollicitée est celle située à 4.15m de la clé de la voute

$$S = 1.19 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 1.19 \times 1.75 = 2.082 \text{ KN/ml}$$

I.3- Combinaisons de charge les plus défavorables :

- **Les charges et surcharges appliquées :**

$$G = 0.39 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.642 \text{ KN/ml}$$

$$V = -4.142 \text{ KN/ml}$$

$$S = 2.082 \text{ KN/ml}$$

- **Decomposition de charges:**

- **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0.39 \cos 13.49 = 0.379 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0.642 \cos 13.49 = 0.624 \text{ KN/ml}$$

$$V_{zz} = -4.142 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 2.082 \cos 13.49 = 2.024 \text{ KN/ml}$$

- **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0.39 \sin 13.49 = 0.09 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \sin \alpha = 0.642 \sin 13.49 = 0.149 \text{ KN/ml}$$

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

$$S_{yy} = S \sin \alpha = 2.082 \sin 13.49 = 0.485 \text{ KN/ml}$$

I.4- Combinaisons d'actions :

Remarque : les charges d'entretien ne se combinent pas avec les charges climatiques (vent et neige) d'après (DTRC2-47 RNV99).

- **ELU**

- **Axe Z-Z:**

$$G_{\min} + 1.5V = 0.379 - 1.5 \times 4.142 = -5.834 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G_{z,\max} + 1.5S_z = 1.35 \times 0.379 + 1.5 \times 2.024 = 3.547 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G_{z,\max} + 1.5Q_z = 1.35 \times 0.379 + 1.5 \times 0.624 = 1.447 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y :**

$$1.35G_{y,\max} + 1.5S_y = 1.35 \times 0.09 + 1.5 \times 0.485 = 0.849 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G_{y,\max} + 1.5Q_y = 1.35 \times 0.09 + 1.5 \times 0.149 = 0.345 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

- **Axe Z-Z**

$$G_z + V = 0.379 - 4.142 = -3.763 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0.379 + 2.024 = 2.403 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0.379 + 0.624 = 1.003 \text{ KN/ml}$$

Axe Y-Y

$$G_y + S_y = 0.09 + 0.485 = 0.575 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0.09 + 0.149 = 0.239 \text{ KN/ml}$$

I.5- Pré dimensionnement :

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{415}{200} = 2.075 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{2.075 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 3.763 \times 415^4 \times 10^{-1}}{2.075 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 333.524 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 140**.

Ses caractéristiques sont : (voir annexe 3)

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 541.2 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 44.90 \text{ cm}^4 \\ A = 16.4 \text{ cm}^2 \\ H = 14 \text{ cm} \\ G = 12.9 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$

Le poids propre réel G :

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

$$G = \left[(10.05 + 5) \times \left(\frac{1.75}{\cos 13.49} \right) \right] + 12.9 = 39.984 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0.399 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.399 \cos 13.49 = 0.387 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.399 \sin 13.49 = 0.093 \text{ KN/ml}$$

I.6- Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

I.6.1- Les combinaisons de calcul :

$$(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} q_z = 1.35G_z + 1.5Q_z \\ q_y = 1.35G_y + 1.5Q_y \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_z = 1.35 \times 0.387 + 1.5 \times 0.624 = 1.458 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1.35 \times 0.093 + 1.5 \times 0.149 = 0.349 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

$$(2) \quad \left\{ \begin{array}{l} q_z = G_z + 1.5V \\ q_y = 1.35G_y + 1.5V \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_z = 0.387 - 1.5 \times 4.142 = -5.826 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1.35 \times 0.093 + 1.5 \times 0 = 0.125 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

$$(3) \quad \left\{ \begin{array}{l} q_z = 1.35G_z + 1.5S_z \\ q_y = 1.35G_y + 1.5S_y \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_z = 1.35 \times 0.387 + 1.5 \times 2.024 = 3.558 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1.35 \times 0.093 + 1.5 \times 0.485 = 0.853 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

I.6.2- Détermination des sollicitations :• **Moments :**➤ **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{5.826 \times 4.15^2}{8} = 12.542 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0.125 \times 4.15^2}{8} = 0.269 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous charge d'exploitation :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1.458 \times 4.15^2}{8} = 3.138 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0.349 \times 4.15^2}{8} = 0.751 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous charge de la neige :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{3.558 \times 4.15^2}{8} = 7.559 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0.853 \times 4.15^2}{8} = 1.836 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**➤ **Effort tranchant due au vent :**

$$V_v = \frac{ql}{2} = \frac{-5.826 \times 4.15}{2} = -12.088 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant due à la neige :**

$$V_s = \frac{ql}{2} = \frac{3.558 \times 4.15}{2} = 7.382 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant due au poids propre**

$$V_G = \frac{ql}{2} = \frac{0.387 \times 4.15}{2} = 0.803 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant due aux charges d'exploitations :** $V_Q = 1 \cdot \cos 13.49 = 0.972 \text{ KN}$

1^{er} combinaison :

$$V_z = V_G + 1.5V_v = 0.803 + 1.5(-12.088) = -17.329 \text{ KN}$$

2^{eme} combinaison :

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35 \times 0.803 + 1.5 \times 0.972 = 2.542 \text{ KN}$$

3^{eme} combinaison :

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_S = 1.35 \times 0.803 + 1.5 \times 7.382 = 12.157 \text{ KN}$$

I.6.3- Vérification de la résistance des pannes :**a) Vérification a l'effort tranchant :**

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

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

Avec :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

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

$$A_{vz} = 16.4 - 2 \times 7.3 \times 0.69 + (0.47 + 2 \times 0.7) \times 0.69 = 7.61 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{7.61 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 93.86 \text{ KN}$$

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

- Sous le vent :

$$V_z = 17.329 \text{ KN} < V_{plz} = 93.86 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

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

- Sous la charge verticale :

$$V_z = 2.542 \text{ KN} < V_{plz} = 93.86 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée.}$$

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

- Sous la neige :

$$V_Z = 12.157 \text{ kN} < V_{plz} = 93.86 \text{ kN} \quad \text{Vérfiée.}$$

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

b) Vérification au diversement :

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

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

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

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

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

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

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 $K_w=1$;

$L=415$ cm ;

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -7 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 7 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \\ Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -7 \text{ cm} \quad \text{sous le vent}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 7 \text{ cm} \quad \text{sous la charge verticale}$$

$$I_t = 2.45 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 1988 \text{ cm}^6$$

➤ **Sous le vent :**

$$\triangleright M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 44.90}{(1 \times 4.15)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0.198}{44.90} + \frac{(4.15)^2 \times 0.4 \times 2.45}{3.14^2 \times 44.90} + (0.459 \times (-0.07) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.07) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 14.707 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1.88,30 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{14.707 \cdot 10^{-3}}} = 1.187$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1.187 > 0.4$ Donc il y a risque de diversement

$h/b = 140/73 = 1.91 > 1.2$ $t_f = 6.9 \leq 40 \text{ mm}$ axe yy Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$

Profilé laminé ; $\alpha = 0.21$;

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.18 \text{ et } \overline{\lambda}_{LT} = 1.19$$

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

$$\chi_{LT} = 0.543 + \frac{(1.187 - 1.18)}{1.19 - 1.18} \cdot (0.536 - 0.543) = 0.538$$

$$M_{sdy} = 12.542 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0.538 \times 1 \times \frac{88.3 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 12.542 \text{ KN.m} > 10.14 \text{ KN.m} \quad \text{Non vérifiée}$$

Le diversement n'est pas vérifié donc on augmente la section à **IPE 160**

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{plz} = \frac{9.7 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 119.642 \text{ KN}$$

➤ Sous le vent :

$$V_Z = 17.329 \text{ KN} < V_{plz} = 119.642 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

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

➤ **Sous la charge verticale :**

$$V_Z = 2.542 \text{ KN} < V_{plz} = 119.642 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

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

➤ **Sous charge de la neige :**

$$V_Z = 12.157 \text{ KN} < V_{plz} = 119.642 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

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

b) Vérification au déversement :

➤ **Sous le vent :**

$$M_{sdy} = 12.479 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 22.879 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 12.479 \text{ KN.m} < M_r = 15.775 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$M_{sdy} = 3.222 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 16.059 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 3.222 \text{ KN.m} < M_r = 11.778 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

a) 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:

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

$$M_y = 12.479 \text{ KN.m} \quad M_z = 0.286 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous le vent :**

$$\left(\frac{12.479}{29.116}\right)^2 + \left(\frac{0.286}{6.133}\right)^1 = 0.23 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$\left(\frac{3.222}{29.116}\right)^2 + \left(\frac{0.768}{6.133}\right)^1 = 0.137 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

Vérfication à L'ELS :**a) Combinaisons de calcul :**

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

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0.416 + 0.624 = 1.04 \text{ KN} \\ q_y = 0.099 + 0.149 = 0.248 \text{ KN} \end{cases}$$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0.416 + (-4.142) = -3.726 \text{ KN} \\ q_y = 0.099 + 0 = 0.099 \text{ KN} \end{cases}$$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0.416 + 2.024 = 2.44 \text{ KN} \\ q_y = 0.099 + 0.853 = 0.952 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

• **Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{3.726 \times (4.15)^4}{869.3 \times 2.1} = 0.788 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 2.075 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

• **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0.099 \times (4.15)^4}{68.28 \times 2.1} = 0.266 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 2.075 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE160**.

II- Calcul de l'échantignolle

II.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).

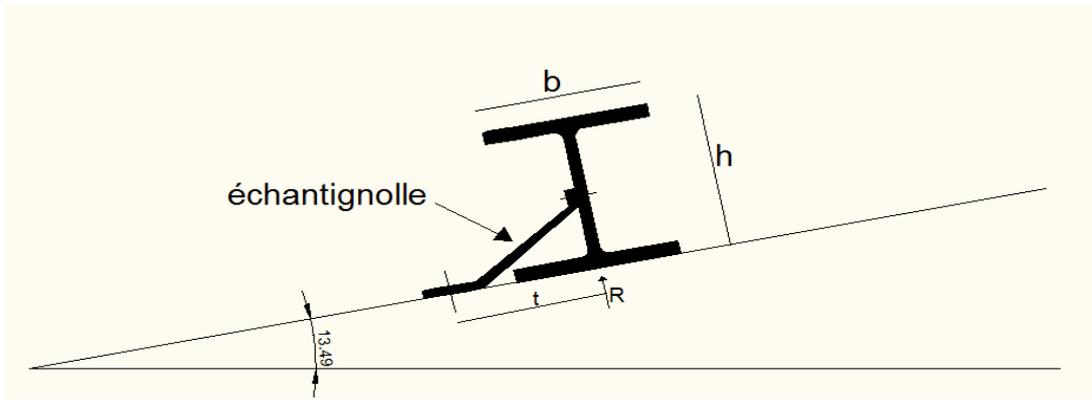


Figure III.5 : Echantignolle

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

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

Pour un IPE160 $\Rightarrow \begin{cases} b = 8.2cm \\ h = 16cm \end{cases}$

$$8.2 \leq t \leq 12.3cm$$

Soit t = 10cm.

II.2 - Dimensionnement de l'échantignolle :

II.2.1- Détermination des sollicitations :

a) Calcul des réactions :

➤ **Sous le vent :**

L'échantignolle reprend 01 panne

$$R_v = 2.R = 2 \cdot \frac{q.l}{2} = 2 \cdot \frac{(-4.142) \times 4.15}{2} = -17.189KN$$

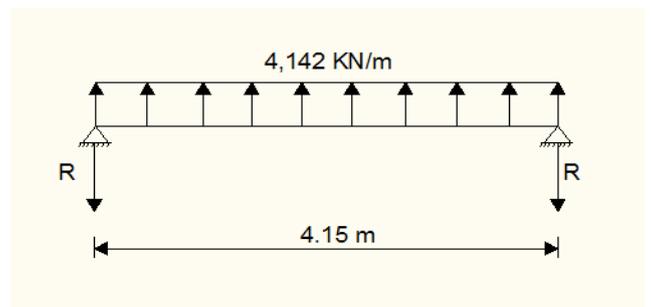


Figure III.6 : Réactions sous le vent

Sous le poids propre

$$R_{ZG} = 2 \cdot \frac{q \cdot l}{2} = 0.416 \times 4.15 = 1.726 \text{ KN}$$

$$R_{YG} = \frac{5 \times q \times l}{4} = \frac{5 \times 0.099 \times 2.075}{4} = 0.256 \text{ KN}$$

$$V_Z = R_{ZG} + 1.5R_V = 1.726 - 1.5 \times 17.189$$

$$\Rightarrow V_Z = -24.057 \text{ KN}$$

$$V_Y = R_{YG} = 0.256 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_Y = 0.256 \text{ KN}$$

➤ Sous la neige :

$$R_{ZS} = \frac{5 \times S_z \times l}{4} = \frac{5 \times 2.024 \times 2.075}{4} = 5.249 \text{ KN}$$

$$R_{YS} = \frac{5 \times S_y \times l}{4} = \frac{5 \times 0.853 \times 2.075}{4} = 2.212 \text{ KN}$$

$$R_{ZG} = 1.726 \text{ KN}$$

$$R_{YG} = 0.256 \text{ KN}$$

$$V_Z = 1.35R_{ZG} + 1.5R_{ZS} = 1.35 \times 1.726 + 1.5 \times 5.249$$

$$\Rightarrow V_Z = 10.203 \text{ KN}$$

$$V_Y = 1.35R_{YG} + 1.5R_{YS} = 1.35 \times 0.256 + 1.5 \times 2.212$$

$$\Rightarrow V_Y = 3.663 \text{ KN}$$

➤ Sous chargement vertical :

$$R_{ZQ} = q \times \cos \alpha = 1 \times \cos 13.49$$

$$R_{ZQ} = 0.972 \text{ KN}$$

$$R_{YQ} = q \times \sin \alpha = 1 \times \sin 13.49$$

$$R_{YQ} = 0.233 \text{ KN}$$

$$V_Z = 1.35R_{ZG} + 1.5R_{ZQ} = 1.35 \times 1.726 + 1.5 \times 0.972$$

$$\Rightarrow V_Z = 2.419 \text{ KN}$$

$$V_Y = 1.35R_{YG} + 1.5R_{YQ} = 1.35 \times 0.256 + 1.5 \times 0.233$$

$$\Rightarrow V_Y = 0.695 \text{ KN}$$

b) Moment de renversement :**➤ Dû au vent :**

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

$$M_R = -24.057 \times 0.1 + 0.256 \times 0.08$$

$$\Rightarrow M_R = -2.385 \text{ KN.m}$$

➤ Dû à la neige :

$$M_R = 10.203 \times 0.1 + 3.663 \times 0.08$$

$$\Rightarrow M_R = 1.313 \text{ KN.m}$$

➤ Dû à la charge verticale :

$$M_R = 2.419 \times 0.1 + 0.695 \times 0.08$$

$$\Rightarrow M_R = 0.297 \text{ KN.m}$$

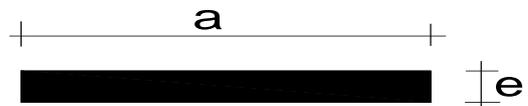
c) Epaisseur de l'échantignolle :

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

$$M_R = 2.385 \text{ KN.m}$$

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \quad \Rightarrow \quad W_{el} \geq \frac{M_R}{\sigma} \quad \Rightarrow \quad W_{el} \geq \frac{2.385 \cdot 10^5}{235 \cdot 10^2} = 10.148 \text{ cm}^2$$

On a : $W_{el} = \frac{a \cdot e^2}{6}$ section rectangulaire



$$\text{Donc } e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{el}}{a}} \quad \Rightarrow \quad e \geq \sqrt{\frac{6 \times 10.148}{20}} = 1.744 \text{ cm}$$

Figure III.7 : Dimensions de l'échantignolle

On prend : **e = 2 cm.**

III- Calcul des fermes:

III.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.

Hypothèses 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 encastremements 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 17.50 m 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:

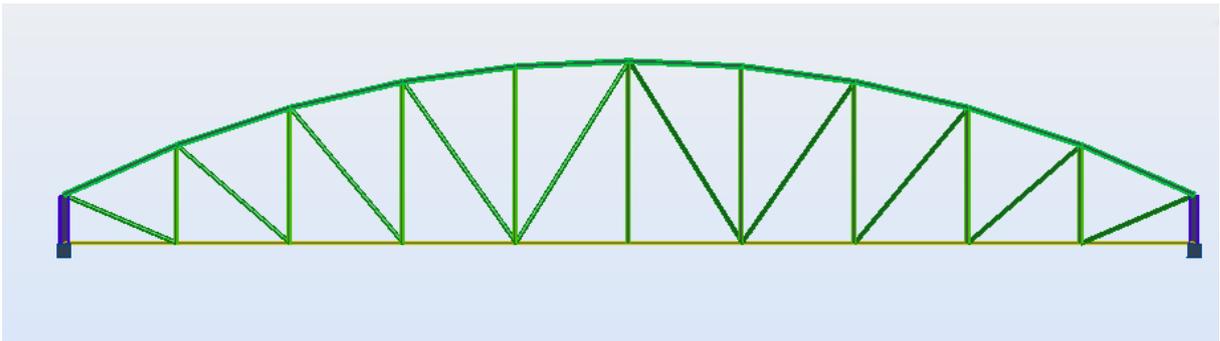


Figure III.8 : Schéma statique de la ferme

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

On a des fermes sous forme d'un arc de 18.14 de longueur supportent 5 pannes par versant.
L'entre axes horizontal des pannes est de 1.75 m

L'entre axe des fermes est de 4.15 m

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

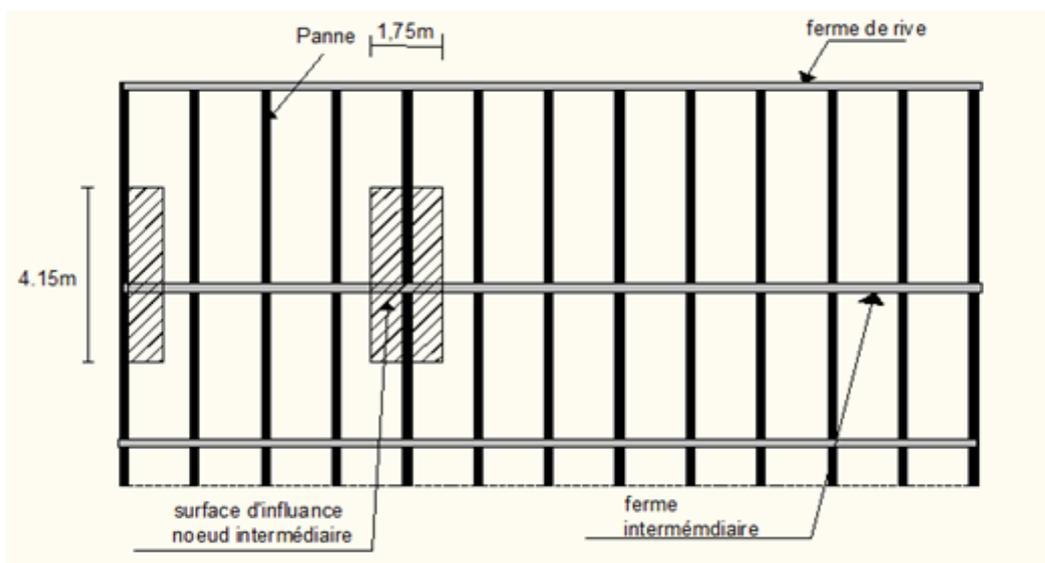
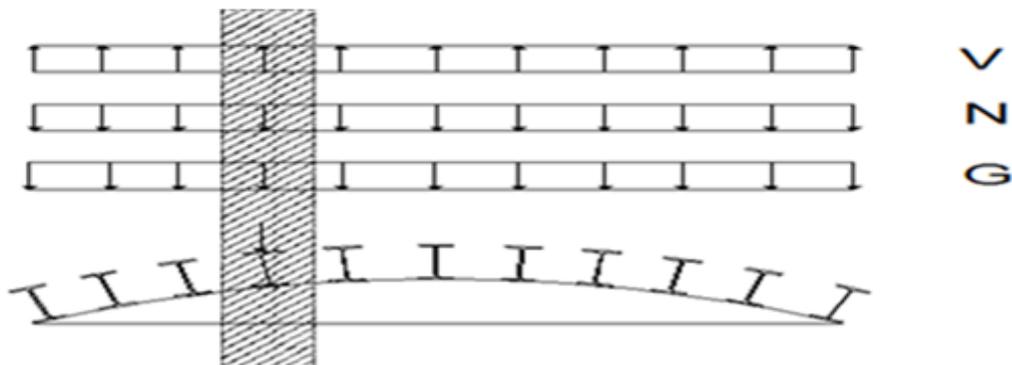


Figure III.9 : Surface afférente des nœuds

III.2.1 - Calcul des charges revenant à chaque nœud :

a) Nœud intermédiaire :

$$S=1.75 \times 4.15 = 7.262 \text{m}^2$$

• **Poids propre**

- La couverture (les panneaux sandwich) + accessoires de pose..... $0.15 \times 7.262 = 1.089 \text{kN}$
- La panne (IPE 160)..... $0.158 \times 4.15 = 0.655 \text{ kN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m²)* $0.04 \times 7.262 = 0.29 \text{KN}$
- Le poids propre de la ferme est pris en considération par le SAP2000
- TOTAL.....**2.034KN**

• **Surcharges climatiques**

1) Surcharges du vent :

La zone la plus chargée est H dont $C_{pi} = 0.8$

$$q_j = 2.367 \text{ KN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = 2.367 \times 7.262 = 17.189 \text{ KN}$$

Surcharges de la neige

$$S_{\max} = 1.19 \text{ KN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de 7.262m^2

$$\text{Donc } S = 1.19 \times 7.262 = 8.641 \text{KN}$$

b) Nœud de rive :

$$S = 0.875 \times 4.15 = 3.631 \text{m}^2$$

Poids propre

- Couverture (les pan sandwich) + accessoires de pose..... $0.15 \times 3.631 = 0.544 \text{KN}$
- La panne (IPE 160)..... $0.158 \times 4.15 = 0.655 \text{ KN}$
- Contreventements (la moyenne est 3 à 5 Kg/m²) $0.04 \times 3.631 = 0.145 \text{KN}$
- TOTAL.....**1.344KN**

• **Surcharges du vent**

$$V = q_j \times S = 2.367 \times 3.631 = 8.594 \text{KN}$$

• **Surcharges de la neige**

$$S = 1.19 \times 3.631 = 4.32 \text{KN}$$

III.3 - Calcul des forces selon les combinaisons de charges :**a) Nœud intermédiaire :**

Soulèvement : $F = G + 1.5V = 2.034 + 1.5 (-17.189) = -23.749 \text{ KN}$

Neige: $F = 1.35G + 1.5S = 1.35 \times 2.034 + 1.5 \times 8.641 = 15.707 \text{ KN}$

b) Nœud de rive :

Soulèvement: $F = G + 1.5V = 1.344 + 1.5 (-8.594) = - 11.547 \text{ KN}$

Neige: $F = 1.35G + 1.5S = 1.35 \times (1.344) + 1.5 \times 4.32 = 8.294 \text{ KN}$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT 2012. Les sollicitations dans les éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

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

ELEMENTS		Sous G+1.5V (KN)	Sous 1.35G+1.5S (KN)
Membrures supérieures	S ₁	121.95	-105.65
	S ₂	150.82	-131.27
	S ₃	161.37	-140.94
	S ₄	165.34	-144.72
	S ₅	163.94	-143.48
Membrures inférieures	I ₁	115.45	-100.64
	I ₂	4.06	-4.20
	I ₃	-27.55	23.77
	I ₄	-41.66	36.55
	I ₅	-50.30	44.53
Diagonales	D ₁	-121.27	105.03
	D ₂	-42.07	37.31
	D ₃	-22.32	20.31
	D ₄	-11.89	11.09
	D ₅	4.09	-3.94

Montants	M ₁	108.00	-93.65
	M ₂	48.64	-40.71
	M ₃	28.64	-23.68
	M ₄	18.27	-14.64
	M ₅	8.06	-4.53
	M ₆	1.08	1.46

III.4- Pré dimensionnement des éléments :

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

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

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

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

III.4.1- Membrures supérieures :

$$N^{\max} = 165.34 \text{KN}$$

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

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

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

$$A \geq \frac{165.34 \times 1.1}{23.5} = 7.739 \text{cm}^2$$

Soit 2L (70×70×7) de section $A_s = 18.8 \text{cm}^2$

III.4.2- Membrures inférieures :

$$N^{\max} = 115.45 \text{KN}$$

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

$$A \geq \frac{115.45 \times 1.1}{23.5} = 5.404 \text{cm}^2$$

Soit 2L (60×60×6) de section $A_s = 13.82 \text{cm}^2$

III.4.3- Diagonales :

$$N^{\max} = 105.03 \text{KN}$$

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

$$A \geq \frac{105.03 \times 1.1}{23.5} = 4.916 \text{cm}^2$$

Soit 2L (60×60×6) de section $A_s = 13.82 \text{ cm}^2$

III.4.4- Montants :

$$N^{\max} = 108 \text{KN}$$

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

$$A \geq \frac{108 \times 1.1}{23.5} = 5.055 \text{cm}^2$$

Soit 2L (60×60×6) de section $A_s = 13.82 \text{ cm}^2$

III.5- Vérification des éléments comprimés au flambement :**III.5.1- Membrures supérieures :**

$$N^{\max} = -145.34 \text{KN} \text{ (-) pour la compression}$$

$$l_k = 177 \text{cm}$$

$$2L(70 \times 70 \times 7) \Rightarrow A = 18.8 \text{cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

I_β : I_z d'une seule cornière.

A_c : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 42.30 = 84.6 \text{cm}^4 ; I_\alpha : I_y \text{ d'une seule cornière}$$

$$I_z = 158 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{84.6}{18.8}} = 2.121 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{158}{18.8}} = 2.899 \text{cm}$$

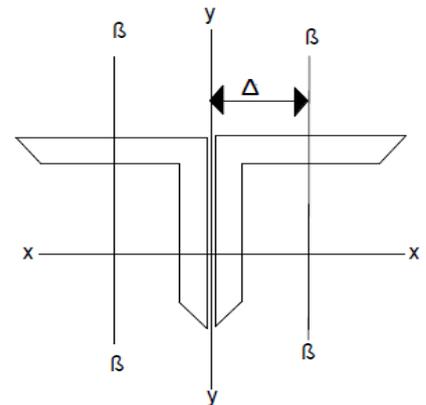


Figure III.10 : doubles cornières

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{177}{2.121} = 83.451$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{177}{2.899} = 61.055$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y / M_{cr}]^{0.5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0.5} = 93.9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{83.451}{93.9} \right] = 0.888$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{61.055}{93.9} \right] = 0.65$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.888 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.65 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

EC3 Art 5.5.1.2

courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(0.888 - 0.2) + 0.888^2 \right] = 1.062$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1.062 + \left[1.062^2 - 0.888^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.608$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1.062 + \left[1.062^2 - 0.65^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.525$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.525$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_w \times A \times \frac{f}{\gamma_{m0}}$$

EC3 Art 5.5.1.1

$$N_{crd} = 0.525 \times 1 \times 18.8 \times \frac{23.5}{1.1} = 210.85 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 145.34 \text{ KN} < N_{crd} = 210.85 \text{ KN}$$

Vérifiée

III.5.2- Membrures inférieures :

$$N^{\max} = -100.64 \text{ KN}$$

$$l_k = 175 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13.82 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 22.79 = 45.58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 112 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45.58}{13.82}} = 1.816 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{112}{13.82}} = 2.846 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{175}{1.816} = 96.365$$

$$\lambda_z = \frac{175}{2.846} = 61.489$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{96.365}{93.9} \right] = 1.026$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{61.489}{93.9} \right] = 0.654$$

$$\bar{\lambda}_y = 1.026 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.654 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(1.026 - 0.2) + 1.026^2 \right] = 1.228$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.228 + \left[1.228^2 - 1.026^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.525$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.228 + \left[1.228^2 - 0.654^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.437$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.437$$

$$N_{crd} = 0.437 \times 1 \times 13.82 \times \frac{23.5}{1.1} = 129.022 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 100.64 \text{ KN} < N_{crd} = 129.022 \text{ KN}$$

vérifiée

III.5.3- Diagonales :

$$N^{\max} = -121.27 \text{ KN}$$

$$l_k = 190 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13.82 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 22.79 = 45.58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 112 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45.58}{13.82}} = 1.816 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{112}{13.82}} = 2.846 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 104.652$$

$$\lambda_z = 66.76$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{104.652}{93.9} \right] = 1.144$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{66.76}{93.9} \right] = 0.71$$

$$\bar{\lambda}_y = 1.144 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.71 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0.49(1.144 - 0.2) + 1.144^2 \right] = 1.385$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.385 + \left[1.385^2 - 1.144^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.461$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.385 + \left[1.385^2 - 0.71^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.388$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.388$$

$$N_{crd} = 0.388 \times 1 \times 13,86 \times \frac{23.5}{1.1} = 114.886 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 121.27 \text{ KN} > N_{crd} = 114.886 \text{ KN}$$

Non vérifiée

On augmente la section des cornières à **2L (70×70×7)**

$$2L(70 \times 70 \times 7) \Rightarrow A = 18.8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 42.30 = 84.6 \text{ cm}^4 \quad ; I_\alpha : I_y \text{ d'une seule cornière}$$

$$I_z = 158 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{84.6}{18.8}} = 2.121 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{158}{18.8}} = 2.899 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 89.58$$

$$\lambda_z = 65.539$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{89.58}{93.9} \right] = 0.953 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{65.539}{93.9} \right] = 0.697 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(0.953 - 0.2) + 0.953^2 \right] = 1.138$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.138 + \left[1.138^2 - 0.953^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.568$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.138 + \left[1.138^2 - 0.697^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.49$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.49$$

$$N_{crd} = 0.49 \times 1 \times 18.8 \times \frac{23.5}{1.1} = 196.801 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 121.27 \text{ kN} < N_{crd} = 196.801 \text{ kN}$$

vérifiée

III.5.4- Montants :

$$N^{\max} = -93.65 \text{ kN}$$

$$l_k = 75 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13.82 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 22.79 = 45.58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 112 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45.58}{13.82}} = 1.816 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{112}{13.82}} = 2.846 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 41.299$$

$$\lambda_z = 26.352$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{41.299}{93.9} \right] = 0.439$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{66.76}{93.9} \right] = 0.28$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.439 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.28 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(0.439 - 0.2) + 0.439^2 \right] = 0.654$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.654 + \left[0.654^2 - 0.439^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.878$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.654 + \left[0.654^2 - 0.28^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.803$$

$$\chi_{\min} = 0.803$$

$$N_{crd} = 0.803 \times 1 \times 13.82 \times \frac{23.5}{1.1} = 237.082 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 93.65 \text{ kN} < N_{crd} = 237.082 \text{ kN}$$

vérifiée

III.6 – Conclusion :

Membres supérieures : **2L (70×70×7)**
 Membres inférieures : **2L (60×60×6)**
 Les diagonales : **2L (70×70×7)**
 Les montants : **2L (60×60×6)**
 Les montants de rives : **HEA160**

III.7- Calcul du poids réel de la ferme :**Membres supérieures :**

2L (70×70×7) à 14.76 kg/ml.

Longueur : 18.14 m

Poids des membres supérieures (W_{ms}) = 267.746 kg.

Membres inférieures :

2L (60×60×6) à 10.84 kg/ml.

Longueur : 17.50 m

Poids des membres inférieures (W_{mi}) = 189.7 kg.

Montants :

2L (60×60×6) à 10.84 kg/ml.

Longueur totale : 24.94 m

Poids des montants (W_m) = 270.349 kg.

Diagonales :

2L (70×70×7) à 14.76 kg/ml.

Longueur totale : 26.7 m

Poids des diagonales (W_d) = 394.092 kg.

Poids total de la ferme :

$$W = W_{ms} + W_{mi} + W_m + W_d = 267.746 + 189.7 + 270.349 + 394.092 = 1121.887 \text{ kg.}$$

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 : $1121.887 + 224.377 = \mathbf{1346.264 \text{ kg.}}$

IV- Pré dimensionnement des éléments en béton :**IV.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.

$$L_{\max} = 415 \text{ cm}$$

$$27.66 \text{ cm} \leq h \leq 41.5 \text{ cm}$$

- **Vérification :**

Selon les recommandations du RPA99 V2003, 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 : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

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

$h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$ vérifiée

$h/b = 30/30 = 1 < 4$

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

IV.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 RPA99 V2003 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

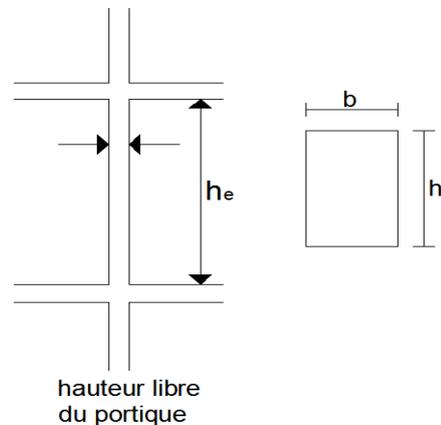


Figure III.11 : dimensions du poteau

On adopte préalablement la section des poteaux :

$b \times h = (40 \times 50) \text{ cm}^2$ sens longitudinale

$b \times h = (35 \times 35) \text{ cm}^2$ sens transversal

IV.3- 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.

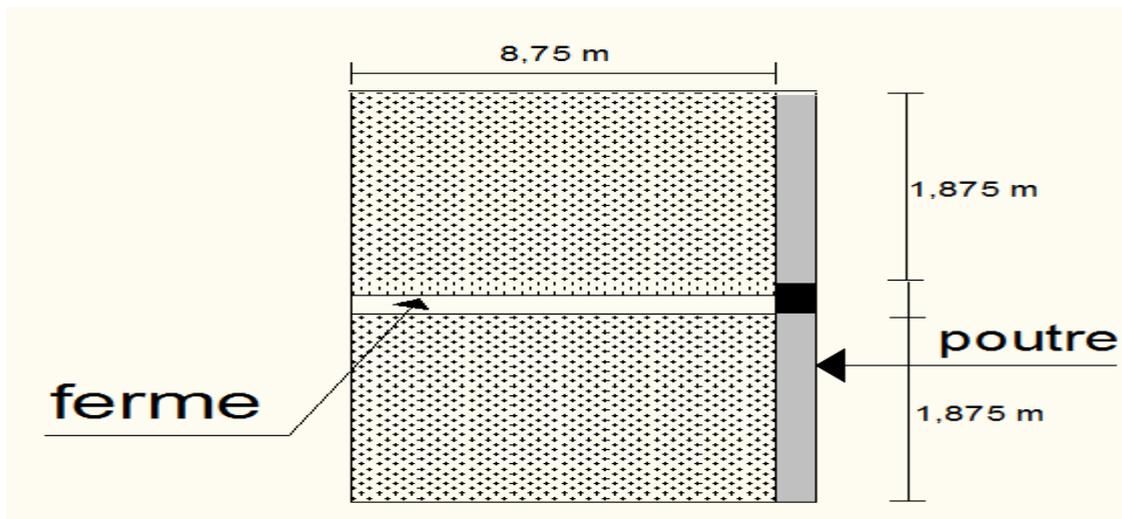


Figure III.12 : surface afférente d'un poteau 70x40

IV.3.1- Poteau (50x40)

- la surface afférente

$S = 9.25 \times 4.15 = 38.387 \text{ m}^2$

a) Les charges et surcharges :

- poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) $0.1 \times 38.387 = 3.838 \text{ KN}$
- poids propre d'accessoires d'attache $0.05 \times 38.387 = 1.919 \text{ KN}$
- poids propre des contreventements (poids forfaitaire)..... $0.04 \times 38.387 = 1.535 \text{ KN}$
- Poids propre de la ferme..... = 13.462 KN
- poids propre des panne $(0.158 \times 4.15) \times 5.5 = 3.606 \text{ KN}$
- poids propre des poutres..... $25 \times (3.75 \times 0.4 \times 0.4) \times 2 = 30 \text{ KN}$
- poids propre des murs..... $2.85 \times 2.40 \times 3.75 = 25.65 \text{ KN}$
- poids propre des poteaux..... $25 \times (6.65 \times 0.7 \times 0.4) = 46.55 \text{ KN}$

Poids total G= 126.56KN

b) Effet de la neige :

$$N_n = 1.122 \text{KN/m}^2$$

$$N_n = 1.122 \times 38.387 = 43.07 \text{KN}$$

IV.3.2- Poteau (35x35) :

- La surface afférente

$$S = 4.55 \times 2.425 = 11.033 \text{ m}^2$$

a) Les charges et surcharges :

- poids propre des poutres..... $25 \times (3.75 \times 0.4 \times 0.4) \times 2 = 30 \text{KN}$
- poids propre des murs..... $2.85 \times 2.4 \times 3.85 = 26.334 \text{KN}$
- poids propre des poteaux..... $25 \times (6.65 \times 0.35 \times 0.35) = 20.37 \text{KN}$

Poids total G= 76.7kN

b) Effet de la neige :

$$N_n = 1.122 \text{KN/m}^2$$

$$N_n = 1.122 \times 11.033 = 12.379 \text{KN}$$

IV.4- Vérification du poteau (50x40) :

$$N_u = 1.35G + 1.5N = 1.35 \times 126.56 + 1.5 \times 43.07 = 235.461 \text{ KN}$$

IV.4.1- Vérification à la compression simple :

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } B : \text{section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{235.461 \times 10^{-3} \times 1.5}{0.85 \times 25} = 0.016 \text{m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.5 \times 0.4 = 0.2 \text{m}^2$$

$$B > 0.016 \quad \text{Vérifier}$$

IV.4.2- 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 $A_s/B = 1\%$

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

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: $I = \frac{b_1^3 \times h_1}{12}$

Sens X

$$l_0 = 4.05m$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.05 = 2.835m$$

$$B = 0.5 \times 0.4 = 0.2m^2$$

$$I = \frac{0.4^3 \times 0.5}{12} = 2.666 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{2.666 \times 10^{-3}}{0.2}} = 0.115$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.835}{0.115} = 24.652 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.28 \times \left(\frac{24.652}{35}\right)^2} = 0.74$$

$$B_r \geq \frac{235.461 \times 10^{-3}}{0.74 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{1.15} \times 0.02 \right]} = 12.49 \times 10^{-3} m^2$$

On a $B_r = (50-2) \times (40-2) = 0.182m^2$

$B_r = 0.182 > 0.016$

Donc le poteau ne risque pas au flambement

Sens Y

$$l_0 = 6.45m$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 6.45 = 4.515m$$

$$B = 0.5 \times 0.4 = 0.2m^2$$

$$I = \frac{0.4^3 \times 0.5}{12} = 2.666 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{2.666 \times 10^{-3}}{0.2}} = 0.115$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{4.515}{0.115} = 39.26 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.28 \times \left(\frac{39.351}{35}\right)^2} = 0.62$$

$$B_r \geq \frac{235.461 \times 10^{-3}}{0.62 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{1.15} \times 0.02 \right]} = 14.90 \times 10^{-3} m^2$$

$$\text{On a } B_r = (50-2) \times (40-2) = 0.182 m^2$$

$$B_r = 0.182 > 0.016$$

Donc le poteau ne risque pas au flambement

IV.5- Vérification du poteau (35x35) :

$$N_u = 1.35G + 1.5N = 1.35 \times 76.7 + 1.5 \times 12.379 = 122.114 \text{ kN}$$

IV.5.1- Vérification à la compression simple :

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } B : \text{section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u \times \gamma_\gamma}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{122.114 \times 10^{-3} \times 1.5}{0.85 \times 25} = 0.008 m^2$$

$$\text{On a } B = 0.35 \times 0.35 = 0.1225 m^2$$

$$.B = 0.122 > 0.008 \quad \text{vérifiée}$$

IV.5.2- Vérification au flambement :

Sens X

$$l_0 = 6.45 m$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 6.45 = 4.515 m$$

$$B = 0.35 \times 0.35 = 0.122 m^2$$

$$I = \frac{0.35^4}{12} = 1.25 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1.25 \times 10^{-3}}{0.122}} = 0.101$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{4.515}{0.101} = 44.703 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.122 \times \left(\frac{44.703}{35}\right)^2} = 0.708$$

$$B_r \geq \frac{121.182 \times 10^{-3}}{0.708 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{1.15} \times 0.02 \right]} = 0.006 m^2$$

$$\text{On a } B_r = (35-2) \times (35-2) = 0.108 m^2$$

$$B_r = 0.108 > 0.008$$

Donc il n'y a pas risque de flambement du poteau

Sens Y

$$l_0 = 4.05 m$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.05 = 2.835 m$$

$$B = 0.35 \times 0.35 = 0.122 m^2$$

$$I = \frac{0.35^4}{12} = 1.25 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1.25 \times 10^{-3}}{0.122}} = 0.101$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.835}{0.101} = 28.069 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.122 \times \left(\frac{28.069}{35}\right)^2} = 0.788$$

$$B_r \geq \frac{121.182 \times 10^{-3}}{0.788 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{1.15} \times 0.02 \right]} = 0.006 m^2$$

$$\text{On a } B_r = (35-2) \times (35-2) = 0.108 m^2$$

$$B_r = 0.108 > 0.008$$

IV.6 - 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 30 x 30 cm²
- ❖ Poteau longitudinale 50 x 40 cm²
- ❖ Poteau transversale 35x 35 cm²

Chapitre IV

Calcul des contreventements

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-Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis chargée par des forces horizontales dues aux vents.

II.1- Evaluation des efforts horizontaux :

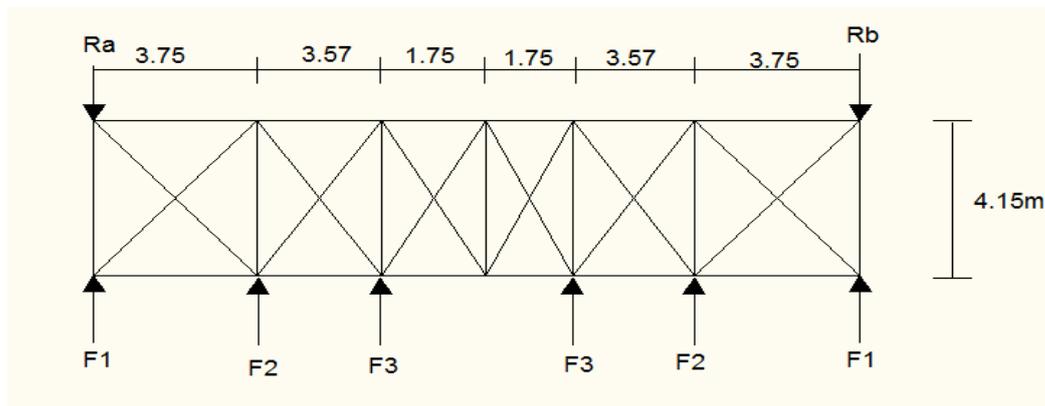


Figure IV.1 : Poutre au vent en pignon

II.1.1- Les forces horizontales dues au vent :

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{l}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{l}{4} \right) + \frac{F_{FR}}{4}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} + \frac{l}{4} \right) + \frac{F_{FR}}{4}$$

$$L = 18.14m$$

Dahmane lahlou

$$h_1 = 7.20m$$

$$h_2 = 8.56m$$

$$h_3 = 9.2m$$

$$h_4 = 9.3m$$

$$V = 1.75 \times 35.2 = 61.6 \text{ kg/m}^2 = 0.616 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{FR} = 27.665$$

$$F_1 = \left(0.616 \times \frac{7.2}{2} \times \frac{18.14}{8} \right) + \frac{27.665}{8} = 8.49 \text{ KN}$$

$$F_2 = \left(0.616 \times \frac{8.56}{2} \times \frac{18.14}{4} \right) + \frac{27.665}{4} = 18.872 \text{ KN}$$

$$F_3 = \left(0.616 \times \frac{9.2}{2} \times \frac{18.14}{4} \right) + \frac{27.665}{4} = 19.766 \text{ KN}$$

$$R = \frac{2 \times 8.49 + 2 \times 18.872 + 2 \times 19.766}{2} = 47.128 \text{ KN}$$

II.2- Détermination des sollicitations dans chaque élément 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 2012.

Les sollicitations dans les éléments sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : les sollicitations des éléments de la poutre au vent

Elément		Longueur (m)	N (KN)
Membrures supérieure	S ₁	3.75	-17.82
	S ₂	3.57	-50.90
	S ₃	1.75	-61.15
	S ₄	1.75	-61.15
	S ₅	3.57	-50.90
	S ₆	3.75	-17.82
Membrures inférieure	I ₁	3.75	-17.79
	I ₂	3.57	11.25
	I ₃	1.75	15.16
	I ₄	1.75	15.16
	I ₅	3.57	11.25
	I ₆	3.75	-17.79
montant	M ₁	4.15	-27.89
	M ₂	4.15	-8.60
	M ₃	4.15	-3.99
	M ₄	4.15	3.68
	M ₅	4.15	-3.99
	M ₆	4.15	-8.60
	M ₇	4.15	-27.89
diagonale	D ₁	5.59	-44.48
	D ₂	5.59	26.87
	D ₃	5.47	-17.11
	D ₄	5.47	5.21
	D ₅	4.50	-1.53
	D ₆	4.50	-2.45

II.3- Vérification les éléments de la poutre au vent :

II.3.1- Diagonales

La section brute doit vérifier la condition suivante :

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

$$A \geq \frac{44.48 \times 1.1}{23.5} = 2.082 \text{ cm}^2$$

Soit double cornière 2l (40*40*4) = 6.16cm²

II.3.2- Montants :

Les montants sont constitués des pannes en (IPE 160) 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 biaxiale sous l'effort de soulèvement, plus l'effort normal de compression du aux forces d'entraînement.

1) Détermination des sollicitations sur les montants :

a) Montants (1) et (7) :

$$M_{y\max} = M_{yG} - 1.5 \times M_{yW}$$

$$M_{y\max} = 1.243 - 1.5 \times 6.23 = -8.102 \text{ KNm}$$

$$M_z = 1.35 \times \frac{q_y \times L^2}{8}$$

$$M_z = 1.35 \times \frac{0.428 \sin(13.49^\circ) \times 4.15^2}{8} = 0.29 \text{ KN.m}$$

$$N = 27.89 \text{ KN}$$

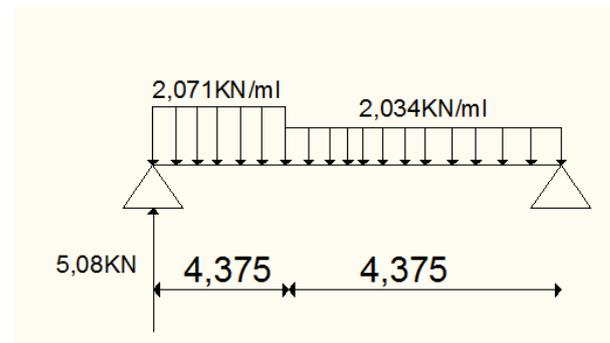


Figure IV.2 : Schéma statique des montants (1 et 7)

b) Montants (2) et (6) :

$$M_{y\max} = M_{yG} - 1.5 \times M_{yW}$$

$$M_{y\max} = 1.243 - 1.5 \times 12.48 = -17.477 \text{ KNm}$$

$$M_z = 1.35 \times \frac{q_y \times L^2}{8}$$

$$M_z = 1.35 \times \frac{0.428 \sin(13.49^\circ) \times 4.15^2}{8} = 0.29 \text{ KN.m}$$

$$N = 8.60 \text{ KN}$$

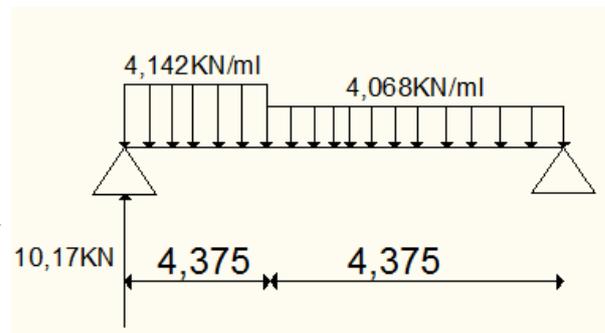


Figure IV.3 : Schéma statique des montants (2 et 6)

c) Montants (3) et (5) :

$$M_{y_{\max}} = M_{yG} - 1.5 \times M_{yW}$$

$$M_{y_{\max}} = 1.243 - 1.5 \times 12.48 = -17.477 \text{ KNm}$$

$$M_z = 1.35 \times \frac{q_y \times L^2}{8}$$

$$M_z = 1.35 \times \frac{0.428 \sin(13.49^\circ) \times 4.15^2}{8} = 0.29 \text{ KN.m}$$

$$N = 3.99 \text{ KN}$$

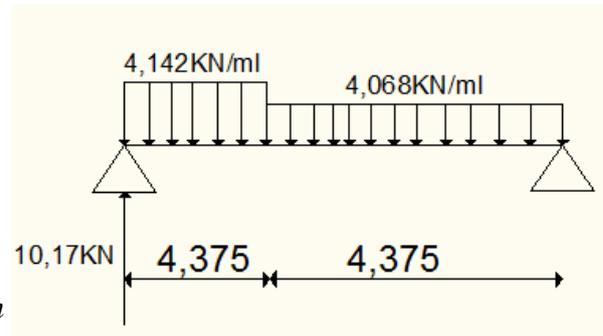


Figure IV.4 : Schéma statique du montant (3) et (5)

d) Montant (4) :

$$M_{y_{\max}} = M_{yG} - 1.5 \times M_{yW}$$

$$M_{y_{\max}} = 1.243 - 1.5 \times 12.48 = -17.477 \text{ KNm}$$

$$M_z = 1.35 \times \frac{q_y \times L^2}{8}$$

$$M_z = 1.35 \times \frac{0.428 \sin(13.49^\circ) \times 4.15^2}{8} = 0.29 \text{ KN.m}$$

$$N = 3.68 \text{ KN}$$

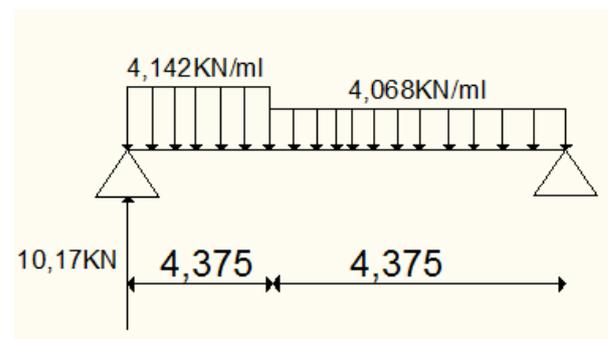


Figure IV.5 : Schéma statique du montant (4)

2) Vérification au flambement :**Suivant YY :**

$$\Rightarrow l_y = 415 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{415}{6.58} = 63.069$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{63.069}{93.9\varepsilon} = 0.67 \Rightarrow \text{courbe a} \Rightarrow \chi_y = 0.861$$

Suivant ZZ

$$\Rightarrow l_z = 175 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{ky}}{i_z} = \frac{175}{1.84} = 95.108$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{95.108}{93.9\varepsilon} = 1.01 \Rightarrow \text{courbe b} \Rightarrow \chi_z = 0.591$$

$$\chi_{\min} = 0.591$$

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{csd} = 44.48 \leq N_{crd} = 0.591 \times 1 \times 20.1 \times \frac{23.5}{1.1} = 253.78 \text{ kN} \quad \text{Vérfiée.}$$

3) Vérification au déversement :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123.9 \times 23.5}{2287.9}} = 1.128 > 0.4$$

donc il ya lieu de tenir compte du risque de déversement

$$M_{sd} = 12.479 \text{ kN.m}$$

$$M_{cr} = 22.879 \text{ kN.m}$$

Calculé au chapitre III (calcul des pannes).

$$M_r = 15.775 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 12.479 \text{ kN.m} < M_r = 15.775 \text{ kN.m}$$

Vérfiée.

4) Calcul des facteurs réducteurs :

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0.591$$

$$\chi_{LT} = 0.577$$

$$K_{LT} = 1 - \left[\mu_{LT} \times \frac{N}{\chi_z \times A \times f_y} \right]$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15$$

avec $\mu_{LT} \leq 0.9$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 \quad \text{avec} \quad \psi = 0$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.01 \times 1.8 - 0.15 = 0.122$$

$$A = 20.1 \text{ cm}^2$$

a) Montants (1) et (7) :

$$N = 27.89 \text{ kN} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \left[0.122 \times \frac{27.89}{0.591 \times 20.1 \times 23.5} \right] = 0.987$$

b) Montants (2) et (6) :

$$N = 8.6 \text{ kN} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \left[0.122 \times \frac{8.6}{0.591 \times 20.1 \times 23.5} \right] = 0.996$$

c) Montants (3) et (5) :

$$N = 3.99 \text{ kN} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \left[0.122 \times \frac{3.99}{0.591 \times 20.1 \times 23.5} \right] = 0.998$$

d) Montant (4) :

$$N = 3.68 \text{ kN} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \left[0.122 \times \frac{3.68}{0.591 \times 20.1 \times 23.5} \right] = 0.998$$

$$K_Z = 1 - \left[\mu_Z \times \frac{N}{\chi_Z \times A \times f_y} \right]$$

$$\mu_Z = \bar{\lambda}_z \times (2 \times \beta_{MLT} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\mu_Z = 1.01 \times (2 \times 1.8 - 4) + \left(\frac{26.1 - 16.65}{16.65} \right) = 0.163$$

• Montants (1) et (7) :

$$N = 27.89 \text{ kN} \Rightarrow K_Z = 1 - \left[0.163 \times \frac{27.89}{0.591 \times 20.1 \times 23.5} \right] = 0.983$$

• Montants (2) et (6) :

$$N = 8.6 \text{ kN} \Rightarrow K_Z = 1 - \left[0.163 \times \frac{8.6}{0.591 \times 20.1 \times 23.5} \right] = 0.994$$

• Montants (3) et (5) :

$$N = 3.99 \text{ kN} \Rightarrow K_Z = 1 - \left[0.163 \times \frac{3.99}{0.591 \times 20.1 \times 23.5} \right] = 0.997$$

• Montant (4) :

$$N = 3.68 \text{ kN} \Rightarrow K_Z = 1 - \left[0.163 \times \frac{3.68}{0.591 \times 20.1 \times 23.5} \right] = 0.997$$

5) Vérification de la condition de résistance :

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

EC3 Art 5.5.4 (2)

- **Montants (1) et (7) :**

$$\frac{27.89}{0.591 \times \frac{20.1 \times 23.5}{1.1}} + \frac{0.987 \times 8.102 \times 10^2}{0.577 \times 123.9 \times \frac{23.5}{1.1}} + \frac{0.982 \times 0.29 \times 10^2}{26.1 \times \frac{23.5}{1.1}} = 0.683 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

- **Montants (2) et (6) :**

$$\frac{8.6}{0.591 \times \frac{20.1 \times 23.5}{1.1}} + \frac{0.987 \times 12.479 \times 10^2}{0.577 \times 123.9 \times \frac{23.5}{1.1}} + \frac{0.982 \times 0.29 \times 10^2}{26.1 \times \frac{23.5}{1.1}} = 0.89 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

- **Montants (3) et (5) :**

$$\frac{3.99}{0.591 \times \frac{20.1 \times 23.5}{1.1}} + \frac{0.987 \times 12.479 \times 10^2}{0.577 \times 123.9 \times \frac{23.5}{1.1}} + \frac{0.982 \times 0.29 \times 10^2}{26.1 \times \frac{23.5}{1.1}} = 0.872 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

- **Montant (4) :**

$$\frac{3.68}{0.591 \times \frac{20.1 \times 23.5}{1.1}} + \frac{0.987 \times 12.479 \times 10^2}{0.577 \times 123.9 \times \frac{23.5}{1.1}} + \frac{0.982 \times 0.29 \times 10^2}{26.1 \times \frac{23.5}{1.1}} = 0.871 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

II.3.3- Membrures :

Les membrures inférieures et supérieures de la poutre au vent sont constituées des doubles corniers (70x70x7) qui appartiennent à la ferme, elles sont sollicitées à la compression ou la traction.

1) Membrures inférieures :

- **Membrures (I₁ et I₆) :**

Sollicitées à la compression, donc on doit vérifier le flambement.

- **Flambement :**

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{375}{3.26} = 115.03 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{115.03}{93.9\varepsilon} = 1.22$$

$$\lambda_z = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{375}{2.12} = 176.886 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{176.886}{93.9\varepsilon} = 1.88$$

$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_y > 0.2$ Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0.518$$

$$N_{csd} = 17.79 \leq N_{crd} = 0.518 \times 1 \times 18.6 \times \frac{23.5}{1.1} = 205.834 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

- **Membrures (I₂ et I₅) :**

Sollicitées à la compression, donc on doit vérifier le flambement.

- **Flambement :**

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{357}{3.26} = 109.509 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{109.509}{93.9\varepsilon} = 1.16$$

$$\lambda_z = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{357}{2.12} = 168.396 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{168.396}{93.9\varepsilon} = 1.79$$

$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_y > 0.2$ Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0.556$$

$$N_{csd} = 11.25 \leq N_{crd} = 0.556 \times 1 \times 18.6 \times \frac{23.5}{1.1} = 220.934 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

- **Membrures (I₃ et I₄) :**

Sollicitées à la traction, donc on doit vérifier la condition suivant :

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

$$15.16 < \frac{18.6 \times 23.5}{1.1} = 397.363 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

2) Membrures supérieures :

Sollicitées à la compression, donc on doit vérifier le flambement.

a) Flambement :

- **Membrures (S₁ et S₆) :**

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{375}{3.26} = 115.03 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{115.03}{93.9\varepsilon} = 1.22$$

$$\lambda_z = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{375}{2.12} = 176.886 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{176.886}{93.9\varepsilon} = 1.88$$

$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_y > 0.2$ Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0.518$$

$$N_{csd} = 17.82 \leq N_{crd} = 0.518 \times 1 \times 18.6 \times \frac{23.5}{1.1} = 205.834 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

- **Membrures (S₂ et S₅) :**

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{357}{3.26} = 109.509 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{109.509}{93.9\varepsilon} = 1.16$$

$$\lambda_z = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{357}{2.12} = 168.396 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{168.396}{93.9\varepsilon} = 1.79$$

$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_y > 0.2$ Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0.556$$

$$N_{csd} = 50.90 \leq N_{crd} = 0.556 \times 1 \times 18.6 \times \frac{23.5}{1.1} = 220.934 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **Membrures (S₃ et S₄) :**

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{175}{3.26} = 53.680 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{53.680}{93.9\varepsilon} = 0.57$$

$$\lambda_z = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{175}{2.12} = 82.547 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{82.547}{93.9\varepsilon} = 0.87$$

$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_y > 0.2$ Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0.901$$

$$N_{csd} = 61.15 \leq N_{crd} = 0.901 \times 1 \times 18.6 \times \frac{23.5}{1.1} = 358.024 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

Chapitre V

Etude sismique

I -Introduction

Les risques liés à l'activité sismique sont omniprésents, et de plus en plus prépondérants, provoquant ainsi d'importants dommages matériels et le plus souvent des pertes humaines. En tant que spécialiste en génie civil (étudiant, ingénieur, master.....), il est de notre devoir, voire de notre responsabilité, d'assurer la stabilité des structures ainsi que leur bon comportement durant les séismes. Il existe pour cela les recommandations des règles parasismiques algériennes (RPA99 V2003) en vigueur qu'il suffit juste d'appliquer de manière rigoureuse afin de minimiser les risques encourus lors d'un séisme.

De nos jours il existe plusieurs logiciels qui nous permettent de modéliser une maquette de la structure à étudier et lui faire subir toutes 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.

II-Description de Robot :

Le logiciel **Robot** est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par **Robot** est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du logiciel **Robot** sont les suivantes :

- la définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, p. ex. au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO),
- la possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- la possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread),
- la possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- la possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement),
- la possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

Le logiciel **Robot** regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

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 :

III.2.1-La méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus adaptée pour le calcul dynamique des structures, est celle qui est basée sur l'utilisation des spectres de réponse.

Mais le " RPA99 V2003 " exige que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc calculons l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a) Principe de la méthode :

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

b) Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99 V2003, 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 V2003 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 : 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 à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99 V2003].

Site (S3) : T_1 (sec) = 0.15s T_2 (sec) = 0.5s.

(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 : $\eta = 0.935 > 0.7$

$$\eta = 0.935$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

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

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99 V2003 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

$$h_N = 9.3 \text{ m.}$$

C_T = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA 99 V2003.

On a un Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie

D'où : $C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 9.3^{3/4} = 0.266 \text{ s}$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule 4.7 du RPA99 V2003 :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

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

- **Sens transversal :**

$$d_x = 18 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0.197 \text{ s}$$

- **Sens longitudinal :**

$$d_y = 33.6 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0.144 \text{ s}$$

D'après le RPA99 V2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_x = \min(T; T_x) = \min(0.266 \text{ s}; 0.197 \text{ s}) \Rightarrow T_x = 0.197 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T; T_y) = \min (0.266s; 0.144s) \Rightarrow T_y = 0.144s$$

T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0.5s$

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

$$D = 2.5 \eta$$

$$D = 2.5 \times 0.935 = 2.337$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA99 V2003, en fonction du système de contreventement.

Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide :

$$R = 3.5$$

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.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau V.1 : Pénalité de vérification

Critère de qualité "q"	P_q
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$\sum P_q$	0.05

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1.1$$

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 $\beta = 0.3$

$$W_G = 2021.36kN$$

$$W_Q = 234.46kN$$

$$W = 2091.698kN$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0.2 \times 2.337 \times 1.1}{3.5} \times 2091.698 = 307.264kN$$

$$\mathbf{V = 307.264 kN}$$

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.

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=0}^n W_j \times h_j}$$

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 dynamique 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.

1) Spectre de repense de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA99 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, T1, T2, Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1.05 \quad A = 0.2 \quad \eta = 2.337 \quad T_1 = 0.15s \quad T_2 = 0.5s$$

2) Nombre des modes à considérer :

- a) 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.

- b) 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.

a) Résultat de calcul :

1) Pourcentage de participation de masse :

Pour la participation massique on utilise un nombre important de mode pour bien représenter la structure car on a une toiture légère, pas de concentration de masse au niveau du

plancher d'où la présence importante des modes de torsion donc on est dans le cas (b) art4.3.4 du RPA99 V2003.

Tableau V.2 : pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
13/ 1	0,29	0,00	49,46	0,00	49,46	192259,60	192259,60
13/ 2	0,27	83,64	49,46	83,64	0,00	192259,60	192259,60
13/ 3	0,24	83,64	49,46	0,00	0,00	192259,60	192259,60
13/ 4	0,21	83,64	89,81	0,00	40,36	192259,60	192259,60
13/ 5	0,20	83,64	89,81	0,00	0,00	192259,60	192259,60
13/ 6	0,19	83,64	89,81	0,00	0,00	192259,60	192259,60
13/ 7	0,19	83,64	89,81	0,00	0,00	192259,60	192259,60
13/ 8	0,17	87,34	89,81	3,70	0,00	192259,60	192259,60
13/ 9	0,16	87,34	92,46	0,00	2,64	192259,60	192259,60
13/ 10	0,14	87,34	92,46	0,00	0,00	192259,60	192259,60
13/ 11	0,14	87,34	92,46	0,00	0,00	192259,60	192259,60
13/ 12	0,13	87,34	92,46	0,00	0,00	192259,60	192259,60
13/ 13	0,12	87,34	92,46	0,00	0,00	192259,60	192259,60
13/ 14	0,12	95,57	92,46	8,23	0,00	192259,60	192259,60

Dans les trois modes premiers on a :

- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

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 $T = 0.29$ s, taux de participation de la masse 49.46%

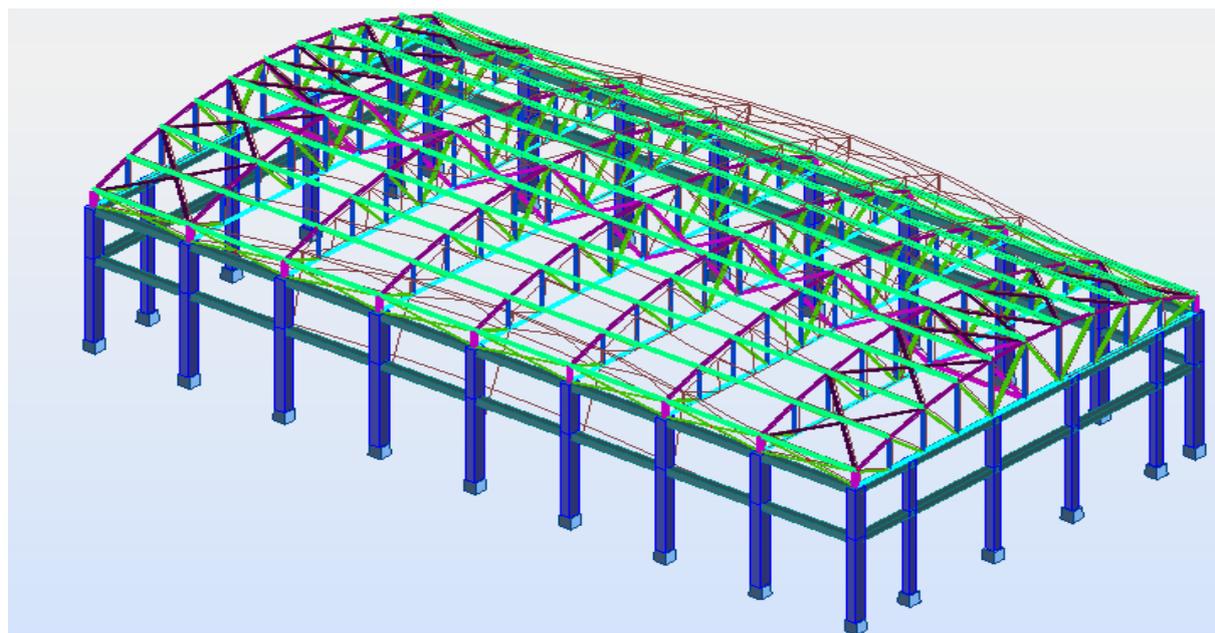


Figure V.1 : Mode de déformation (1)

Mode 2 : Translation suivant X-X, période $T = 0.27$ s, taux de participation de la masse 83.64%

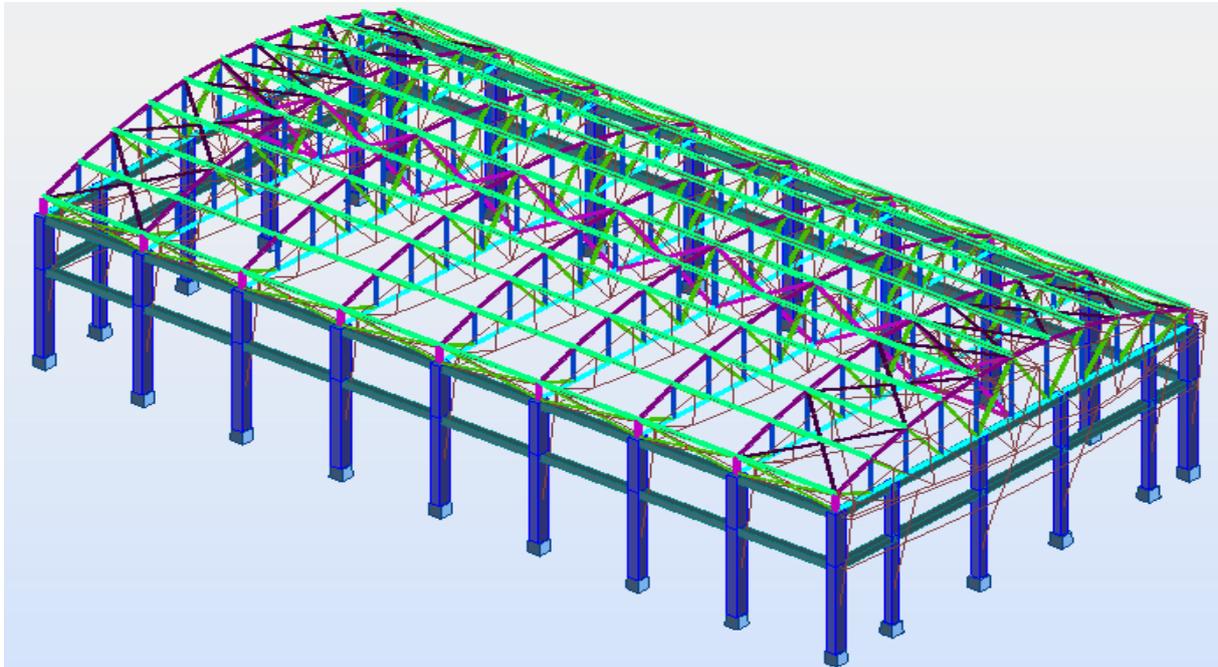


Figure V.2 : Mode de déformation (2)

Mode 3 : rotation suivant Z-Z, période $T = 0.24$ s .

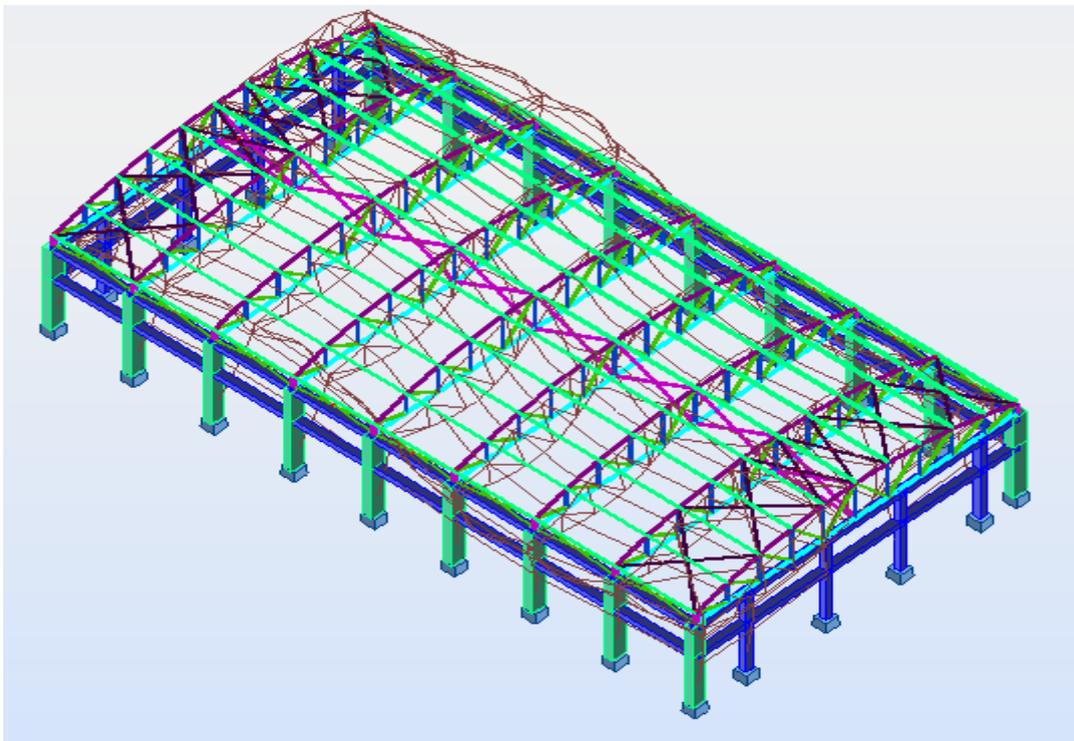


Figure V.3 : Mode de déformation (3)

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.

- V1D : Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- V1S : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- V2D : Vent sur la façade latérale gauche ou droite avec dépression intérieure.
- V2S : Vent sur la façade latérale gauche ou droite avec surpression intérieure.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Combinaisons de calcul

Etat limite ultime	Etat limite de service
G + 1.5V1D	G + V1D
G + 1.5V1S	G + V1S
G + 1.5V2D	G + V2D
G + 1.5V2S	G + V2S
1.35G + 1.5Q	G + Q
1.35G + 1.5S	G + S
G + Q + E _X	
G + Q - E _X	
G + Q - E _Y	
G + Q + E _Y	
G + Q + 1.2E _X	
G + Q - 1.2E _Y	
G + Q - 1.2E _X	
G + Q + 1.2E _Y	
0.8G + E _X	
0.8G - E _X	
0.8G - E _Y	
0.8G + E _Y	

III.3.2- Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99 V2003, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Tableau V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	307.264	245.811	279.92	Vérifiée
Sens yy	307.264	245.811	225.49x 1.1= 248.039	Vérifiée

Donc :

Il faut majorer l'effort sismique dans le sens Y par un coefficient 1.1

$$\frac{0.8V}{V_t} = 1.1 \rightarrow \text{selon } y$$

D'où il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...) selon le RPA99 V2003 art4.3.6.

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 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \quad \text{sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \quad \text{avec charge du vent} \end{array} \right.$$

EC3 Art 4.2.2(1) I

Ou h : hauteur du poteau

- **Déplacement vertical :**

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée}$$

EC3 tab 4.1

Tableau V.5 : Déplacement max en situation durable

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	G + 1.5V2S	1.35G+1.5S	0.4	0.3
Suivant Y	G + 1.5V1S	1.35G+1.5S	0.1	0.1
Suivant Z	G + 1.5V2S	1.35G+1.5S	1.3	0.0

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{720}{150} = 4.8cm \\ \frac{h}{125} = \frac{720}{125} = 5.76cm \\ \frac{L}{200} = \frac{1750}{200} = 8.75cm \end{array} \right.$$

On voit que les déplacements maximum suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles donc les déplacements sont vérifiés.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le D.T.R RPA99 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 suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=3,5.

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Tableau V.6 : Déplacement relatif des niveaux

Niveau	Déplacement (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	1.9	0.9x1.1=0.99

$$\frac{h}{100} = \frac{930}{100} = 9.3cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 9.3 cm, donc ils sont vérifiés

III.4- Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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 :**

Tableau V.7 : Effet P- Δ suivant X-X

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (kN)	V_k (kN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
9.3	1.9	2091.698	279.92	9.3	0.20	0.015

$\theta_k = 0.015 < 0.1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

- **Sens Y-Y :**

Tableau V.8 : Effet P- Δ suivant Y-Y

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
9.3	0.99	2091.698	248.039	9.3	0.106	0.005

$\theta_k = 0.008 < 0.1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

Chapitre VI

Vérification des éléments de la toiture

I-Introduction :

Après le pré dimensionnement des éléments et leurs modélisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2012.

II-Vérification des différents éléments de la ferme:

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 (compression) :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

II.3-La condition de résistance (ratio) :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

➤ **Membrures inférieures :**

Calcul ROBOT :

2 CAE 90x9

Pièce : 279 M INF EURO3_279

Point / Coordonnée : 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Cas de charge : 41 G+1.5V2S 17*1.00+5*1.50

Profil correct

OK

Auto

Profil correct

Changer

Résultats simplifiés Résultats détaillés

FORCES

N,Ed = 155.24 kN My,Ed = -0.40 kN*m

Nc,Rd = 729.43 kN My,el,Rd = 8.43 kN*m

Nb,Rd = 605.42 kN My,c,Rd = 8.43 kN*m

Vz,Ed = 0.41 kN

Vz,c,Rd = 197.82 kN

Classe de la section = 3

DEVERSEMENT

 XLT = 1.00

FLAMBEMENT y

Ly = 1.75 m Lam_y = 0.61

Lcr,y = 1.58 m Xy = 0.83

Lamy = 57.66 kyy = 1.03

FLAMBEMENT z

Lz = 1.75 m Lam_z = 0.46

Lcr,z = 1.75 m Xz = 0.90

Lamz = 42.82 kzy = 1.04

CONTROLE DE LA SECTION

N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.23 < 1.00 (6.2.9.3.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE

Lamy = 57.66 < Lam,max = 210.00 Lamz = 42.82 < Lam,max = 210.00 STABLE

N,Ed/(Xmin*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.28 < 1.00 (6.3.3.(4))

Efforts

Note de calcul

Paramètres

Aide

Figure VI.1 : Vérification de la section de la membrure inférieure selon le ROBOT

- **Traction :**

$$2L(90 \times 90 \times 9) \Rightarrow A = 31.04 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} = 155.19 \text{ kN}$$

$$A_s = 31.04 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{31.04 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 663.12 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 155.19 \text{ kN} < N_{rd} = 663.12 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

- **compression :**

$$N^{\max} = -130.4 \text{ KN}$$

$$l_k = 175 \text{ cm}$$

$$2L(90 \times 90 \times 9) \Rightarrow A = 31.04 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 115.83 = 231.66 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 538 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{231.66}{31.04}} = 2.731 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{538}{31.04}} = 4.163 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 64.079$$

$$\lambda_z = 42.036$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{64.079}{93.9} \right] = 0.682$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{42.036}{93.9} \right] = 0.447$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.682 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.447 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(0.682 - 0.2) + 0.682^2 \right] = 0.85$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.85 + \left[0.85^2 - 0.447^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.635$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.85 + \left[0.85^2 - 0.682^2\right]^{\frac{1}{2}}} = 0.736$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.635$$

$$N_{crd} = 0.635 \times 1 \times 31.04 \times \frac{23.5}{1.1} = 114.886 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 130.4 \text{ KN} < N_{crd} = 421.085 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

Vérification selon le ROBOT :

Le logiciel ROBOT nous donne ces vérifications suivantes :

Tableau VI.1 : Vérification des membrures inférieures

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
275 M INF EURO	OK 2 CAE 90x9	ACIER E24	57.66	42.82	0.25	21 G+Q+1.572EY
276 M INF EURO	OK 2 CAE 90x9	ACIER E24	57.66	42.82	0.25	41 G+1.5V2S
277 M INF EURO	OK 2 CAE 90x9	ACIER E24	57.66	42.82	0.22	41 G+1.5V2S
278 M INF EURO	OK 2 CAE 90x9	ACIER E24	57.66	42.82	0.25	41 G+1.5V2S
279 M INF EURO	OK 2 CAE 90x9	ACIER E24	57.66	42.82	0.28	41 G+1.5V2S
280 M INF EURO	OK 2 CAE 90x9	ACIER E24	57.66	42.82	0.28	41 G+1.5V2S
281 M INF EURO	OK 2 CAE 90x9	ACIER E24	57.66	42.82	0.25	41 G+1.5V2S
282 M INF EURO	OK 2 CAE 90x9	ACIER E24	57.66	42.82	0.22	41 G+1.5V2S
283 M INF EURO	OK 2 CAE 90x9	ACIER E24	57.66	42.82	0.25	41 G+1.5V2S
284 M INF EURO	OK 2 CAE 90x9	ACIER E24	57.66	42.82	0.25	21 G+Q+1.572EY

➤ **Membrures supérieures :**

Calcul ROBOT :

FORCES

N _{Ed} = 136.28 kN	My _{Ed} = -0.19 kN*m	Vz _{Ed} = 0.01 kN
Nc _{Rd} = 473.99 kN	My _{eI,Rd} = 4.86 kN*m	Vz _{c,Rd} = 126.99 kN
Nb _{Rd} = 373.13 kN	My _{c,Rd} = 4.86 kN*m	

Classe de la section = 4

DEVERSEMENT

✗ XLT = 1.00

FLAMBEMENT y

L _y = 1.77 m	Lam _y = 0.69
L _{cr,y} = 1.59 m	X _y = 0.79
Lam _y = 65.15	k _{yy} = 1.08

FLAMBEMENT z

L _z = 1.77 m	Lam _z = 0.52
L _{cr,z} = 1.77 m	X _z = 0.88
Lam _z = 48.64	k _{zy} = 1.10

CONTROLE DE LA SECTION

N_{Ed}/N_{c,Rd} + My_{Ed}/My_{c,Rd} = 0.30 < 1.00 (6.2.9.3.(2))

Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE

Lam_y = 65.15 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 48.64 < Lam_{max} = 210.00 STABLE

N_{Ed}/(χ_{min}*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*My_{Ed}/(χ*LT*My_{Rk}/gM1) = 0.41 < 1.00 (6.3.3.(4))

Figure VI.2 : Vérification de la section de la membrure supérieure selon le ROBOT

- **Traction :**

$$2L(80 \times 80 \times 6.5) \Rightarrow A = 20.16 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} = 136.3 \text{ kN}$$

$$A_s = 20.16 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{20.16 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 430.69 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 136.3 \text{ kN} < N_{rd} = 430.69 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

- **Compression :**

$$N^{\max} = -191.52 \text{ KN}$$

$$l_k = 177 \text{ cm}$$

$$2L(80 \times 80 \times 6.5) \Rightarrow A = 20.16 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 60.04 = 120.08 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 216.769 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{120.08}{20.16}} = 2.44 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{216.769}{20.16}} = 3.279 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 72.54$$

$$\lambda_z = 53.979$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{72.54}{93.9} \right] = 0.772$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{53.979}{93.9} \right] = 0.574$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.772 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.574 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(0.772 - 0.2) + 0.772^2 \right] = 0.938$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.938 + \left[0.938^2 - 0.574^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.595$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.938 + \left[0.938^2 - 0.772^2\right]^{1/2}} = 0.679$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.595$$

$$N_{crd} = 0.595 \times 1 \times 20.16 \times \frac{23.5}{1.1} = 256.261 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 191.52 \text{ KN} < N_{crd} = 256.261 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

Vérification selon le ROBOT :

Le logiciel ROBOT nous donne ces vérifications suivantes :

Tableau VI.2 : Vérification les membrures supérieures

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
274 M SUP EUR	OK 2 CAE 80x6.5	ACIER E24	70.58	52.69	0.34	42 1.35G+1.5S
304 M SUP EUR	OK 2 CAE 80x6.5	ACIER E24	68.03	50.79	0.36	42 1.35G+1.5S
305 M SUP EUR	OK 2 CAE 80x6.5	ACIER E24	66.27	49.47	0.38	41 G+1.5V2S
306 M SUP EUR	OK 2 CAE 80x6.5	ACIER E24	65.15	48.64	0.41	42 1.35G+1.5S
307 M SUP EUR	OK 2 CAE 80x6.5	ACIER E24	64.62	48.24	0.41	41 G+1.5V2S
308 M SUP EUR	OK 2 CAE 80x6.5	ACIER E24	64.62	48.24	0.41	41 G+1.5V2S
309 M SUP EUR	OK 2 CAE 80x6.5	ACIER E24	65.15	48.64	0.41	41 G+1.5V2S
310 M SUP EUR	OK 2 CAE 80x6.5	ACIER E24	66.27	49.47	0.39	41 G+1.5V2S
311 M SUP EUR	OK 2 CAE 80x6.5	ACIER E24	68.03	50.79	0.36	42 1.35G+1.5S
312 M SUP EUR	OK 2 CAE 80x6.5	ACIER E24	70.58	52.69	0.34	42 1.35G+1.5S

➤ **La diagonale : Calcul ROBOT**

FORCES
 N_{Ed} = 135.05 kN My_{Ed} = -0.43 kN*m
 N_{c,Rd} = 381.96 kN My_{el,Rd} = 3.42 kN*m
 Nb_{Rd} = 285.70 kN My_{c,Rd} = 3.42 kN*m
 Vz_{Ed} = 0.22 kN
 Vz_{c,Rd} = 102.57 kN
 Classe de la section = 4

DEVERSEMENT
 ✗ XLT = 1.00

FLAMBEMENT y
 Ly = 1.90 m Lam_y = 0.76
 Lcr_y = 1.52 m X_y = 0.75
 Lam_y = 71.50 k_{yy} = 1.06

FLAMBEMENT z
 Lz = 1.90 m Lam_z = 0.63
 Lcr_z = 1.90 m X_z = 0.82
 Lam_z = 58.92 k_{zy} = 1.10

CONTROLE DE LA SECTION
 N_{Ed}/N_{c,Rd} + My_{Ed}/My_{c,Rd} = 0.40 < 1.00 [6.2.9.3.(2)]
 Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 [6.2.6.(1)]

CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE
 Lam_y = 71.50 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 58.92 < Lam_{max} = 210.00 STABLE
 N_{Ed}/(X_{min}*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*My_{Ed}/(X_{LT}*My_{Rk}/gM1) = 0.61 < 1.00 [6.3.3.(4)]

Figure VI.3 : Vérification de la section des diagonales selon le ROBOT

- **Traction :**

$$2L(70 \times 70 \times 6) \Rightarrow A = 16.26 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} = 135.03 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = \frac{16.26 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 347.372 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 135.03 \text{ kN} < N_{rd} = 347.372 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

- **Compression :**

$$N^{\max} = -107.86 \text{ kN}$$

$$l_k = 190 \text{ cm}$$

$$2L(70 \times 70 \times 6) \Rightarrow A = 16.26 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 36.88 = 73.76 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 134.326 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{73.76}{16.26}} = 2.129 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{134.326}{16.26}} = 2.874 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 89.243$$

$$\lambda_z = 66.109$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{89.243}{93.9} \right] = 0.95$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{66.109}{93.9} \right] = 0.704$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.95 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.704 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(0.95 - 0.2) + 0.95^2 \right] = 1.135$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.135 + \left[1.135^2 - 0.95^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.569$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.135 + \left[1.135^2 - 0.704^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.493$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.493$$

$$N_{crd} = 0.493 \times 1 \times 16.26 \times \frac{23.5}{1.1} = 171.254 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 107.86 \text{ KN} < N_{crd} = 171.254 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

Vérification selon le ROBOT :

Le logiciel ROBOT nous donne ces vérifications suivantes :

Tableau VL.3 : Vérification des diagonales

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
294 diagonale eu	OK 2 CAE 70x6	ACIER E24	125.03	103.03	0.07	42 1.35G+1.5S
295 diagonale eu	OK 2 CAE 70x6	ACIER E24	115.00	94.76	0.11	41 G+1.5V2S
296 diagonale eu	OK 2 CAE 70x6	ACIER E24	102.85	84.75	0.16	41 G+1.5V2S
297 diagonale eu	OK 2 CAE 70x6	ACIER E24	87.15	71.81	0.27	41 G+1.5V2S
298 diagonale eu	OK 2 CAE 70x6	ACIER E24	71.50	58.92	0.61	41 G+1.5V2S
299 diagonale eu	OK 2 CAE 70x6	ACIER E24	125.03	103.03	0.07	42 1.35G+1.5S
300 diagonale eu	OK 2 CAE 70x6	ACIER E24	115.00	94.76	0.10	41 G+1.5V2S
301 diagonale eu	OK 2 CAE 70x6	ACIER E24	102.85	84.75	0.16	41 G+1.5V2S
302 diagonale eu	OK 2 CAE 70x6	ACIER E24	87.15	71.81	0.27	41 G+1.5V2S
303 diagonale eu	OK 2 CAE 70x6	ACIER E24	71.50	58.92	0.60	41 G+1.5V2S

➤ **Les montants : Calcul ROBOT**

Pièce : 285 montant euro 3_285
 Point / Coordonnée : 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Cas de charge : 42 1.35G+1.5S 17*1.35+8*1.50

Profil correct

Résultats simplifiés | Résultats détaillés

FORCES
 N,Ed = 43.88 kN My,Ed = 0.65 kN*m
 Nc,Rd = 321.33 kN My,eI,Rd = 2.87 kN*m
 Nb,Rd = 267.77 kN My,c,Rd = 2.87 kN*m
 Vz,Ed = -0.69 kN
 Vz,c,Rd = 85.48 kN
 Classe de la section = 4

DEVERSEMENT
 XLT = 1.00

FLAMBEMENT y
 Ly = 1.52 m Lam_y = 0.61
 Lcr,y = 1.22 m Xy = 0.83
 Lamy = 57.05 kyy = 0.99

FLAMBEMENT z
 Lz = 1.52 m Lam_z = 0.51
 Lcr,z = 1.52 m Xz = 0.88
 Lamz = 47.65 kzy = 1.00

CONTROLE DE LA SECTION
 N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.36 < 1.00 (6.2.9.3.(2))
 Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6.(1))

CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE
 Lamy = 57.05 < Lam,max = 210.00 Lamz = 47.65 < Lam,max = 210.00 STABLE
 N,Ed/(χ_{min}*N_{Rk}/gM1) + kzy*My,Ed/(χ*LT*My_{Rk}/gM1) = 0.39 < 1.00 (6.3.3.(4))

Figure VL.4 : Vérification de la section des montants selon le ROBOT

- Traction :

$$2L(70 \times 70 \times 5) \Rightarrow A = 13.58 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} = 43.87 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = \frac{13.58 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 290.11 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 43.87 \text{ kN} < N_{rd} = 290.11 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

- Compression :

$$N^{\max} = -55.57 \text{ kN}$$

$$l_k = 152 \text{ cm}$$

$$2L(70 \times 70 \times 5) \Rightarrow A = 13.58 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 31.76 = 63.52 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 113.061 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{63.52}{13.58}} = 2.162 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{113.061}{13.58}} = 2.885 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 70.305$$

$$\lambda_z = 52.686$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{70.305}{93.9} \right] = 0.748$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{52.686}{93.9} \right] = 0.561$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.748 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.561 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(0.748 - 0.2) + 0.748^2 \right] = 0.914$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.914 + \left[0.914^2 - 0.748^2\right]^{\frac{1}{2}}} = 0.694$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.914 + \left[0.914^2 - 0.561^2\right]^{\frac{1}{2}}} = 0.611$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.611$$

$$N_{crd} = 0.611 \times 1 \times 13.58 \times \frac{23.5}{1.1} = 177.262 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 55.57 \text{ KN} < N_{crd} = 177.262 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

Vérification selon le ROBOT :

Le logiciel ROBOT nous donne ces vérifications suivantes :

Tableau VI.4 : Vérification des montants

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
285 montant eur	OK 2 CAE 70x5	ACIER E24	57.05	47.65	0.39	42 1.35G+1.5S
286 montant eur	OK 2 CAE 70x5	ACIER E24	78.86	65.86	0.13	42 1.35G+1.5S
287 montant eur	OK 2 CAE 70x5	ACIER E24	94.06	78.56	0.11	42 1.35G+1.5S
288 montant eur	OK 2 CAE 70x5	ACIER E24	103.05	86.06	0.03	42 1.35G+1.5S
289 montant eur	OK 2 CAE 70x5	ACIER E24	106.02	88.54	0.01	41 G+1.5V2S
290 montant eur	OK 2 CAE 70x5	ACIER E24	103.05	86.06	0.03	42 1.35G+1.5S
291 montant eur	OK 2 CAE 70x5	ACIER E24	94.06	78.56	0.11	42 1.35G+1.5S
292 montant eur	OK 2 CAE 70x5	ACIER E24	78.86	65.86	0.13	42 1.35G+1.5S
293 montant eur	OK 2 CAE 70x5	ACIER E24	57.05	47.65	0.39	42 1.35G+1.5S

III-Vérification des diagonales de contreventement : 2I (45x45x4) :

Calcul ROBOT

Pièce : 636
 Point / Coordonnée : 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Cas de charge : 20 G+Q+1.2EX 19°1.00+14°1.20

Résultats simplifiés | Résultats détaillés

FORCES
 N,Ed = 19.70 kN My,Ed = -0.00 kN*m Mz,Ed = 0.04 kN*m Vy,Ed = 0.02 kN
 Nc,Rd = 164.15 kN My,eI,Rd = 0.94 kN*m Mz,eI,Rd = 1.60 kN*m Vy,T,Rd = 48.84 kN
 Nb,Rd = 43.56 kN My,c,Rd = 0.94 kN*m Mz,c,Rd = 1.60 kN*m Vz,Ed = 0.00 kN
 Vz,T,Rd = 43.96 kN
 Tt,Ed = 0.00 kN*m
 Classe de la section = 3

DEVERSEMENT
 XLT = 1.00

FLAMBEMENT y
 Ly = 2.80 m Lam_y = 1.75
 Lcr,y = 2.24 m Xy = 0.27
 Lamy = 164.07 kzy = 0.93

FLAMBEMENT z
 Lz = 2.80 m Lam_z = 1.35
 Lcr,z = 2.80 m Xz = 0.40
 Lamz = 126.54 kzz = 0.97

CONTROLE DE LA SECTION
 N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.15 < 1.00 [6.2.9.3.(1)]
 Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 [6.2.6.(1)]

CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE
 Lamy = 164.07 < Lam,max = 210.00 Lamz = 126.54 < Lam,max = 210.00 STABLE
 N,Ed/(Xmin*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.48 < 1.00 [6.3.3.(4)]

Figure VI.5 : Vérification des sections des éléments de la poutre au vent par ROBOT

Les combinaisons utilisées sont :

Tableau VI.5 : les efforts dans les éléments de contreventement

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	G+Q+1.2EX	-12.61
Traction	G+Q-1.2EX	19.70

III.1-Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : $A = 6,94\text{cm}^2$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{6.94 \times 23.5}{1.1} = 148.26\text{kN} \\ N_{sd} &= 19.70\text{kN} < N_{rd} = 148.26\text{kN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

III.2- Vérification au flambement :

$$N^{\max} = -12.61\text{KN}$$

$$l_k = 280\text{cm}$$

$$2L(45 \times 45 \times 4) \Rightarrow A = 6.94\text{cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 13.1\text{cm}^4$$

$$I_z = 23.943\text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{13.1}{6.94}} = 1.373\text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{23.943}{6.94}} = 1.857\text{cm}$$

$$\lambda_y = 203.932$$

$$\lambda_z = 150.78$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{203.932}{93.9} \right] = 2.171$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{150.78}{93.9} \right] = 1.605$$

$$\bar{\lambda}_y = 2.171 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1.605 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0.5[1 + 0.49(2.171 - 0.2) + 2.171^2] = 3.339$$

$$\chi_y = \frac{1}{3.339 + [3.339^2 - 2.171^2]^{\frac{1}{2}}} = 0.170$$

$$\chi_z = \frac{1}{3.339 + [3.339^2 - 1.605^2]^{\frac{1}{2}}} = 0.159$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.159$$

$$N_{crd} = 0.159 \times 1 \times 6,94 \times \frac{23.5}{1.1} = 23.573KN$$

$$N_{sd} = 12.61KN < N_{crd} = 23.573KN \quad \text{vérifiée}$$

Vérification selon le ROBOT :

Le logiciel ROBOT nous donne ces vérifications suivantes :

Tableau VI.6 : Vérification de la poutre au vent

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
634	OK 2 CAE 45x4	ACIER E24	164.07	126.54	0.36	20 G+Q+1.2EX
636	OK 2 CAE 45x4	ACIER E24	164.07	126.54	0.48	20 G+Q+1.2EX
638	OK 2 CAE 45x4	ACIER E24	160.30	123.63	0.18	20 G+Q+1.2EX
640	OK 2 CAE 45x4	ACIER E24	160.30	123.63	0.26	20 G+Q+1.2EX
642	OK 2 CAE 45x4	ACIER E24	132.08	101.87	0.09	21 G+Q+1.572EY
644	OK 2 CAE 45x4	ACIER E24	132.08	101.87	0.21	41 G+1.5V2S
647	OK 2 CAE 45x4	ACIER E24	132.08	101.87	0.20	41 G+1.5V2S
649	OK 2 CAE 45x4	ACIER E24	132.08	101.87	0.09	21 G+Q+1.572EY
651	OK 2 CAE 45x4	ACIER E24	160.30	123.63	0.27	20 G+Q+1.2EX
653	OK 2 CAE 45x4	ACIER E24	160.30	123.63	0.20	20 G+Q+1.2EX
655	OK 2 CAE 45x4	ACIER E24	164.07	126.54	0.47	20 G+Q+1.2EX
657	OK 2 CAE 45x4	ACIER E24	164.07	126.54	0.36	20 G+Q+1.2EX

IV- Vérification des montants de rive : (HEA 160)

Calcul ROBOT

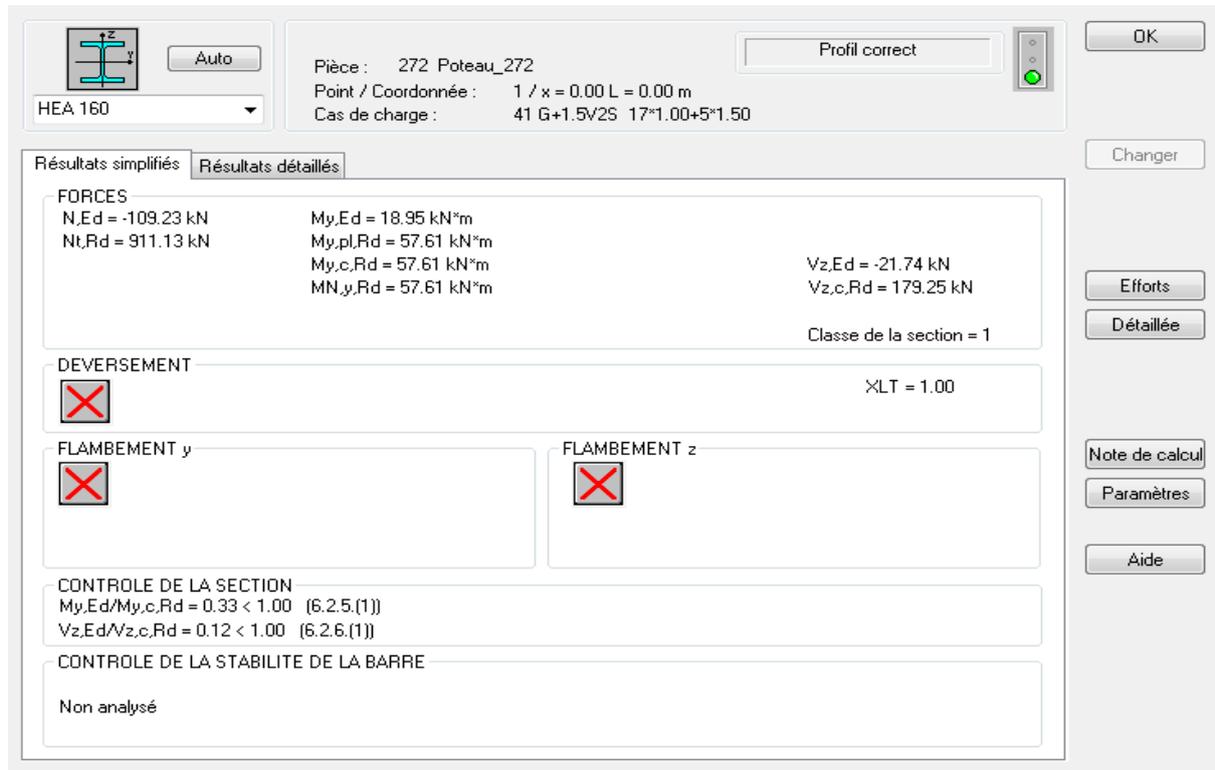


Figure VI.6 : Vérification de la section des montants de rive selon le ROBOT

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 :

Tableau VI.7 : Sollicitations dans les montants de rive

Combinaisons	N (kN)	My (kN.m)	Vy (kN)	Mz (kN.m)	Vz (kN)
G+1.5 V2S	109.17	2.64	0	0	-23.17
1.35G + 1.5S	-88.04	-14.53	0	0	16.67

IV.2-Vérification à l'effort tranchant:

- **Suivant Y-Y :**

$$V_{ply} = A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \right)$$

$$A_{vy} = 30.1 \text{ cm}^2$$

$$V_{ply} = 30.1 \left(\frac{23.5}{\sqrt{3} \cdot 1.1} \right) = 371.262 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 88.04 \text{ kN} < V_{ply} = 371.262 \text{ kN}$$

Vérifiée

$$V_{sd} = 88.04kN < 0.5V_{ply} = 185.631kN \quad \text{Donc pas de réduction pour le moment résistant.}$$

• **Suivant Z-Z :**

$$V_{plz} = A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \right)$$

$$A_{vz} = 13.2cm^2$$

$$V_{plz} = 13.2 \left(\frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} \right) = 162.81kN$$

$$V_{sd} = 16.67kN < V_{ply} = 162.81kN$$

Vérifiée

$$V_{sd} = 16.67kN < 0.5V_{plz} = 81.405kN \quad \text{Donc pas de réduction pour le moment résistant}$$

IV.3-Vérification à l'effort normal :

$$N^{max} \leq \min \{ 0.5A_w \times f_y ; 0.25N_{pl} \}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.5A_w \cdot f_y = 0.5 \times 6 \times 23.5 = 70.5kN \\ 0.25N_{pl} = 0.25 \times 38.8 \times 23.5 = 227.95kN \end{array} \right\} \Rightarrow N^{max} = 70.5kN$$

$$N_{sd} = 109.17kN > N^{max} = 70.5kN$$

Non Vérifiée.

Donc les moments autour des deux axes seront réduits :

a) Autour de l'axe fort Y-Y :

$$M_{vrd} = M_{ply} \left(1 - \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl}} \div (1 - 0.5a) \right)^2 \right)$$

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A} ; 0.5 \right)$$

$$a = 0.154$$

$$M_{vrd} = 52.36 \left(1 - \left(\frac{110.09}{911.8} \div (1 - 0.077) \right)^2 \right)$$

$$M_{vrd} = 54.03kN$$

$$M_{sdy} = 14.53 \leq M_{vrd} = 54.03kN$$

Vérifiée

b) Autour de l'axe faible Z-Z :

$$M_{vrd} = M_{plz} \left(1 - \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl}} \div (1 - 0.5a) \right)^2 \right)$$

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A} ; 0.5 \right)$$

$$a = 0.154$$

$$M_{vrd} = 25.12 \left(1 - \left(\frac{110.09}{911.8} \div (1 - 0.077) \right)^2 \right)$$

$$M_{vrd} = 25.09kN$$

$$M_{sdy} = 0 \leq M_{vrd} = 25.09kN$$

Vérifiée

IV.4-Vérification aux instabilités :**IV.4.1-Vérification au flambement :**

$$N^{\max} = -88.04kN$$

$$l_k = 75cm$$

$$HEA160 \Rightarrow A = 38.8cm^2$$

$$I_y = 1673cm^4$$

$$I_z = 615.6cm^4$$

$$i_y = 6.56cm$$

$$i_z = 3.98cm$$

$$\lambda_y = \frac{75}{6.56} = 11.43$$

$$\lambda_z = \frac{75}{3.98} = 18.84$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{11.43}{93.9} \right] = 0.121$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{18.84}{93.9} \right] = 0.20$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.121 < 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.201 > 0.2$$

Il y a risque de flambement selon Z-Z

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(0.201 - 0.2) + 0.201^2 \right] = 0.520$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0.520 + \left[0.520^2 - 0.201^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.99$$

$$\chi_{\min} = 0.99$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_w \times A \times \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0.99 \times 1 \times 38.8 \times \frac{23.5}{1.1} = 820.62kN$$

$$N_{sd} = 88.04kN < N_{crd} = 820.62kN$$

Vérifiée

IV.4.2-Vérification à la flexion déviée :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \quad \text{Avec:} \quad \text{EC03Art5.4.8.1}$$

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

$$M_y = 14.53 \text{ KN.m} \quad M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{14.53}{52.36}\right)^2 + \left(\frac{0}{25.12}\right)^1 = 0.077 \leq 1$$

Vérification selon le ROBOT :

Le logiciel ROBOT nous donne ces vérifications suivantes :

Tableau VI.8 : Vérification des montants de rive

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
107 Poteau_107	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.12	41 G+1.5V2S
108 Poteau_108	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.12	41 G+1.5V2S
149 Poteau_149	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.22	42 1.35G+1.5S
150 Poteau_150	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.22	42 1.35G+1.5S
190 Poteau_190	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.28	42 1.35G+1.5S
191 Poteau_191	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.28	42 1.35G+1.5S
231 Poteau_231	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.30	42 1.35G+1.5S
232 Poteau_232	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.30	42 1.35G+1.5S
272 Poteau_272	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.33	41 G+1.5V2S
273 Poteau_273	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.35	41 G+1.5V2S
313 Poteau_313	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.30	42 1.35G+1.5S
314 Poteau_314	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.30	42 1.35G+1.5S
354 Poteau_354	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.28	42 1.35G+1.5S
355 Poteau_355	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.28	42 1.35G+1.5S
395 Poteau_395	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.22	42 1.35G+1.5S
396 Poteau_396	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.22	42 1.35G+1.5S
436 Poteau_436	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.12	41 G+1.5V2S
437 Poteau_437	OK HEA 160	ACIER E24	11.42	18.82	0.12	41 G+1.5V2S

IV.5-Dimensionnement et vérification de la poutre sablière :

Calcul ROBOT

CAE 35x3.5

Auto

Profil correct

OK

Pièce : 696

Point / Coordonnée : 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Cas de charge : 20 G+Q+1.2EX 19*1.00+14*1.20

Changer

Résultats simplifiés Résultats détaillés

FORCES

N _{Ed} = 3.04 kN	M _{y,Ed} = -0.00 kN*m	M _{z,Ed} = 0.00 kN*m	V _{y,Ed} = 0.00 kN
N _{c,Rd} = 55.33 kN	M _{y,el,Rd} = 0.25 kN*m	M _{z,el,Rd} = 0.25 kN*m	V _{y,T,Rd} = 16.62 kN
N _{b,Rd} = 10.51 kN	M _{y,c,Rd} = 0.25 kN*m	M _{z,c,Rd} = 0.25 kN*m	V _{z,Ed} = 0.00 kN
			V _{z,T,Rd} = 16.62 kN
			T _{t,Ed} = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

DEVERSEMENT

×LT = 1.00

FLAMBEMENT y

<input type="checkbox"/>	L _y = 2.11 m	Lam _y = 2.11
<input type="checkbox"/>	L _{cr,y} = 2.11 m	×y = 0.19
<input checked="" type="checkbox"/>	Lam _y = 198.38	k _{yy} = 1.09

FLAMBEMENT z

<input type="checkbox"/>	L _z = 2.11 m	Lam _z = 2.11
<input type="checkbox"/>	L _{cr,z} = 2.11 m	×z = 0.19
<input checked="" type="checkbox"/>	Lam _z = 198.38	k _{zz} = 0.88

CONTROLE DE LA SECTION

N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.06 < 1.00 (6.2.9.3.(1))

V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE

Lam_y = 198.38 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 198.38 < Lam_{max} = 210.00 STABLE

N_{Ed}/(ϕ_{min}*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed}/(ϕ*LT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.29 < 1.00 (6.3.3.(4))

Note de calcul

Paramètres

Aide

Figure VI.7 : Vérification des sections des éléments de la poutre sablière par ROBOT

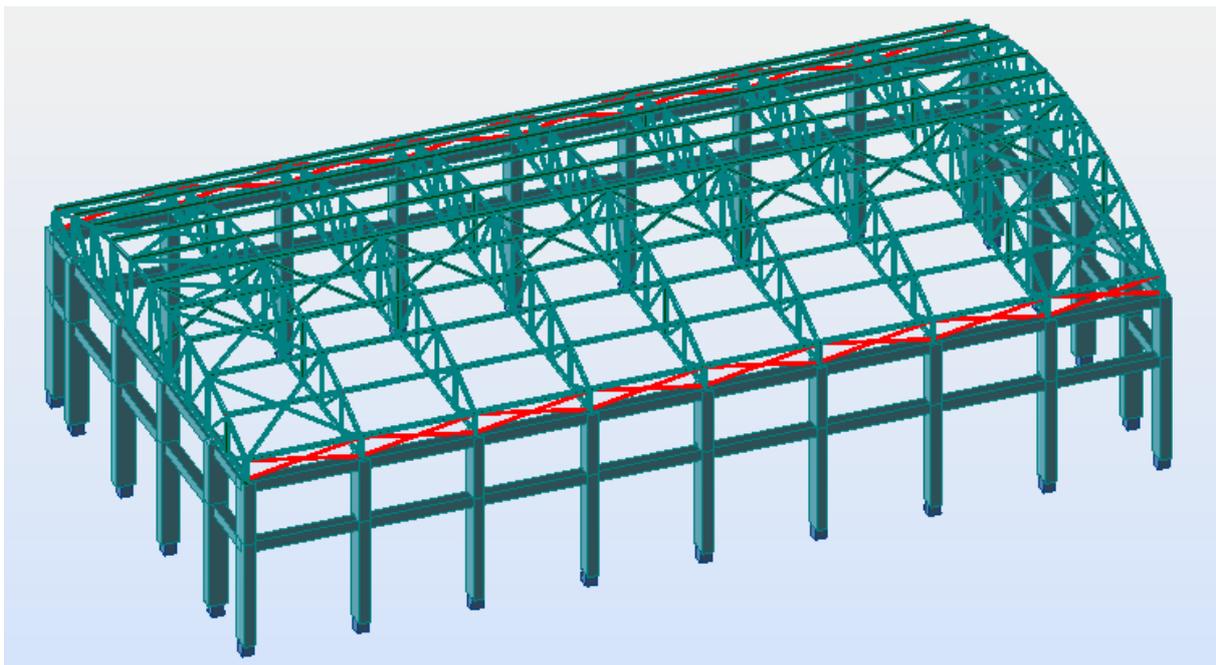


Figure VI.8: Repérage de la poutre sablière en vue 3D

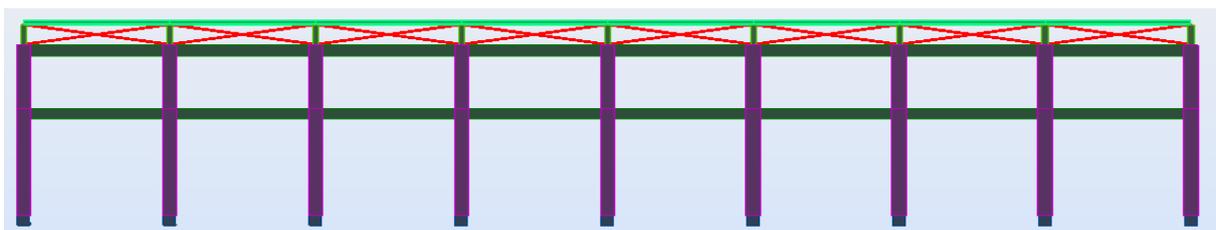


Figure VI.9: Vue de face de la poutre sablière

Tableau VI.9 : Les efforts dans les éléments de la poutre sablière

Elément	Combinaisons	Nsd(KN)
Compression	G+Q+1.2EX	-3.57
Traction	G+Q-1.2EX	3.03

IV.5.1-Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{On a : } A = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{2.34 \times 23.5}{1.1} = 49.99 \text{ kN} \\ N_{sd} &= 3.03 \text{ kN} < N_{rd} = 49.99 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

IV.5.2- Vérification au flambement :

$$N^{\max} = -3.57 \text{ KN}$$

$$l_k = 211 \text{ cm}$$

$$L(35 \times 35 \times 3.5) \Rightarrow A = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$I_y = I_x = 2.66 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 4.953 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{2.66}{2.34}} = 1.066 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{4.953}{2.66}} = 1.364 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 197.93$$

$$\lambda_z = 154.692$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{197.93}{93.9} \right] = 2.107$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{154.692}{93.9} \right] = 1.647$$

$$\bar{\lambda}_y = 2.107 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1.647 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(2.107 - 0.2) + 2.107^2 \right] = 3.186$$

$$\chi_y = \frac{1}{3.186 + \left[3.186^2 - 2.107^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.179$$

$$\chi_z = \frac{1}{3.186 + \left[3.186^2 - 1.647^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.169$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.169$$

$$N_{crd} = 0.169 \times 1 \times 2.34 \times \frac{23.5}{1.1} = 8.448 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 3.57 \text{ KN} < N_{crd} = 8.448 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

Vérification selon le ROBOT :

Le logiciel ROBOT nous donne ces vérifications suivantes :

Tableau VI.10 : Vérification de la poutre sablière

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
11	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.27	20 G+Q+1.2EX
12	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.27	20 G+Q+1.2EX
606	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.20	20 G+Q+1.2EX
607	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.21	20 G+Q+1.2EX
610	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.17	20 G+Q+1.2EX
611	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.17	20 G+Q+1.2EX
614	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.16	20 G+Q+1.2EX
615	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.17	20 G+Q+1.2EX
684	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.17	20 G+Q+1.2EX
685	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.18	20 G+Q+1.2EX
688	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.20	20 G+Q+1.2EX
689	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.21	20 G+Q+1.2EX
692	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.28	20 G+Q+1.2EX
693	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.29	20 G+Q+1.2EX
696	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.29	20 G+Q+1.2EX
697	OK CAE 35x3.5	ACIER E24	198.38	198.38	0.30	20 G+Q+1.2EX

IV.6 Dimensionnement et vérification des ciseaux de stabilité des fermes :

Calcul ROBOT

Figure VI.10 : Vérification des sections des ciseaux de stabilité des fermes par ROBOT

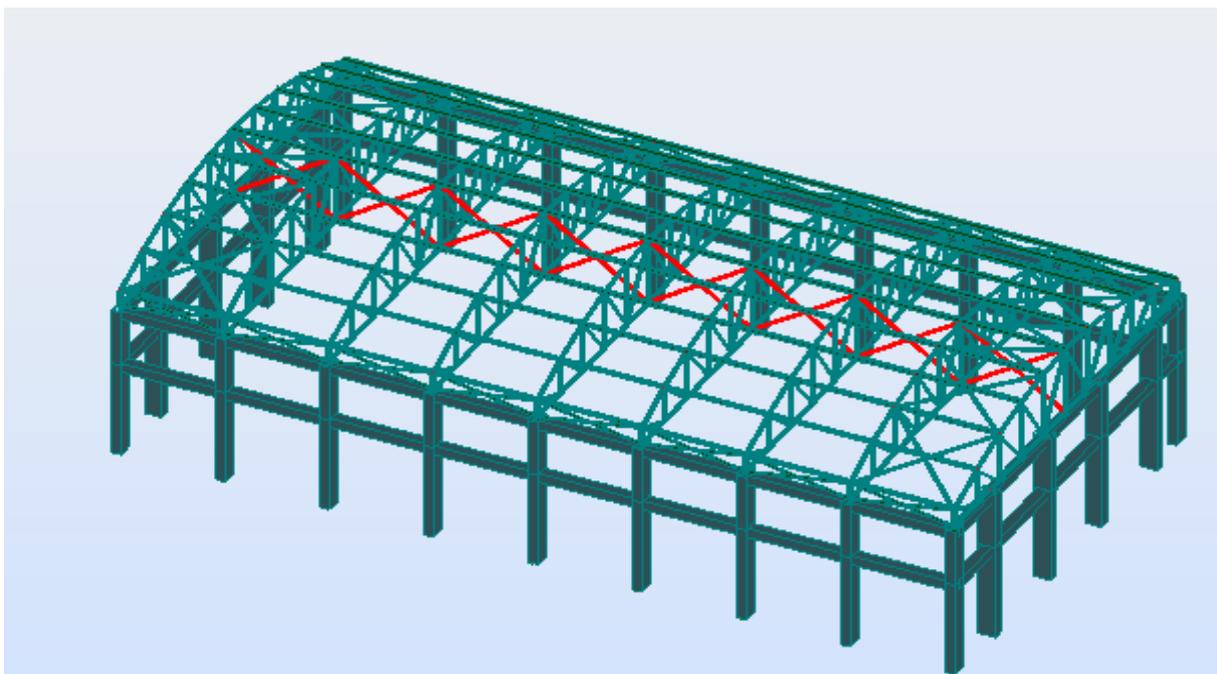


Figure VI.11: Repérage des ciseaux de stabilités en vue 3D

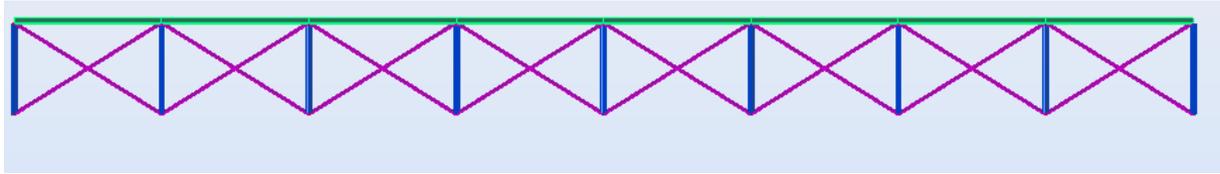


Figure VI.12: Vue de face des ciseaux de stabilités

Tableau VI.11 : Les efforts dans les éléments des ciseaux de stabilités

Elément	Combinaisons	Nsd(KN)
Compression	1.35G+1.5S	-35.16
Traction	G+1.5V2S	48.10

IV.6.1-Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : $A = 15.52 \text{ cm}^2$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{15.52 \times 23.5}{1.1} = 331.563 \text{ kN} \\ N_{sd} &= 48.10 \text{ kN} < N_{rd} = 331.563 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

IV.6.2- Vérification au flambement :

$$N^{\max} = -35.16 \text{ KN}$$

$$l_k = 251 \text{ cm}$$

$$L(90 \times 90 \times 9) \Rightarrow A = 15.52 \text{ cm}^2$$

$$I_y = I_\alpha = 36.88 = 115.83 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 215.958 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{115.83}{15.52}} = 2.731 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{215.958}{15.52}} = 3.73 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 91.907$$

$$\lambda_z = 67.292$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{91.907}{93.9} \right] = 0.97$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{67.292}{93.9} \right] = 0.716$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.97 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.716 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(0.97 - 0.2) + 0.97^2 \right] = 1.159$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.159 + \left[1.159^2 - 0.97^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.557$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.159 + \left[1.159^2 - 0.716^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.483$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.483$$

$$N_{crd} = 0.483 \times 1 \times 15.52 \times \frac{23.5}{1.1} = 160.145 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 35.16 \text{ KN} < N_{crd} = 160.145 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

Vérification selon le ROBOT :

Le logiciel ROBOT nous donne ces vérifications suivantes :

Tableau VI.12 : Vérification des ciseaux de stabilité des fermes

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
575	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.30	41 G+1.5V2S
576	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.24	41 G+1.5V2S
579	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.16	41 G+1.5V2S
580	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.15	41 G+1.5V2S
583	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.06	41 G+1.5V2S
584	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.06	21 G+Q+1.572EY
587	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.03	21 G+Q+1.572EY
588	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.03	21 G+Q+1.572EY
618	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.04	41 G+1.5V2S
619	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.06	21 G+Q+1.572EY
622	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.13	41 G+1.5V2S
623	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.16	41 G+1.5V2S
626	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.25	41 G+1.5V2S
627	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.23	41 G+1.5V2S
630	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.10	42 1.35G+1.5S
631	OK CAE 90x9	ACIER E24	73.58	91.97	0.10	42 1.35G+1.5S

Chapitre VII

Calcul des assemblages

I-Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composantes élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations.

Il y a plusieurs types d'assemblage dans la construction métallique et plusieurs techniques de réalisation, donc ils doivent cependant tous obéir à ne pas affaiblir la résistance des pièces.

II-Assemblage des éléments de la ferme:

L'assemblage se fait par la détermination des éléments les plus sollicités, et les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	191.52	130.40	107.86	55.57
Section	2L (80×80×6.5)	2L (90×90×9)	2L (70×70×6)	2L (70×70×5)

Les éléments de la ferme sont des éléments en double 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 :

Tableau VII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

- Pour les membrures supérieures : $N = 191.52 \text{ kN} < 200 \text{ kN}$
- Pour les membrures inférieures : $N = 130.40 \text{ kN} < 200 \text{ kN}$
- Pour les diagonales : $N = 107.86 \text{ kN} < 200 \text{ kN}$
- Pour les montants : $N = 55.57 \text{ kN} < 200 \text{ kN}$

Donc on choisit $e = 8\text{mm}$.

II.1.1- Pré dimensionnement de la gorge:

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 t_{\text{max}} \quad \text{avec :}$$

t_{max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\text{max}} = 8\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 8\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 4\text{mm} \Rightarrow a = 3.5\text{mm}$$

a) Les longueurs des soudures:

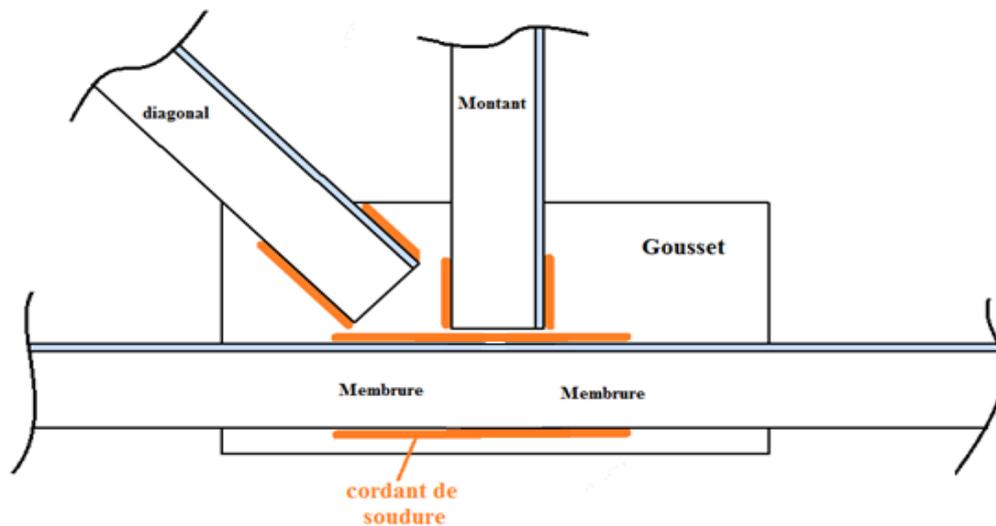


Figure VII.1 : Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

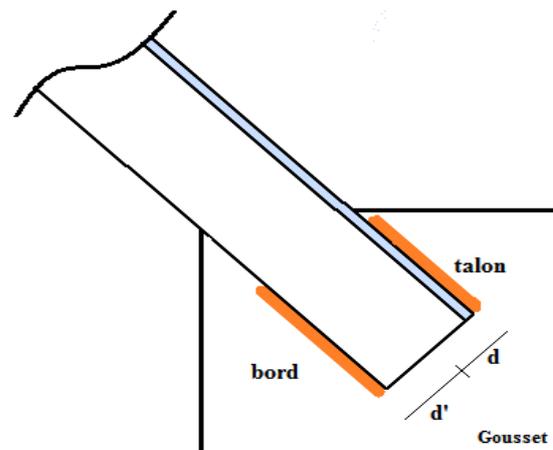


Figure VII.2 : Longueurs des soudures

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura:

$$L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u}$$

$N/2$: 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 $f_u = 360$ MPa

a : Gorge de la soudure $a = 3.5$ 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 :

Tableau VII.3 : Dimension des cordons de soudure

élément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L_{talon} (cm)	L_{bord} (cm)	
Membrures supérieures	2L (80×80×6.5)	4.31	2.19	8.72	13.16	3.5
Membrures inférieures	2L (90×90×9)	6.46	2.54	6.43	8.96	3.5
Diagonales	2L (70×70×6)	4.07	1.93	5.02	7.41	3.5
Montants	2L (70×70×5)	3.09	1.91	2.36	3.81	3.5

III-Assemblage poteau – ferme : (HEA160 – 70x70x5)

III.1-Disposition des boulons :

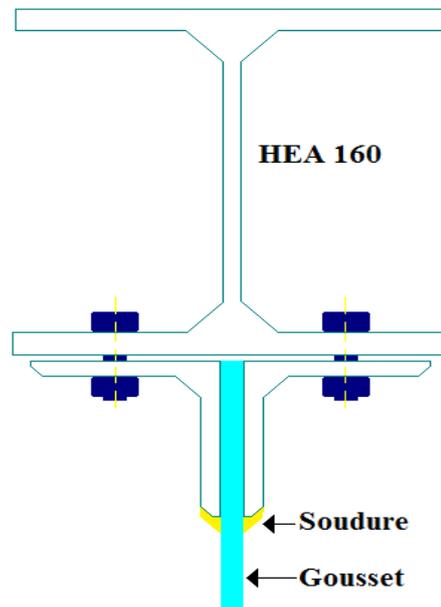


Figure VII.3 : Détail assemblage ferme – poteau

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 du à l'effort de traction dans le dernier montant.

- L'ELU : CAS (G + 1.5 V2S)

$$\begin{cases} M_U = 19.25 \text{ kN.m} \\ V_U = 54.90 \text{ kN} \end{cases}$$

- L'ELS : CAS (G + V2S)

$$\begin{cases} M_S = 11.92 \text{ kN.m} \\ V_S = 34.04 \text{ kN} \end{cases}$$

On considérera forfaitairement 6 rangés de boulons M12 ; $d_0 = 13\text{mm}$; 2L (70x70x5) $t=5\text{mm}$, de longueur = 75cm.

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ ou } 150\text{mm} \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ ou } 200\text{mm} \\ 1.5d_0 < e_2 \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 15.6\text{mm} \leq e_1 \leq 60\text{mm} \\ 28.5\text{mm} \leq p_1 \leq 70\text{mm} \\ 19.5 < e_2 \end{cases}$$

Soit $e_1 = 40\text{mm}$ $P_1 = 60\text{mm}$ $e_2 = 21\text{mm}$

Les 3 rangées de boulons supérieurs 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 pied du montant.

$$d_1 = 75 - 4 = 71 \text{ cm}$$

$$d_2 = 71 - 6 = 65 \text{ cm}$$

$$d_3 = 65 - 6 = 59 \text{ cm}$$

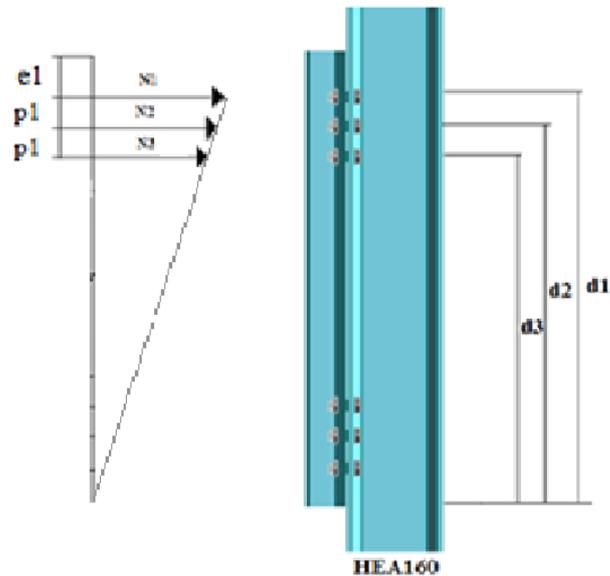


Figure VII.4 : distribution des efforts

➤ **L'ELU :**

$$N_1 = \frac{19.25 \times 0.71}{(0.71)^2 + (0.65)^2 + (0.59)^2} = 10.72 \text{ kN}$$

$$N_1 = 10.72 \text{ kN}$$

➤ **L'ELS :**

$$N_1 = \frac{11.92 \times 0.71}{(0.71)^2 + (0.65)^2 + (0.59)^2} = 6.63 \text{ kN}$$

$$N_1 = 6.63 \text{ kN}$$

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

$$L'ELU : \quad V_{sd} = \frac{54.90}{12 \times 1} = 4.57 \text{ kN}$$

$$L'ELS : \quad V_{sd} = \frac{34.04}{12 \times 1} = 2.83 \text{ kN}$$

La résistance d'un boulon précontraint soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction est donnée comme suit:

$$V_R = \frac{K_S \times \mu \times n (F_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_{ms}} \geq V_{sd} \quad \text{L'article 6.5.8.4 EC3}$$

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

F_p : effort de précontrainte

f_{ub} : résistance ultime à la traction du boulon

A_s : section résistante de la partie fileté.

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

$$\gamma_{ms} : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_{ms} = 1.25 \Rightarrow ELU \\ \gamma_{ms} = 1.1 \Rightarrow ELS \end{cases}$$

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 à l'assemblage trop long:

La longueur de l'assemblage est : $L=750-(2 \times 40)=670 \text{ mm}$

$$15 \times d = 15 \times 12 = 180 \text{ mm}$$

$L = 760 \text{ mm} > 15 \times d = 180 \text{ mm}$; donc l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant V_R doit être minoré par un coefficient β_{lf} :

$$\beta_{lf} = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{670 - 180}{200 \times 12} \right) = 0.79$$

Donc : $0.75 \leq \beta_{lf} \leq 1$ vérifiée

➤ **L'ELU :**

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{10.72}{2} = 5.36kN$$

$$F_{tsd} = 5.36kN.$$

$$V_R = \frac{0.79 \times 0.3 \times 1 \times 1 \times [0.7 \times 0.843 \times 80 - 0.8 \times 5.36]}{1.25} = 8.137kN$$

$$V_{Sd} = 4.57kN < 8.137kN \Rightarrow \text{vérifié}$$

➤ **L'ELS :**

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{6.63}{2} = 3.315kN$$

$$F_{tsd} = 3.315kN.$$

$$V_R = \frac{0.79 \times 0.3 \times 1 \times 1 \times [0.7 \times 0.843 \times 80 - 0.8 \times 3.315]}{1.1} = 9.599kN$$

$$V_{Sd} = 2.83kN < 9.599kN \Rightarrow \text{vérifié}$$

III.3 Au poinçonnement

$$B_{P,Rd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_{ub} \div \gamma_{Mb} \quad \text{l'article 6.5.5 EC3}$$

$$d_m = 20.5 \text{ mm.}$$

$$t_p = 5 \text{ mm (épaisseur de la cornière).}$$

$$f_{ub} = 360 \text{ Mpa.}$$

$$B_{P,Rd} = 0.6 \times 3.14 \times 20.5 \times 0.5 \times 360 \div 1.25 = 55.61kN$$

$$B_{p,Rd} = 55.61 \text{ kN} > F_{t,sd} = 5.36 \text{ kN} \quad \text{Vérifié}$$

III.4 Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5 \alpha f_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1\right)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 1 \times 36 \times 1.2 \times 0.5 \div 1.25 = 43.2 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = 4.57 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 43.2 \text{ kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

IV-Assemblage des éléments de la poutre au vent :

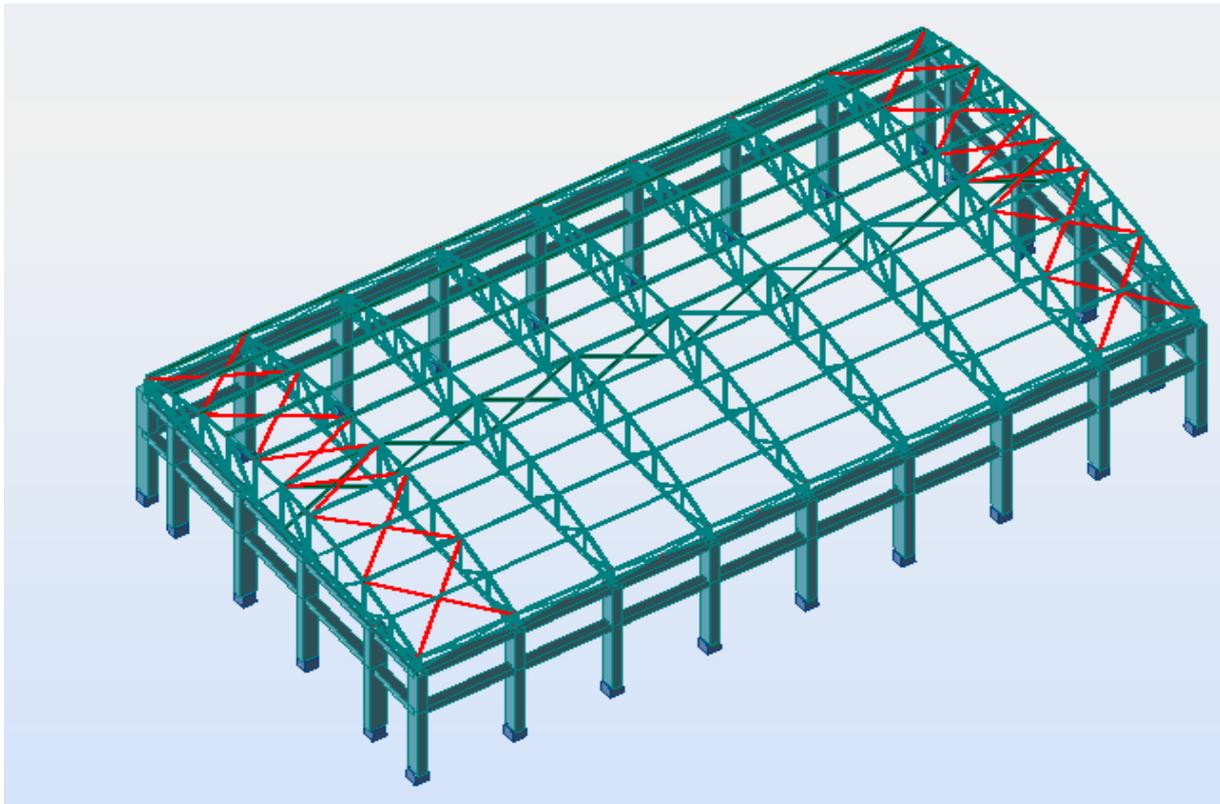


Figure VII.5 : Poutre au vent en pignon

IV.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.

$$N_{ELU} = 19.70 \text{ kN}$$

$$N_{ELS} = 17.01 \text{ kN}$$

On utilise des boulons ordinaires M12 de classe 6.8 soumis au cisaillement d'où:

$$F_{SRd} = \frac{0.5 A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1.25$$

Boulon de classe 6.8 $\Rightarrow f_{ub} = 600 \text{ MPa}$

Les diagonales : 2L (45x45x4)

Boulon M12, $A_s = 0.843 \text{ cm}^2$

On doit déterminer le nombre des boulons.

$$F_{vRd} = \frac{0.5 \times 0.843 \times 60}{1.25} = 20.232 \text{ kN}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

L'effort tranchant repris par un boulon est: $F_{V,sd} = \frac{N}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{sRd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{sRd} \times p} = \frac{19.70}{20.232 \times 1} = 0.973$$

Soit n=2 Boulons de M12 pour chaque cornière.

➤ **Vérification à l'ELS:**

$$F_{vRd} = \frac{0.5 \times 0.843 \times 60}{1.1} = 22.99 \text{ kN}$$

$$F_V = \frac{17.01}{2 \times 1} = 8.505 \text{ kN}$$

$$F_{vRd} = 22.99 > F_V = 8.505 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc on admet les boulons **2M12 de classe 6.8**.

❖ **Disposition des boulons:**

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{ mm} \end{cases} ; \begin{cases} e_2 \geq 1.2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{ mm} \end{cases} ; \begin{cases} p_1 \geq 2.2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{cases}$$

$$e_1 = 30 \text{ mm} \dots\dots\dots e_2 = 18 \text{ mm} \dots\dots\dots p_1 = 40 \text{ mm}$$

On opte pour **4 Boulons ordinaires M12 avec un gousset de 8mm**.

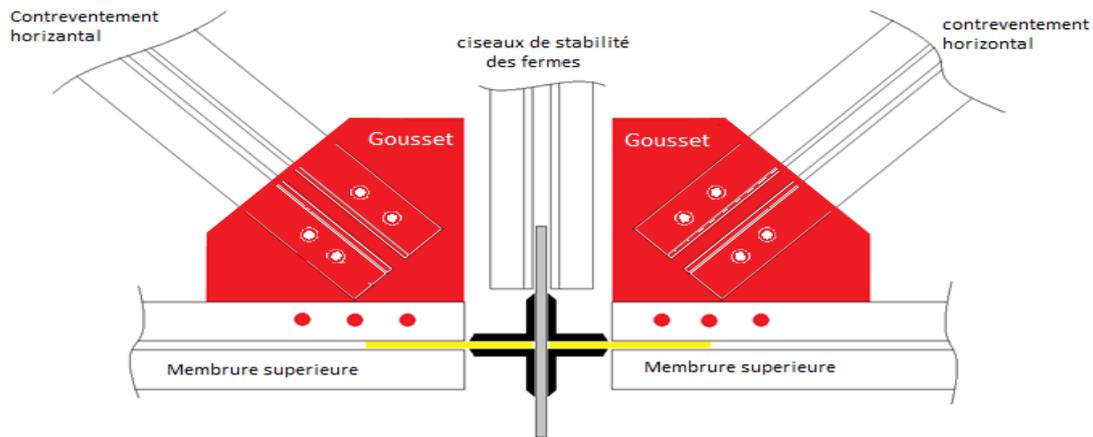


Figure VII.6 : Détail d'assemblage au sommet de la ferme

IV.2 Vérification à la pression diamétrale :

- **Pour la cornière :** on doit vérifier la formule suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1\right)$$

$$\alpha = 0.77$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 0.77 \times 36 \times 1.3 \times 0.4 / 1.25 = 28.82 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n \times p} = \frac{19.70}{2 \times 2} = 4.925 \text{ kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

- **Pour le gousset:**

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1\right)$$

$$\alpha = 0.77$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 0.77 \times 36 \times 1.3 \times 0.8 / 1.25 = 57.65 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n \times p} = \frac{19.70}{2 \times 1} = 9.85 \text{ kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

- **Rupture de la section nette :**

$$N_{u,Rd} = 0.9A_{net}f_u \div \gamma_{mb}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (45 - 13) \times 4 = 128 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 347 - (13 \times 4) - 108 = 187 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 128}{3 \times 128 + 187} = 0.672$$

$$A_{net} = 2(108 + 0.672 \times 187) = 467.328 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 467.328 \times 360 \div 1.25 = 121.13 \text{ kN} > 19.70 \text{ kN}$$

IV.3-Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme

Forfaitairement, on vérifiera l'assemblage pour 3 boulons ordinaires de classe 6.8

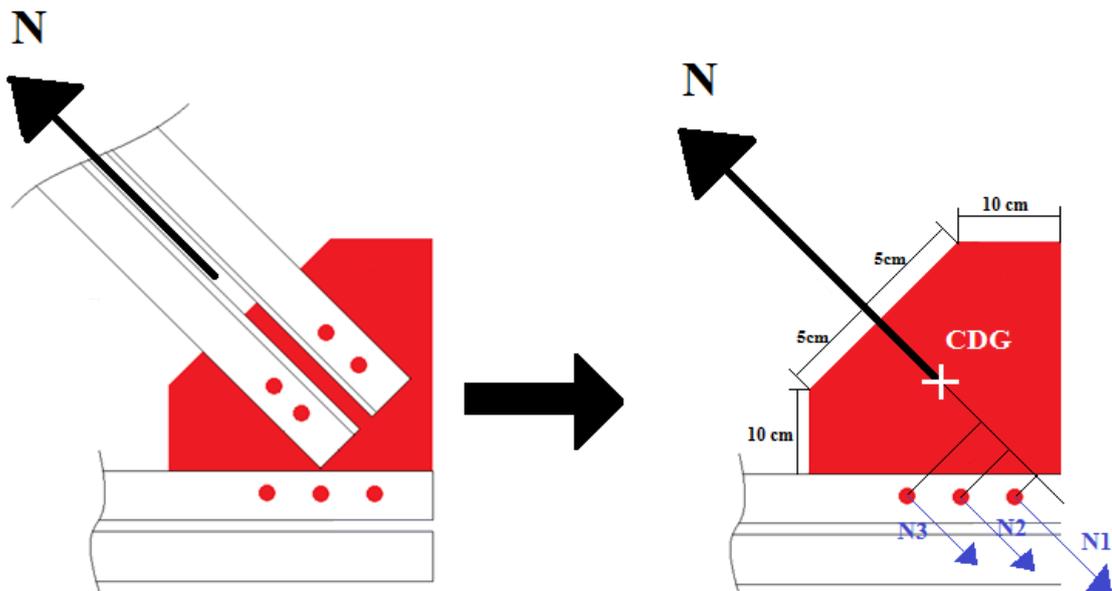


Figure VII.7 : Assemblage gousset – membrure supérieure

Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon:

$$Q = 19.70 \text{ kN}$$

$$Q_v = 19.70 \cos 23 = 18.133 \text{ kN}$$

$$Q_h = 19.70 \sin 23 = 7.69 \text{ kN}$$

❖ Cisaillement vertical des boulons :

$$Q_{1V} = \frac{Q_V}{n} \quad n : \text{nombre de boulon}$$

$$Q_{1V} = \frac{18.133}{3} = 6.044 \text{ kN}$$

$$Q_{1h} = \frac{7.69}{3} = 2.563 \text{ kN}$$

D'où l'effort de cisaillement Q_{\max} sur le boulon est:

$$Q_{\max} = \sqrt{Q_{1V}^2 + Q_{1h}^2} = \sqrt{6.044^2 + 2.563^2} = 6.564 \text{ kN}$$

$$Q_{\max} = 6.564 \text{ kN}$$

a) Vérification à la résistance des boulons :

➤ au cisaillement seul :

$$Q_{\max} \leq F_{srd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_p}{\gamma_{m0}}$$

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 0.843 \times 80 = 47.208 \text{ kN}$$

$$F_{srd} = 0.3 \times 1 \times 1 \times \frac{47.208}{1.25} = 11.329 \text{ kN}$$

D'où : $Q_{\max} = 6.564 \text{ kN} < F_{srd} = 11.329 \text{ kN}$ vérifié

Donc : on choisit 6M12 de classe 6.8.

V-Assemblage du couvre joint:

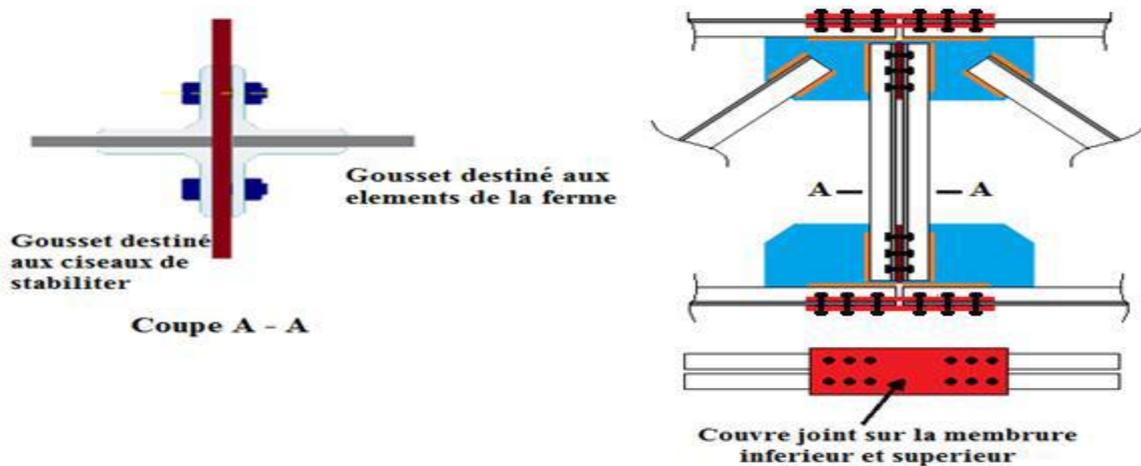


Figure VII.8 : Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme

On considérera forfaitairement 12 boulons ordinaires M12 de classe 6.8 ; $d_0 = 13\text{mm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1.2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120\text{mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1.2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120\text{mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2.2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140\text{mm} \end{array} \right.$$

Soit : $e_1=40\text{mm}$ $e_2=40\text{mm}$ $p_1=60\text{mm}$

V.1- Assemblage du couvre joint dans la membrure inférieure:

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir $G + 1.5V2S$.

Le couvre joint sera sollicité à un effort de traction qui vaut :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

$$N_{ELU} = 152.30\text{kN}$$

$$N_{ELS} = 93.64\text{kN}$$

On utilise des boulons précontraints dont la résistance de calcul au glissement F_{SRd} est donnée par la formule :

$$F_{SRd} = \frac{K_S \times \mu \times n \times F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\text{Boulon de classe 6.8} \Rightarrow f_u = 600\text{MPa}$$

$$\text{Boulon M12, } A_s = 0.843 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$F_{SRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 0,7 \times 60 \times 0,843}{1,25} = 8,497\text{kN}$$

➤ Vérification à l'ELU :

L'effort tranchant repris par un boulon est: $F_{V,sd} = \frac{N/2}{n \times p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{sRd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{sRd} \times p} = \frac{152.30/2}{8.497 \times 2} = 4.473$$

Soit $n=5$ Boulons par rangée.

➤ **Vérification à l'ELS:**

$$F_{sRd} = \frac{1 \times 1 \times 0.7 \times 60 \times 0.843}{1.1} = 32.187 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{93.64/2}{5 \times 1} = 9.364 \text{ kN}$$

$$F_{sRd} = 32.187 > F_V = 9.364 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc on admet **les boulons 5M12 de classe 6.8 par rangées.**

✓ **Vérification à la pression diamétrale :**

- **Pour la cornière :** on doit vérifier la formule suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1\right)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 1 \times 36 \times 1.2 \times 0.9 / 1.25 = 77.76 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N/4}{n \times p} = \frac{38.075}{4 \times 1} = 9.518 \text{ kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

- **Pour la platine:**

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5 \alpha F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1\right)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 1 \times 36 \times 1.2 \times 1 / 1.25 = 86.4 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n \times p} = \frac{152.3}{16 \times 1} = 9.518 \text{ kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

- **Rupture de la section nette :**

$$N_{u,Rd} = 0.9A_{net}f_u \div \gamma_{mb}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (90 - 13) \times 9 = 693 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1552 - (13 \times 9) - 693 = 742 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 693}{3 \times 693 + 742} = 0.736$$

$$A_{net} = 2(693 + 0.736 \times 742) = 2478.224 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 2478.224 \times 360 \div 1.25 = 642.35 \text{ kN} > 152.30 \text{ kN}$$

V.2- Assemblage du couvre joint dans la membrure supérieure:

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

$$N_{ELU} = 189.56 \text{ kN}$$

$$N_{ELS} = 118.09 \text{ kN}$$

On utilise des boulons précontraints dont la résistance de calcul au glissement F_{SRd} est donnée par la formule :

$$F_{SRd} = \frac{K_s \times \mu \times n \times F_p}{\gamma_{mb}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1.25$$

Boulon de classe 6.8 $\Rightarrow f_u = 600 \text{ MPa}$

Boulon M12, $A_s = 0.843 \text{ cm}^2$

D'où :

$$F_{SRd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 0.7 \times 60 \times 0.843}{1.25} = 8.497 \text{ kN}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

L'effort tranchant repris par un boulon est: $F_{V,sd} = \frac{N/2}{n \times p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{sRd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{sRd} \times p} = \frac{189,56/2}{8,497 \times 2} = 5,577$$

Soit n=6 Boulons par rangée

➤ **Vérification à l'ELS:**

$$F_{sRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,7 \times 60 \times 0,843}{1,1} = 32,187 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{118,09/2}{12 \times 1} = 4,92 \text{ kN}$$

$$F_{sRd} = 32,187 > F_V = 4,92 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc on admet les boulons 6M12 de classe 6.8 par rangée.

✓ **Vérification à la pression diamétrale :**

- **Pour la cornière :**

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1\right)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 25 \times 1 \times 36 \times 1,2 \times 0,65 / 1,25 = 56,16 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N/4}{n \times p} = \frac{47,39}{6 \times 1} = 7,89 \text{ kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

- **Pour la platine:**

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \alpha F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1\right)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1 \times 36 \times 1,2 \times 1 / 1,25 = 86,4 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n \times p} = \frac{189,56}{24 \times 1} = 7,89 \text{ kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

- **Rupture de la section nette :**

$$N_{u,Rd} = 0.9 A_{net} f_u \div \gamma_{mb}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (80 - 13) \times 6.5 = 435.5 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1008 - (13 \times 6.5) - 435.5 = 488 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 435.5}{3 \times 435.5 + 488} = 0.728$$

$$A_{net} = 2(435.5 + 0.728 \times 488) = 1581.528 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 1581.528 \times 360 \div 1.25 = 409.93 \text{ kN} > 189.56 \text{ kN}$$

VI -Assemblage de la poutre sablière :

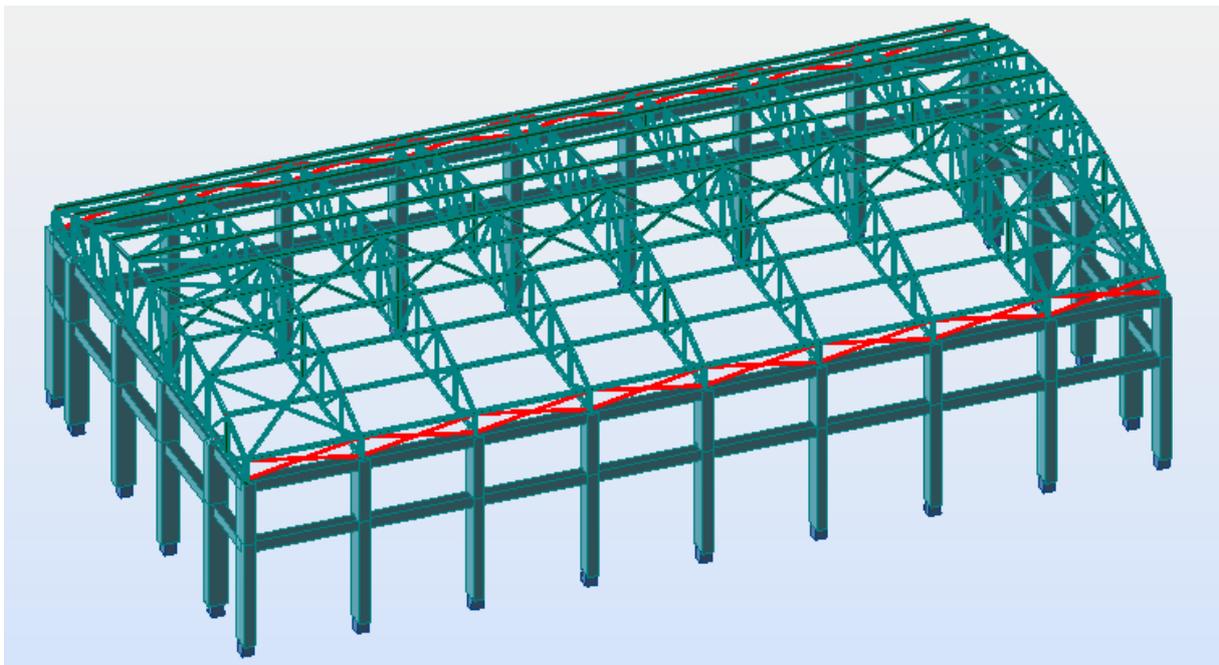


Figure VII.9 : Repérage de la poutre sablière en vue 3D

VI.1 Dimensionnement et calcul de l'assemblage :

Les barres constituées d'une seule cornière (35x35x3.5), sont soumises uniquement aux efforts de traction ou compression, ce qui se traduit en effort de cisaillement dans les boulons.

$$N_{max} = 3.57 \text{ kN}$$

On utilisera des boulons ordinaires M10 de classe 5.8, Afin de réaliser une articulation

$$F_{VRd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{ub} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{Mb} = 1.25$$

$$A_s = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$F_{VRd} = \frac{0.5 \times 0.58 \times 500}{1.25} = 11.6 \text{ kN}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est : $F_{V,sd} = \frac{N}{n \times p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{sRd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{sRd} \times p} = \frac{3.57}{11.6 \times 1} = 0.30$$

Soit $n=2$ Boulons

Donc on opte pour un gousset de 8mm et **2 boulons M10 de classe 5.8**

❖ **Disposition des boulons:**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1.2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1.2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2.2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Soit : $e_1=30\text{mm}$ $e_2=15\text{mm}$ $p_1=40\text{mm}$

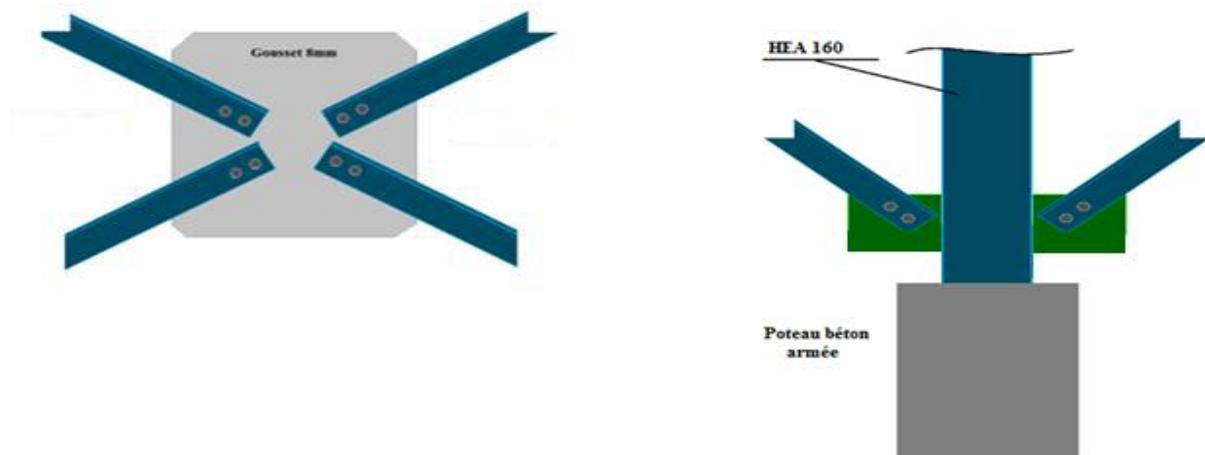


Figure VII.10 : Assemblage des diagonales entre les poteaux ainsi l'assemblage de la poutre sur le poteau

VI.2 Vérifications supplémentaires**- Pression diamétrale :**

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5a f_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1\right)$$

$$\alpha = 0,77$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,77 \times 36 \times 1 \times 0,35 / 1,25 = 19,4 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n \times p} = \frac{3,57}{2 \times 1} = 1,785 \text{ kN}$$

donc $F_{V,sd} \leq F_{b,Rd}$ vérifiée

- Rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u \div \gamma_{mb}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (35 - 11) \times 3,5 = 84 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 234 - (11 \times 3,5) - 84 = 111,5 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 84}{3 \times 84 + 111,5} = 0,693$$

$$A_{net} = 2(84 + 0,693 \times 111,5) = 322,539 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 322,539 \times 360 \div 1,25 = 83,6 \text{ kN} > 3,57 \text{ kN}$$

VI.3 Assemblage du gousset sur le poteau :

Le gousset sera soudé à l'âme du poteau, d'où :

$$a \geq \frac{N \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{l \times f_u}$$

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

l : Longueur du cordant de soudure, soit la largeur du gousset (10cm).

$$a \geq \frac{3.57 \times 1.25 \times 0.8 \times \sqrt{3}}{100 \times 360} = 0.17 \text{ mm}$$

Soit $a = 2 \text{ mm}$. Soit deux cordons de soudure de part et d'autre du gousset

VII- Assemblages des ciseaux de stabilité des fermes :

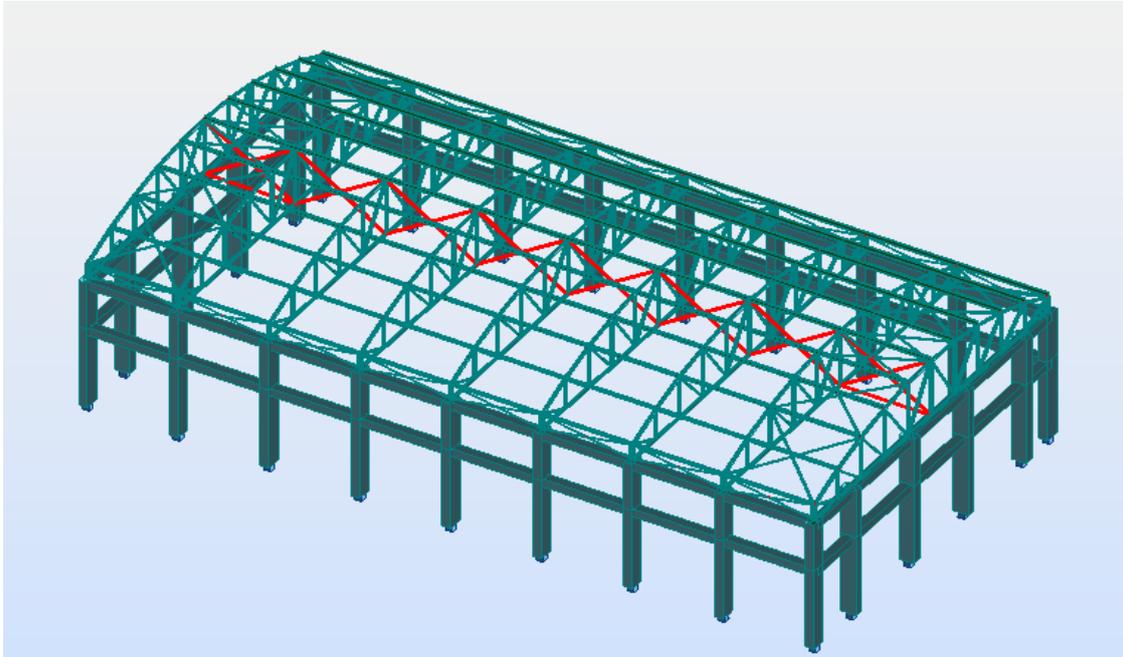


Figure VII.11 : Repérage des ciseaux de stabilités en vue 3D

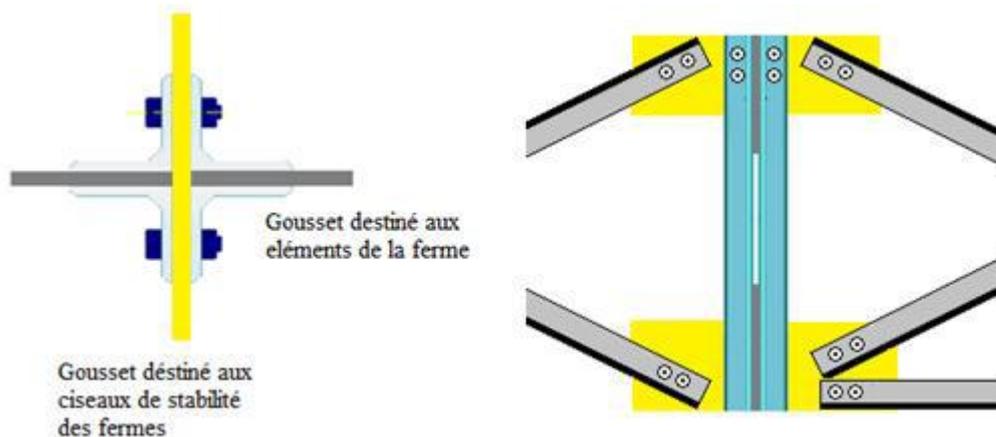


Figure VII.12 : Détail de l'assemblage des ciseaux de stabilité des fermes

VII.1 Dimensionnement de l'assemblage :

Les barres constituées de L (90x90x9), sont soumises uniquement aux efforts de traction ou compression, ce qui se traduit en effort de cisaillement dans les boulons.

$$N_{\max} = 50.44 \text{ kN}$$

On utilisera des boulons ordinaires M12 de classe 6.8 afin de réaliser une articulation

$$F_{VRd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{ub} = 600 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{Mb} = 1.25$$

$$A_s = 0.843 \text{ cm}^2$$

$$F_{VRd} = \frac{0.5 \times 0.843 \times 60}{1.25} = 20.232 \text{ kN}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est : $F_{V,sd} = \frac{N}{n \times p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{sRd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{sRd} \times p} = \frac{50.44}{20.232 \times 1} = 2.49$$

Soit $n=3$ Boulons

Donc on opte pour **un gousset de 8mm et 3 boulons M12 de classe 6.8**

❖ **Disposition des boulons:**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1.2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1.2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2.2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Soit : $e_1=60\text{mm}$ $e_2=20\text{mm}$ $p_1=60\text{mm}$

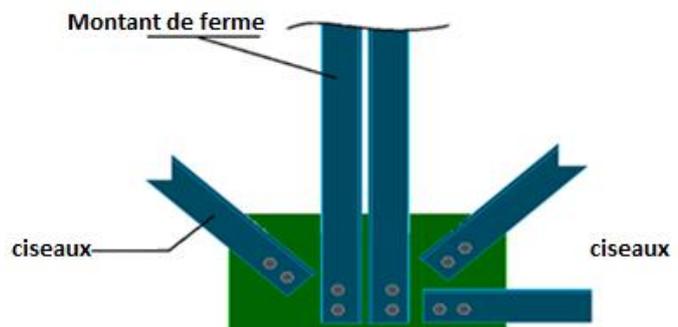
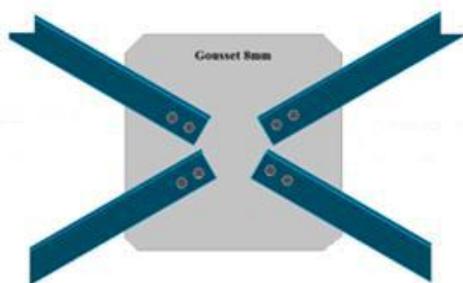


Figure VII.13 : Assemblages des ciseaux entre les fermes ainsi l'assemblage des ciseaux à la l'avant dernière ferme

VII.2 Vérifications supplémentaires :**- Pression diamétrale :**

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5 a f_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1\right)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 1 \times 36 \times 1.2 \times 0.9 / 1.25 = 77.76 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n \times p} = \frac{50.44}{3 \times 1} = 16.81 \text{ kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

- Rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9 A_{net} f_u \div \gamma_{mb}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (90 - 13) \times 9 = 693 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1552 - (13 \times 9) - 693 = 742 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 693}{3 \times 693 + 742} = 0.736$$

$$A_{net} = 2(693 + 0.736 \times 742) = 2478.224 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 2478.224 \times 360 \div 1.25 = 642.35 \text{ kN} > 50.44 \text{ kN}$$

VIII -Assemblage de l'échantignolle :**VIII.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle :**

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_{vZ} / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne). Voir schéma statique de l'échantignolle (Fig. III.6 chapitre II).

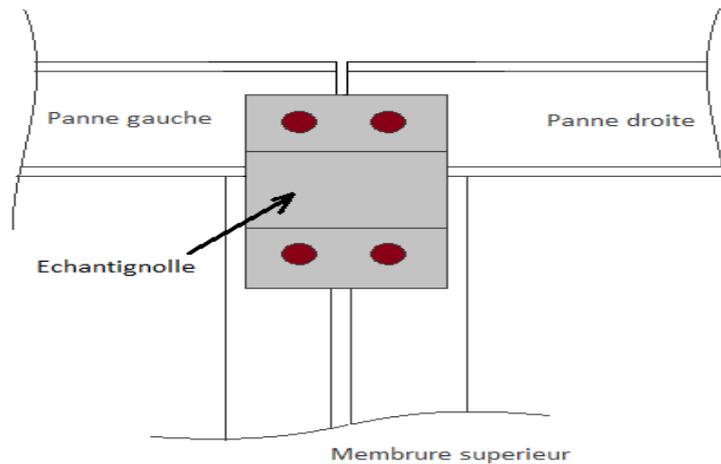


Figure VII.14 : Vue de face de l'échantignolle

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$

$R_{VZ\text{ max}} = 24.057\text{ KN}$ et celui due au vent (voire chapitre II calcul de l'échantignolle).

$$F_{VRd} = \frac{0.5 \times A_S \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.5 \times 0.843 \times 60}{1.25} = 20.16\text{KN} > \frac{24.057}{2} = 12.028\text{KN}$$

VIII.2 Assemblage de l'échantignolle sur la membrure :

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_Z = -24.057\text{KN}$$

$$V_Y = 0.256\text{KN}$$

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$.

$$\frac{F_{V,Sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times A_S \times f_{ub} \div \gamma_{mb} = 0.9 \times 0.843 \times 60 \div 1.5 = 30.34\text{KN}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times A_S \times f_{ub} \div \gamma_{mb} = 0.5 \times 0.843 \times 60 \div 1.25 = 20.16\text{KN}$$

$$\frac{0.128}{20.16} + \frac{12.028}{1.4 \times 30.34} = 0.289 \leq 1$$

$$12.028 \leq 30.34$$

IX -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 jusqu'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

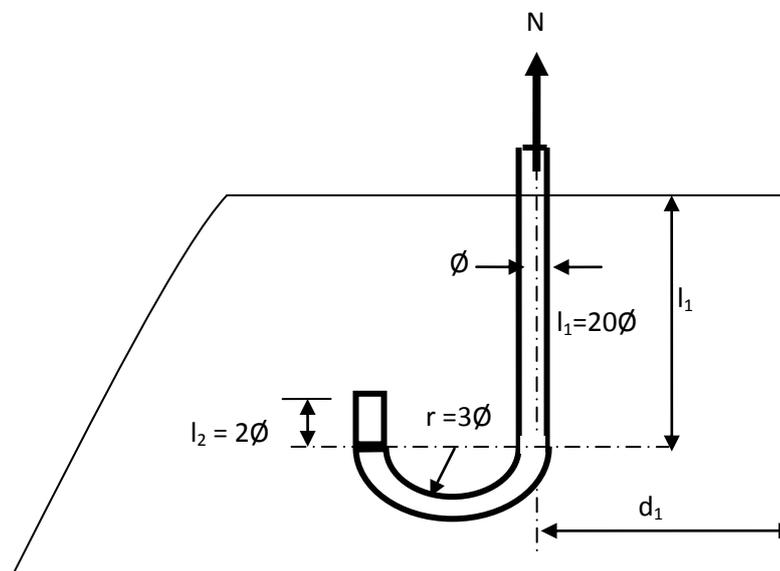
Tableau VII.4 : Les sollicitations les plus défavorables

Combinaisons	N (kN)	M_y (kN.m)	V_y (kN)	M_z (kN.m)	V_z (kN)
G+1,5 V2S	88.04	14.53	0	0	-16.67
1,35G + 1,5S	-109.17	-2.64	0	0	23.17

IX.1-Dimensionnement des tiges d'ancrages:

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 88.04 \text{ kN.}$$

**Figure VII.15 :** Tige d'encrage du pied du poteau.

h_p : la hauteur de la section HEA160 $h_p = 152 \text{ mm.}$

b_p : la largeur de la section HEA160 $b_p = 160 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 \text{ à } 150) \text{ mm, on prend : } c = 100 \text{ mm}$

$$a = h_p + 2c = 152 + 200 = 352 \text{ mm}$$

$$b = b_p + 2c = 160 + 200 = 360 \text{ mm}$$

Soit $e_1 = e_2 = 50 \text{ mm}$

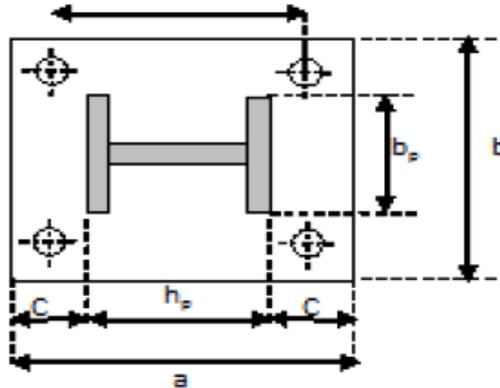


Figure VII.16 : Dispositions constructives

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 :

$$\frac{N_t}{4} \leq \frac{\pi \times \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{88.04}{3.14 \times 23.5}} = 1.09 \text{ cm}$$

Donc : $\phi = 1.5 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **15 mm** de diamètre.

IX.2-Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} \cdot (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, l_1 = 20\phi, l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m^3

$$r = 3\phi = 4.5 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 30 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 3 \text{ cm}$$

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{1.5}{\left(1 + \frac{1.5}{5} \right)^2} \cdot (30 + 28.8 + 10.5) = 21.22 \text{ kN}$$

$$N_a = 21.22 \text{ kN} \leq \frac{N_t}{4} = 22.01 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Non Vérifiée}$$

Donc : on augmente le diamètre des tiges

On prend $\phi = 2 \text{ cm}$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{2}{\left(1 + \frac{2}{5} \right)^2} \cdot (40 + 38.4 + 14) = 32.528 \text{ kN}$$

$$N_a = 32.528 \text{ kN} \geq \frac{N_t}{4} = 22.01 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\phi = 2 \text{ cm}$

IX.3-Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{14.53}{88.04} = 0.165 \text{ m}$$

$$e = 16.5 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{30.2}{6} = 5.03 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 6.28 \text{ cm}^2 \quad (A : \text{aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = 32.3 \text{ cm}$$

$$h = 30.2 \text{ cm}$$

$$b = 36 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3(l-h)h^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h^3 + (6.3)h^2 + 507.11h' - 15314.722 = 0$$

$$h' = 16.974 \text{ cm}$$

IX.3.1-Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 88.04 \times 32.3}{36 \times 16.974 \left(30.2 - \frac{16.974}{3} \right)} = 3.79 \text{ MPa} < f_{ub} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

IX.3.2-Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N \left(l - h + \frac{h'}{3} \right)}{A \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{88.04}{6.28} \cdot \frac{32.3 - 30.2 + \frac{16.974}{3}}{\left(30.2 - \frac{16.974}{3} \right)} = 44.31 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

IX.4-Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

IX.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 :

$$M_1 = 3.79 \times 10 \times 5 \times 10^{-3} = 0.189 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{1.146}{2} \right) \frac{10}{3} \times 10^{-3} = 0.019 \text{ kN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.17 \text{ kN.m}$$

- 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 :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.17 \times 6}{23.5 \times 10^{-2}}} = 2.08 \text{ cm}$$

$$t \geq 2.08 \text{ cm}$$

IX.4.2 Vérification de la section 2-2 :

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 3.79 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.189 \text{ kN.m}$$

$$D'où : t \geq \sqrt{\frac{0.189 \times 6}{23.5 \times 10^{-2}}} = 2.19 \text{ cm}$$

$$t \geq 2.19 \text{ cm}$$

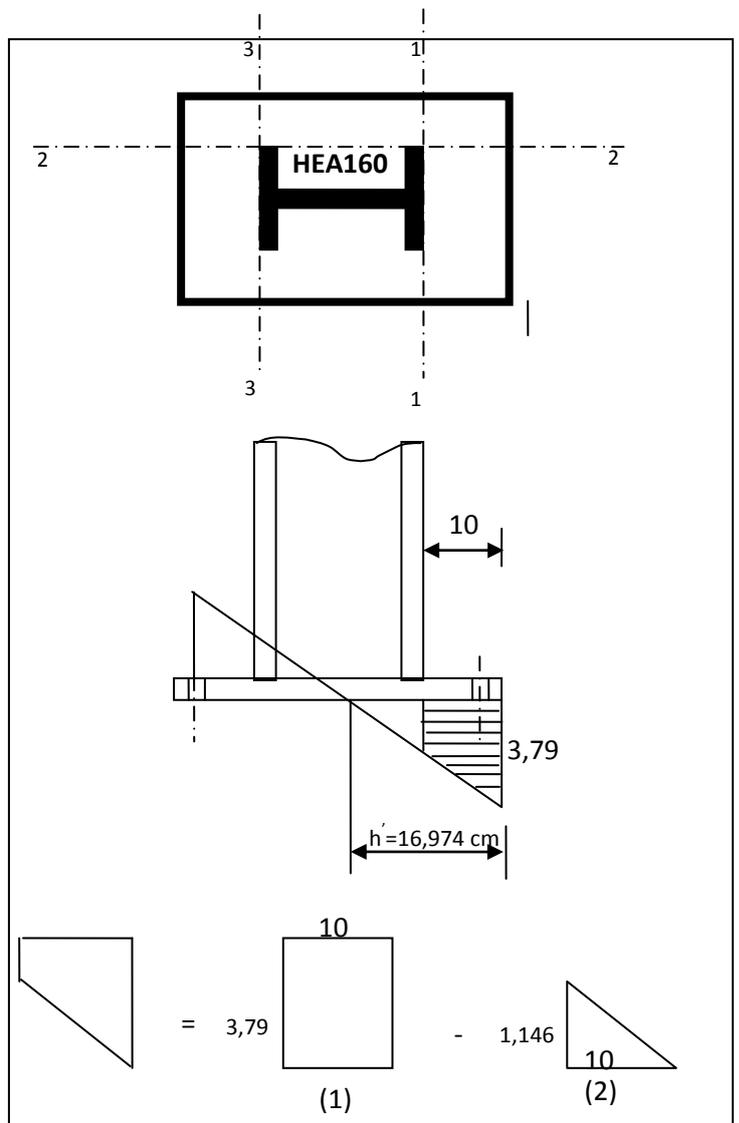


Figure VII.17 : Vérification dans la section 1-1

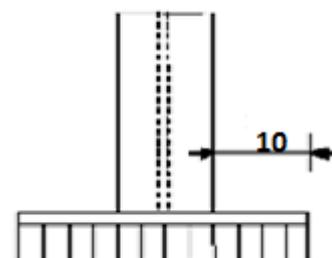


Figure VII.18 : Vérification de la section 2-2

IX.4.3 Vérification de la section 3-3 :

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.05T$

$$T = A \times \sigma_a = 6.28 \times 44.31 \times 10^{-1} = 27.82 \text{ kN}$$

$$M = 0.05 \times 27.82 = 1.391 \text{ kN.m}$$

$$M = \frac{50r^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{6M}{50r^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 1.391}{50 \times 23.5}}$$

$$t \geq 0.084 \text{ cm}$$

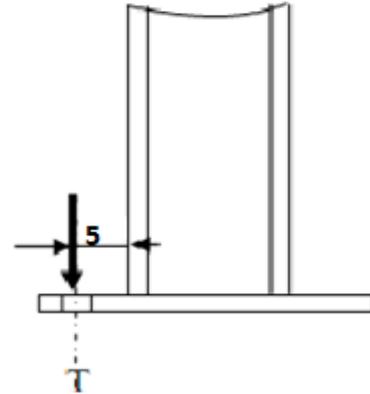


Figure VII.19 : Vérification de la section 3-3

En conclusion :

On prendra une platine uniforme pour tous les poteaux d'épaisseur : **t = 25 mm.**

Chapitre VIII

Etude de l'ossature

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 combinaisons d'actions suivantes :

ELUF

- $1.35G + 1.5Q$

ELSF

- $G+Q$

RPA99 (ELUA)

- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

I.1- Les recommandations du RPA99 V2003 :**❖ Les armatures longitudinales****RPA99 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 minimum est de 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- La longueur de recouvrement minimale est de 40Φ en zone II_a
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant résume le ferrailage des poteaux :

Tableau VIII.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux

Les différents poteaux	A : Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)=0,8%A	A _{max} (cm ²)=4%A Zone courante	A _{max} (cm ²) = 6%A Zone nodale
Poteau type 1	50×40 (cm ²)	16	80	120
Poteau type 2	35×35 (cm ²)	9.8	49	73.5

❖ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{RPA 99 V 2003 (Art 7.4.2.2)}$$

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 :

$$t \leq \min(10 \times \phi_1; 15 \text{ cm}) \quad (\text{zone nodale})$$

$$t \leq 15 \times \phi_1 \quad (\text{zone courante}).$$

(ϕ_1 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 est $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$- A^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

- 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-Ferraillage des poteaux :

a- Les armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par des sollicitations maximales calculées à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** et cela après comparaison avec le ferraillage minimum donné par le RPA99 V2003 en zone IIa.

Les Résultats de ferraillage des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.2 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

Poteau	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Type 1	189.09	19.84	3.6	101.8	189.07	3.6	16	4HA20+2HA16=16.59
Type 2	157.97	4.95	2.8	33.72	91.77	2.8	9.8	4HA16+4HA12=12.56

b- Les armatures transversales :

Tableau VIII.3 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Les différents poteaux	Poteau type 1	Poteau type 2
Section (cm)	50×40	35×35
ϕ_l^{\max} (cm)	2.0	1.6
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.2
l_f (cm)	283.5	283.5
λ_g	7.08	8.1
$t_{zone\ nodale}$ (cm)	15	12
$t_{zone\ courante}$ (cm)	20	18
V _u (kN)	23.85	12.02
A ^t (cm ²)	0.6	0.22
A _{min} ^t (cm ²) zone nodale	1.8	1.26
A _{min} ^t (cm ²) zone courante	2.4	1.89
A _{adoptée} ^t (cm ²)	3.14	2.01
Nombre de barres	4HA10	4HA8

Conformément aux règles du RPA99 V2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

longitudinales. $\left(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max} \right)$. Ce qui est vérifiée dans notre cas.

I.3-Vérifications :

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme(Flambement) :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est définit 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 (50x40) :

$L = 6.45 \text{ m} ; N_{\max} = 189.09 \text{ kN}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 6.45 = 4.515 \text{ m}$ (longueur de flambement).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b^3 h}{12A}} = \sqrt{\frac{0.4^3 \times 0.5}{12 \times 0.5 \times 0.4}} = 0.115 \text{ m} \quad \text{(rayon de giration)}$$

D'ou $\lambda = \frac{4.515}{0.115} = 39.26 \Rightarrow \alpha = 0.679$

$B_r = 0.182 \text{ m}^2$ (section réduite)

Donc

$$N_u = 0.679 \times \left(\frac{0.182 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 16.59 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 2680.29 \text{ kN}$$

On a $N_{\max} = 189.09 \text{ KN} < 2680.29 \text{ KN}$ la condition est vérifier ; donc pas de risque de flambement.

- Poteau (35x35) :

$$L = 6.45 \text{ m} ; N_{\max} = 197.97 \text{ kN}$$

$$l_f = 4.515 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{0.35 \times 0.35^3}{12 \times 0.35 \times 0.35}} = 0.101 \text{ m}$$

$$D'ou \quad \lambda = \frac{4.515}{0.101} = 44.70 \Rightarrow \alpha = 0.64$$

$$B_r = 0.1089 \text{ m}^2 \quad (\text{section réduite})$$

$$N_u = 0.64 \times \left(\frac{0.1089 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 12.56 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 1570.26 \text{ kN}$$

On a $N_{\max} = 157.97 < 1570.26 \text{ kN}$ la condition est vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes :

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 :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc};$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0.9 \times h$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

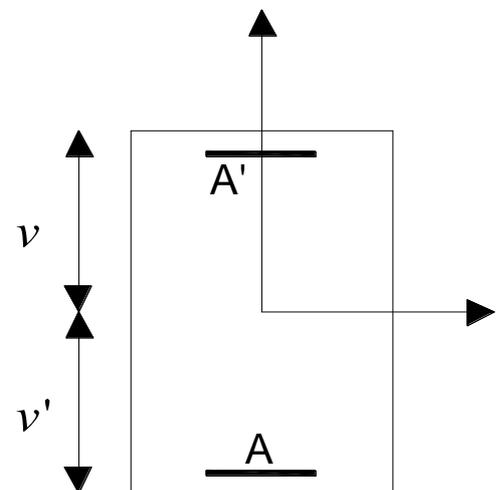


Figure VIII.1 : Section d'un poteau

Les résultats de la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes dans le béton

Les différents poteaux	Section (cm ²)	D (cm)	A (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poteau type 1	50×40	45	16	27.21	22.79	0.0101	135.09	13.62	1.042	15
Poteau type 2	35×35	31.5	9.8	19	16	0.0015	114.18	-0.46	0.873	15

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 tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99v2003 (Art 7.4.3.2)}$$

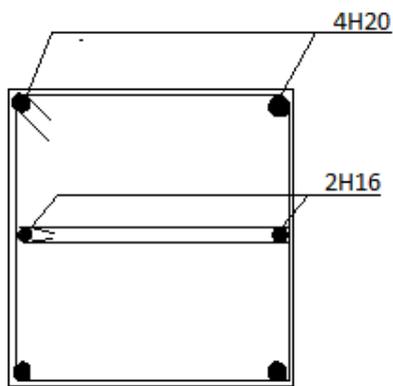
$$\bar{\tau}_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

Les vérifications aux sollicitations tangentielles sont résumées dans le tableau suivant :

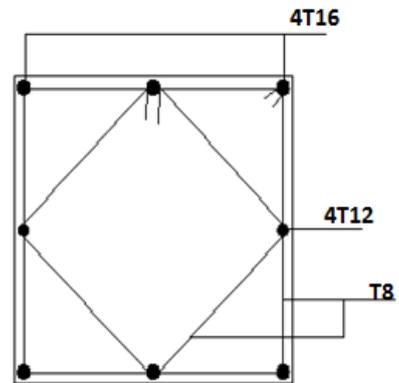
Tableau VIII.5 : Vérification des contraintes tangentielles

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	50×40	4.515	7.08	0.075	45	23.85	0.132	1.875
Poteau type 2	35×35	4.515	8.1	0.075	31.5	12.02	0.109	1.875

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée.

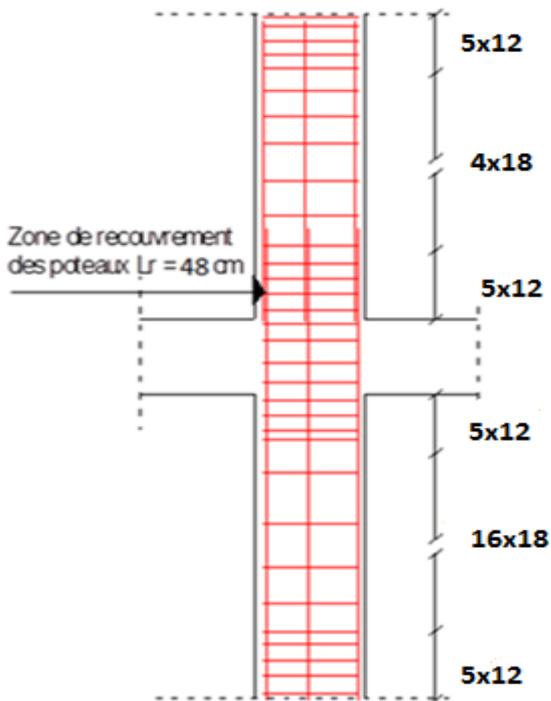


Ferrailage des poteaux (50x40)

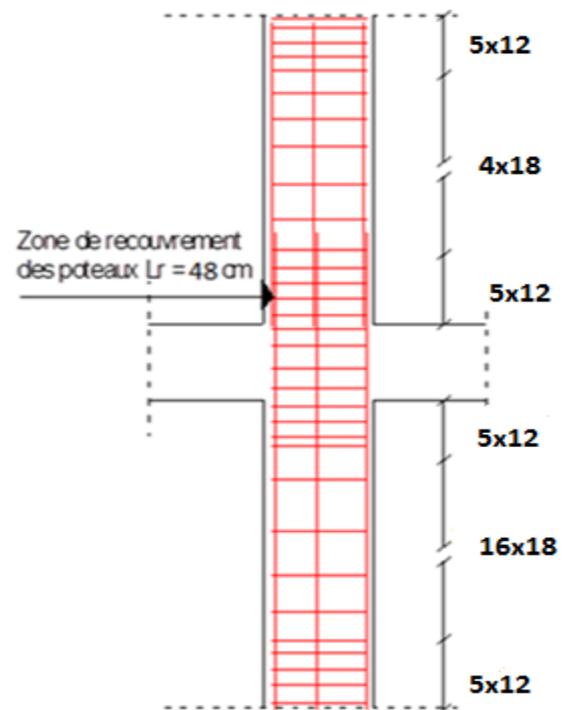


Ferrailage des poteaux (35X35)

Disposition constructive des armatures des poteaux :



Poteau 70x40



Poteau 35x35

Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage des poteaux

II-Etudes des poutres de chainages :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ROBOT 2012, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 qui sont :

ELUF

- 1.35 G+1.5 Q

ELSF

- G + Q

RPA99(ELUA)

- G + Q + E
- 0.8 G + E
- 0.8 G – E

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, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers données par le RPA99 en zone **IIa**.

II.1- Recommandation du RPA99V2003 :

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 avec des crochets 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 :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t^{\min}\right)$ dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.
- 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 extrait du logiciel ROBOT 2012, et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003.

Tableau VIII.6 : Les armatures longitudinales dans les poutres

Section (cm ²)	Localisation	M (kN.m)	V (kN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
(30×30)	Appui/Z _r	-10.25	8.92	1.1	4.5	2T16 + 2T12 = 6.28
	Travée /Z _c	1.78		1.1		2T16 + 2T12 = 6.28

Z_c : zone courante

Z_r : zone de recouvrement

➤ Longueur de recouvrement :

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$$

b) Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(1,6 ; \frac{30}{35} ; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1,6 ; 0,85 ; 3) = 0,85\text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

c) Calcul des espacements des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{2,01 \times 10^{-4} \times 400}{0,3 \times 0,3} = 89,33\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 \times h ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} = 40\text{cm}$$

BAEL 91 (Art H.III.3)

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{8,92 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45} = 0,066\text{MPa}$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq 90,10\text{cm}$$

Et d'après le **RPA99 V2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \quad \text{On adopte un espacement de } \mathbf{10} \text{ cm pour la zone courante}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(7.5 ; 14.4)$$

On adopte un espacement de **7 cm** pour la zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times h = 60$ cm

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times d = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

II.3- Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b) Vérification de contrainte tangentielle

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \quad \text{tel que } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{F.P.N}) \text{ BAEL 91 (Art H.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.7 : Vérification des contraintes tangentielles

Section	V_u (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
(30×30)	8.92	0.066	3.25

$$\tau_u = 0.066 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

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 :

Tableau VIII.8 Vérification au cisaillement

section	A_l (cm ²)	M_u^a (kN.cm)	A_l (Ap rive) (cm ²)	A_l (Ap inter) (cm ²)
30×30	6.28	-1025	2.56	-4.71

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 :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$y = 12.80 \text{ cm}$$

$$I = 1.04 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Appui :**

$$\sigma_{bc} = -1.42 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = -1.42 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{la compression est vérifiée}$$

➤ **Travée :**

$$\sigma_{bc} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.29 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{la compression est vérifiée}$$

• **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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$(1) \Rightarrow \frac{30}{405} = 0.074 > \frac{1}{16} = 0.06 \qquad \text{Vérfiée}$$

$$M_t = 2.37 \text{ kN.m}$$

$$G = 5.7 \text{ kN/m}; G_0 = 25 \times 0.4 \times 0.4 = 4 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1.35 (5.7 + 4) = 13.09 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{13.09 \times 4.05^2}{8} = 26.83 \text{ kN.m}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{30}{405} = 0.074 > \frac{2,37}{10 \times 26,83} = 0.009 \qquad \text{Vérfiée}$$

$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6,28 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.45} = 0.0046 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \qquad \text{Vérfiée}$$

Dispositions constructives des poutres de chainages :

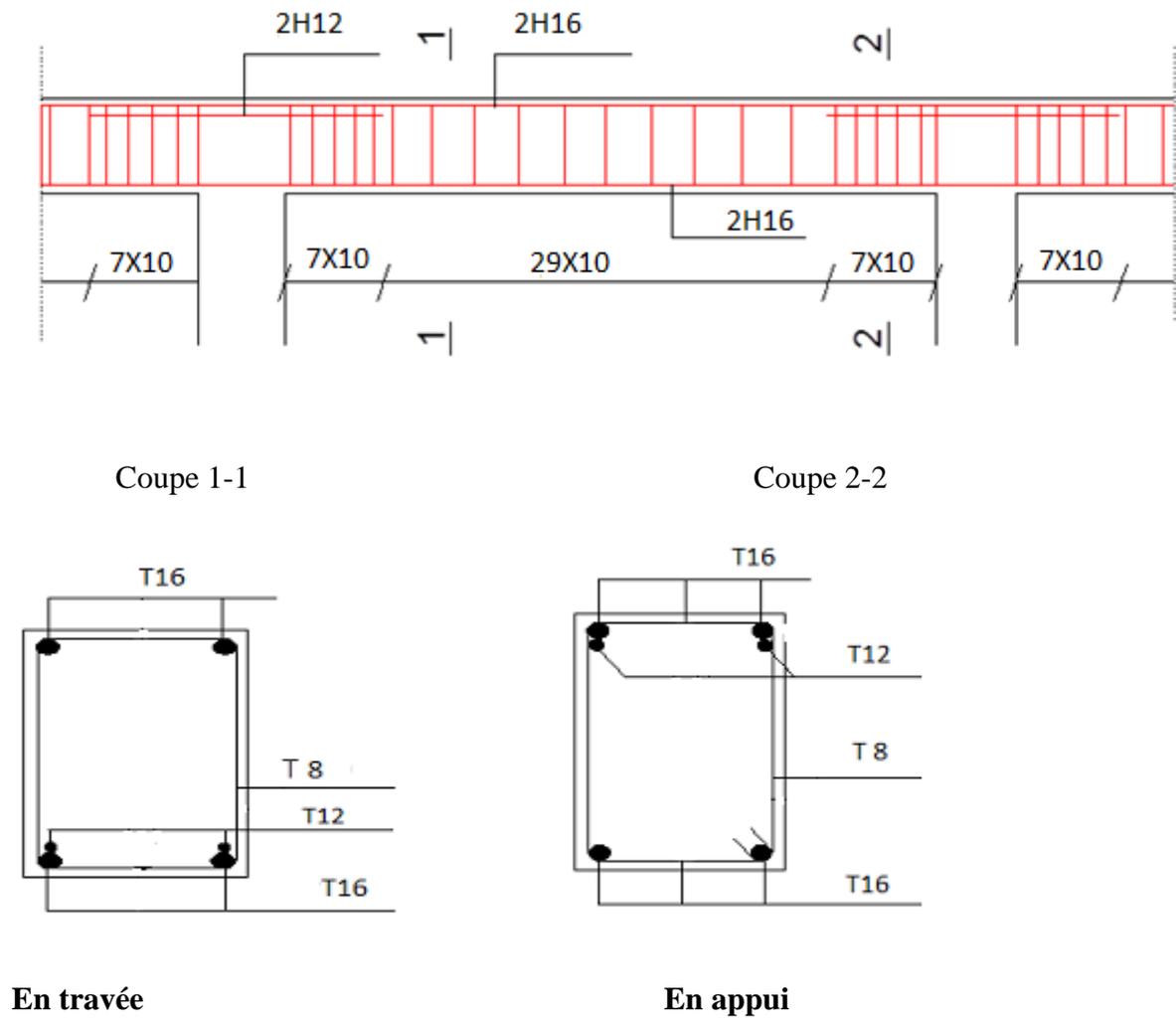


Figure VIII.3 : Schéma de ferrailage des poutres de chainages

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

I-Introduction :

La fondation est un élément qui permet de transmettre au sol les charges ramenées par la superstructure. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation et les caractéristiques du béton utilisées. la contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1.5\text{bars}$.

La profondeur d'ancrage : **D = 2.0 m** (voir annexe).

II-Calcul des fondations:**II.1-Poteau de section (50 x 40) cm² :****II.1.1- Détermination des sollicitations:**

Pour le calcul on considère les deux états limites (ELU, ELS). Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes:

$$G + Q + E$$

$$0.8G \pm E \quad (\text{RPA99 V2003 .Art.10.1.4.1})$$

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:

Tableau IX.1 Les sollicitations à la base des poteaux (70 x 40)

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E _x	1,35G+1,5S	G+S
N ^{max} (kN)	111,59	197,30	141,18
M _y (kN.m)	6,74	19,88	13,62
M _z (kN.m)	31,72	0	0
V _y (kN)	13,49	0	0
V _z (kN)	2,03	5,98	4,10

II.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 rectangulaire à la base (a x b), donc les semelles sont rectangulaire (A x 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.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

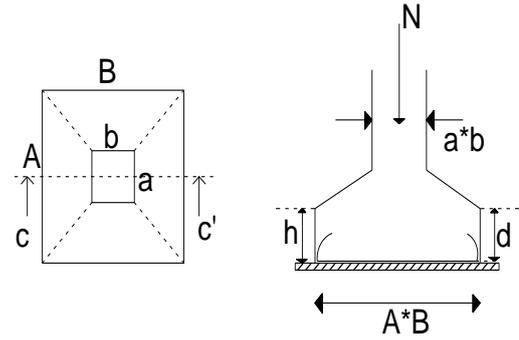


Figure IX.1 : Dimension de la semelle.

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:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$

$a = 50 \text{ cm}$

$b = 40 \text{ cm}$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = \frac{4}{5} A$$

II.1.3- Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :**

$N^{\max} = 111.59 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}, \text{ona } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \sigma_{sol}}}$$

$$B = \sqrt{\frac{0.4 \times 0.11159}{0.5 \times 0.15}} = 0.77 \text{ m}$$

$$A = \frac{5 \times B}{4} = \frac{5 \times 0.77}{4} = 0.96m$$

Soit **B= 0.8 m** et **A =1 m**

- **Situation durable :**

$$N^{\max} = 197.3KN$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}, \text{ona } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \sigma_{sol}}}$$

$$B = \sqrt{\frac{0.4 \times 0.1973}{0.5 * 0.15}} = 1.02m$$

$$A = \frac{5 \times B}{4} = \frac{5 \times 1,02}{4} = 1.275m$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section (50 x 40) cm² **A=1.30m** et **B=1.10m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.10-0.4}{4} = 17.5cm \\ \frac{1.30-0,5}{4} = 20cm \end{array} \right.$$

soit $d = 20cm$

$$h = d + c = 20 + 5 = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0.25 = \mathbf{1.75 \text{ m}}$$

• **Poids de la semelle:**

$$P = 1.3 \times 1.1 \times 0.25 \times 25 = 8.937 \text{ kN}$$

• **poids de l'amorce :**

$$P = 0.4 \times 0.5 \times 1.75 \times 25 = 8.75 \text{ kN}$$

• **Poids des terres :**

$$P_{\text{terres}} = (1.3 \times 1.1 \times 2 \times 22) - (8.937 + 8.75) = 45.233 \text{ kN}$$

Poids total:

$$P = 8.937 + 8.75 + 45.233 = \mathbf{62.92 \text{ kN}}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + V_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + V_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.2 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E _x	1.35G+1.5S	G+S
N ^{max} (KN)	174.51	260,22	204.1
M _{by} (KN.m)	10.8	19,88	13,62
M _{bz} (KN.m)	58.7	0	0
V _y (KN)	13,49	0	0
V _z (KN)	2,03	5,98	4,10

II.1.4- Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensA \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensB \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 150 = 199.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau IX.3 : Vérification des contraintes dans le sol

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0.336	3.11 > 3	-1.01	2.05 > 1.5
		Sens B	0.061	1.56 < 3	0.81	1.37 < 1.5
Situation Durable	ELU	Sens A	0	1.82 < 1.995	1.82	1.82 > 1.5
		Sens B	0.076	2.45 > 1.995	1.06	2.10 > 1.5
	ELS	Sens A	0	1.42 < 1.995	1.42	1.42 < 1.5
		Sens B	0.066	1.86 < 1.995	0.91	1.62 > 1.5

Les valeurs négatives représentent une traction, donc un renversement de la semelle

Les contraintes moyennes à la situation accidentelle, à l'ELU et à l'ELS dans les deux sens ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à **A = 2m et B = 1.5m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.5-0.4}{4} = 27.5\text{cm} \\ \frac{2-0.5}{4} = 37.5\text{cm} \end{array} \right.$$

soit $d = 37.5\text{cm}$

$$h = d + c = 37.5 + 5 = \mathbf{42.5\text{cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0.425 = \mathbf{1.575\text{m}}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 2 \times 1.5 \times 0.425 \times 25 = 31.875 \text{ kN}$$

- **Poids de l'amorce :**

$$P = 0.4 \times 0.5 \times 1.575 \times 25 = 7.875 \text{ kN}$$

- **Poids des terres :**

$$P_{\text{terres}} = (2 \times 1.5 \times 2 \times 22) - (31.875 + 7.875) = 92.25 \text{ kN}$$

Poids total:

$$P = 31.875 + 7.875 + 92.25 = \mathbf{132\text{kN}}$$

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 :

Tableau IX.4 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E _x	1.35G+1.5S	G+S
N ^{max} (KN)	243.59	329.3	273.18
M _{by} (KN.m)	10.8	19,88	13,62
M _{bz} (KN.m)	58.7	0	0
V _y (KN)	13,49	0	0
V _z (KN)	2,03	5,98	4,10

Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensa \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensB \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 150 = 199.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau IX.5: Vérification des contraintes dans le sol

Cas de chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0.240	1.39 < 3	0.32	1.12 < 1.5
		Sens B	0.044	0.92 < 3	0.67	0.85 < 1.5
Situation Durable	ELU	Sens A	0	1.09 < 1.995	1.09	1.09 < 1.5
		Sens B	0.06	1.29 < 1.995	0.83	1.17 < 1.5
	ELS	Sens A	0	0.91 < 1.995	0.91	0.91 < 1.5
		Sens B	0.05	1.04 < 1.995	0.72	0.96 < 1.5

II.1.5-Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{2}{4} = 0.5m \rightarrow \text{sensA} \\ \frac{B}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375m \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

sens A : $e_0 = 0.24m < 0.5m$

sens B : $e_0 = 0.044m < 0.375m$

Donc la vérification au renversement est vérifiée.

II.1.6-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:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sensA}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sensB}$$

Si l'une des deux conditions est non vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times A + 0.3 \times a - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{A}{2} - 0.35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensA}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0.3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } B$$

a)-situation accidentelle:

- Armatures parallèles à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0.24 > \frac{0.5}{6} = 0.083 \\ e_0 = 0.24 > \frac{2}{24} = 0.083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2 + 0.3 \times 0.5 - 9 \times 0.24) \left(\frac{\frac{2}{2} - 0.35 \times 0.5}{\frac{2}{2} - 0.24} \right)^2 \frac{243.59}{27}$$

$$M_1 = 63.68 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.375 = 0.337 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{63.68 \times 10}{0.337 \times 348} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$A = 5.43 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à " B ":

$$\begin{cases} e_0 = 0.044 < \frac{0.4}{6} = 0.066 \\ e_0 = 0.044 < \frac{1.5}{24} = 0.0625 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens } B$$

$$N' = 243.59 \left(1 + \frac{3 \times 0.044}{1.5} \right) = 265.02 \text{ kN}$$

$$N' = 265.02 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{265.02 \times 10 \times (1.5 - 0.4)}{8 \times 0.375 \times 348} = 2.79 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.79 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :**b-1) A l'E L U****- Armatures parallèles à " A ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0 < \frac{0.5}{6} = 0.083 \\ e_0 = 0 < \frac{2}{24} = 0.083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = 329.3 \left(1 + \frac{3 \times 0}{2} \right) = 329.3 \text{ kN}$$

$$N' = 329.3 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{329.3 \times 10 \times (2 - 0.5)}{8 \times 0.375 \times 348} = 4.73 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.73 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à " B ":

$$\begin{cases} e_0 = 0.06 < \frac{0.4}{6} = 0.066 \\ e_0 = 0.06 < \frac{1.5}{24} = 0.0625 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

$$N' = 329.3 \left(1 + \frac{3 \times 0.06}{1.5} \right) = 368.81 \text{ kN}$$

$$N' = 368.81 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{368.81 \times 10 \times (1.5 - 0.4)}{8 \times 0.375 \times 348} = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.88 \text{ cm}^2$$

b-2) A l'E L S

- **Armatures parallèles à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0 < \frac{0.5}{6} = 0.083 \\ e_0 = 0 < \frac{2}{24} = 0.083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = 273.18 \left(1 + \frac{3 \times 0}{2} \right) = 273.18 \text{ kN}$$

$$N' = 273.18 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{273.18 \times 10 \times (2 - 0.5)}{8 \times 0.375 \times 348} = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.92 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0.05 > \frac{0.4}{6} = 0.066 \\ e_0 = 0.05 > \frac{1.5}{24} = 0.0625 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

$$N' = 273.18 \left(1 + \frac{3 \times 0.05}{1.5} \right) = 300.49 \text{ kN}$$

$$N' = 300.49 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{300.49 \times 10 \times (1.5 - 0.4)}{8 \times 0.375 \times 348} = 3.166 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.166 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A^s = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 200 \times 42.5 = 10.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A^s = 10.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B^s = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 150 \times 42.5 = 7.69$$

$$\text{Min } A_B^s = 7.69 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA}$$

Suivant B : on prend pour le sens B, des barres HA14

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 37.5 \text{ cm}$$

Suivant A : on prend pour le sens A, des barres HA14

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 50 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IX.6 : Les armatures des semelles type 1

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)	2.79	3.88	3.16	7.69	6HA14	9.24	49.38	25
A_s (A)	5.43	4.73	3.92	10.26	8HA14	12.32	49.38	25

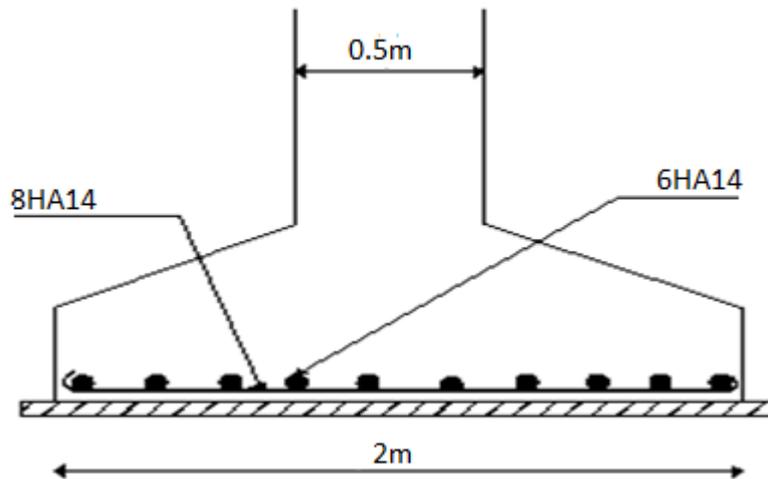


Figure IX.2 : Schéma de ferrailage de la semelle type 1.

II.2-Poteau de section (35 x 35) cm² :

II.2.1- Détermination des sollicitations:

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Tableau IX.7 Les sollicitations à la base des poteaux (35 x 35)

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E _x	1.35G+1.5S	G+S
N ^{max} (kN)	100.43	157.97	114.18
M _y (kN.m)	31.03	4.95	3.38
M _z (kN.m)	0.17	0.19	0.15
V _y (kN)	0.15	0.17	0.13
V _z (kN)	10.07	1.05	0.72

II.2.2-Pré dimensionnement de la semelle :

Les dimensionnements de la semelle sont choisis de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaire à la base (a x b), donc les semelles sont rectangulaire (A x 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.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

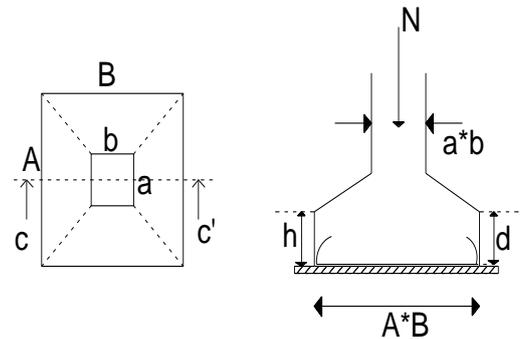


Fig. IX.3 : Dimension de la semelle.

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:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$

$a = 35 \text{ cm}$

$b = 35 \text{ cm}$

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = A$

II.2.3- Dimensionnement de la semelle:

- Situation accidentelle :

$N^{\max} = 100.43 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}, \text{ona } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \sigma_{sol}}}$$

$$B = \sqrt{\frac{0.35 \times 0.10043}{0.35 \times 0.15}} = 0.82 \text{ m}$$

$A = B = 0.82 \text{ m}$

Soit $B = 0.85 \text{ m}$ et $A = 0.85 \text{ m}$

- **Situation durable :**

$$N^{\max} = 157.97 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}, \text{ona } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \sigma_{sol}}}$$

$$B = \sqrt{\frac{0.35 \times 0.15797}{0.35 \times 0.15}} = 1.03 \text{ m}$$

$$A = B = 1.03 \text{ m}$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ **A=1.10m et B=1.10m**

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{1.10-0.35}{4} = 18.75 \text{ cm} \right. \right.$$

soit $d = 18.75 \text{ cm}$

$$h = d + c = 18.75 + 5 = \mathbf{23.75 \text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0.2375 = \mathbf{1.7625 \text{ m}}$$

• **Poids de la semelle:**

$$P = 1.10 \times 1.10 \times 0.2375 \times 25 = 7.18 \text{ kN}$$

• **Poids de l'amorce :**

$$P = 0.35 \times 0.35 \times 1.7625 \times 25 = 5.40 \text{ kN}$$

• **Poids des terres :**

$$P_{\text{terres}} = (1.10 \times 1.10 \times 2 \times 22) - (7.18 + 5.40) = 40.66 \text{ kN}$$

Poids total:

$$P = 7.18 + 5.40 + 40.66 = \mathbf{53.24 \text{ kN}}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + V_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + V_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.8 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E _x	1.35G+1.5S	G+S
N ^{max} (KN)	153.67	211.21	167.42
M _{by} (KN.m)	51.17	7.05	4.82
M _{bz} (KN.m)	0.47	0.53	0.41
V _y (KN)	0.15	0.17	0.13
V _z (KN)	10.07	1.05	0.72

II.2.4- Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensa \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensB \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 150 = 199.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau IX.9 : Vérification des contraintes dans le sol

Cas de chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0.003	1.29 < 3	1.25	1.28 < 1.5
		Sens B	0.333	3.57 > 3	-1.04	2.42 > 1.5
Situation Durable	ELU	Sens A	0.003	1.77 < 1.995	1.71	1.75 > 1.5
		Sens B	0.033	2.06 > 1.995	1.43	1.90 > 1.5
	ELS	Sens A	0.002	1.39 < 1.995	1.36	1.38 < 1.5
		Sens B	0.029	1.60 < 1.995	1.16	1.49 < 1.5

Les valeurs négatives représentent une traction, donc un renversement de la semelle

Les contraintes moyennes à la situation accidentelle, à l'ELU et à l'ELS dans les deux sens ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à **A= B=1.8m**

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{1.8-0.35}{4} = 36.25 \text{ cm} \right. \right.$$

$$\text{soit } d = 36.25 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 36.25 + 5 = \mathbf{41.25 \text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2.0 - 0.4125 = \mathbf{1.5875 \text{ m}}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 1.8 \times 1.8 \times 0.4125 \times 25 = 33.41 \text{ kN}$$

- **Poids de l'amorce :**

$$P = 0.35 \times 0.35 \times 1.5875 \times 25 = 4.86 \text{ kN}$$

- **Poids des terres :**

$$P_{\text{terres}} = (1.8 \times 1.8 \times 22) - (33.41 + 4.86) = 104.29 \text{ kN}$$

Poids total:

$$P = 33.41 + 4.86 + 104.29 = \mathbf{142.56 \text{ kN}}$$

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

Tableau IX.10 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E _x	1.35G+1.5S	G+S
N ^{max} (KN)	242.99	300.53	256.74
M _{by} (KN.m)	51.17	7.05	4.82
M _{bz} (KN.m)	0.47	0.53	0.41
V _y (KN)	0.15	0.17	0.13
V _z (KN)	10.07	1.05	0.72

-Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sens A} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$\text{sens B} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 150 = 199.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau IX.11: Vérification des contraintes dans le sol

Cas de chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0.002	0.75 < 3	0.74	0.747 < 1.5
		Sens B	0.210	1.27 < 3	0.22	1.01 < 1.5
Situation Durable	ELU	Sens A	0.002	0.93 < 1.995	0.92	0.927 < 1.5
		Sens B	0.023	0.99 < 1.995	0.85	0.955 < 1.5
	ELS	Sens A	0.001	0.79 < 1.995	0.79	0.79 < 1.5
		Sens B	0.018	0.84 < 1.995	0.74	0.815 < 1.5

II.2.5-Vérification de la stabilité au renversement: (RPA99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1.8}{4} = 0.45 \text{ m} \rightarrow \text{sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{1.8}{4} = 0.45 \text{ m} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

sens A : e₀ = 0.002m < 0.45m

sens B : e₀ = 0.210m < 0.45m

Donc la vérification au renversement est vérifiée.

II.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:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sensA}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sensB}$$

Si l'une des deux conditions est non 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 ":

$$\begin{cases} e_0 = 0.210 > \frac{0.35}{6} = 0.058 \\ e_0 = 0.210 > \frac{1.8}{24} = 0.075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1.8 + 0.3 \times 0.35 - 9 \times 0.210) \left(\frac{\frac{1.8}{2} - 0.35 \times 0.35}{\frac{1.8}{2} - 0.210} \right)^2 \frac{242.99}{27}$$

$$M_1 = 61.87 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.3625 = 0.326 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{61.87 \times 10}{0.326 \times 348} = 5.45 \text{ cm}^2$$

$$A = 5.45 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0.002 \prec \frac{0.35}{6} = 0.058 \\ e_0 = 0.002 \prec \frac{1.8}{24} = 0.075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens } A$$

$$N' = 242.99 \left(1 + \frac{3 \times 0.002}{1.8} \right) = 243.8 \text{ kN}$$

$$N' = 243.8 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{243.8 \times 10 \times (1.8 - 0.35)}{8 \times 0.3625 \times 348} = 3.50 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.50 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

b-1) A l'É L U

- **Armatures parallèles à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0.023 \prec \frac{0.35}{6} = 0.058 \\ e_0 = 0.023 \prec \frac{1.8}{24} = 0.075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

$$N' = 300.53 \left(1 + \frac{3 \times 0.023}{1.8} \right) = 312.05 \text{ kN}$$

$$N' = 312.05 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{312.05 \times 10 \times (1.8 - 0.35)}{8 \times 0.3625 \times 348} = 4.48 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.48 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0.002 < \frac{0.35}{6} = 0.058 \\ e_0 = 0.002 < \frac{1.8}{24} = 0.075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = 300.53 \left(1 + \frac{3 \times 0.002}{1.8} \right) = 301.53 \text{ kN}$$

$$N' = 301.53 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{301.53 \times 10 \times (1.8 - 0.35)}{8 \times 0.3625 \times 348} = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.33 \text{ cm}^2$$

b-2) A I' E L S

- **Armatures parallèles à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0.018 < \frac{0.35}{6} = 0.058 \\ e_0 = 0 < \frac{1.8}{24} = 0.075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

$$N' = 256.74 \left(1 + \frac{3 \times 0.018}{1.8} \right) = 264.44 \text{ kN}$$

$$N' = 264.44 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{264.44 \times 10 \times (1.8 - 0.35)}{8 \times 0.3625 \times 348} = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.80 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0.001 < \frac{0.35}{6} = 0.058 \\ e_0 = 0.001 < \frac{1.8}{24} = 0.075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = 256.74 \left(1 + \frac{3 \times 0.001}{1.8} \right) = 257.16 \text{ kN}$$

$$N' = 257.16 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{257.16 \times 10 \times (1.8 - 0.35)}{8 \times 0.3625 \times 348} = 3.69 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.69 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A^s = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 180 \times 41.25 = 8.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A^s = 8.96 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1.5 \rightarrow HA$$

Suivant **B** ou **A** : on prend pour le sens B ou A, des barres HA12

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.33 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 45 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IX.12 : Les armatures des semelles type 2

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 (A)	5,45	4,48	3,80	8,96	8HA12	9,04	42,33	22,5
A _s (B)	3,5	4,33	3,69	8,96	8HA12	9,04	42,33	22,5

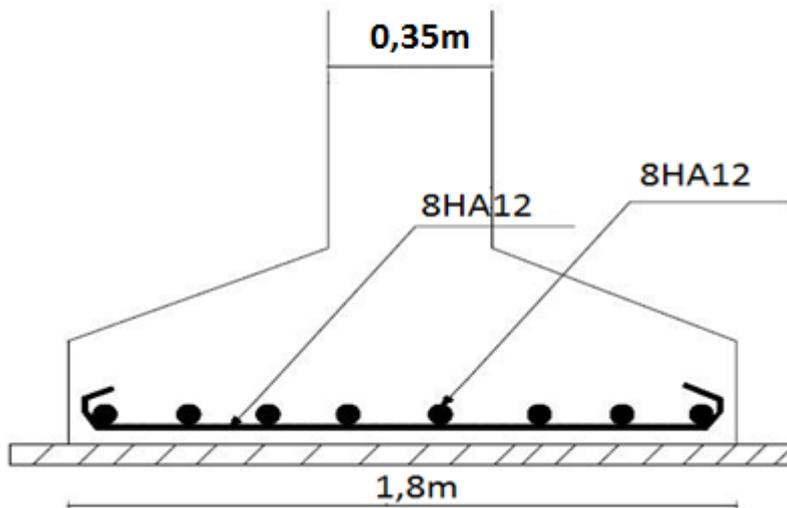


Figure IX.4: Schéma de ferrailage de la semelle type 2

III-Calcul des longrines :

III.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.

III.2- Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S₂ et S₃

30 cm x 30 cm : site de catégorie S₄

Pour notre cas on optera pour des longrines de section :(40x40) cm²

III.3- Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 12$ (zone **IIa**, site **S₃**)

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{300.53}{12} \right) = 25.04kN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{256.74}{12} \right) = 21.39kN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{25.04 \times 10^{-3}}{348} = 0.72cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{21.39 \times 10^{-3}}{201} = 1.06cm^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% B = 0.6 \times 10^{-2} \times 40 \times 40$$

$$A_{\min} = 9.6cm^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit **6HA16**, avec $A_s = 12.05 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{40 \times 40 \times 2.1}{400} = 8.4$$

$$8.4cm^2 < 12.05cm^2 \quad \text{est vérifié}$$

- **Vérification de la flèche**

$$q_s = \frac{256.74}{4.35} = 59.02 \text{ kN/ml}$$

La plus grande portée est : $l=4.35\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{435}{200} = 2.175 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 59.02 \times (435)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 213333.33} = 0.614 < 2.175 \quad \text{Vérifiée}$$

- **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 15 cm en travée et de 10 cm en zone nodale.

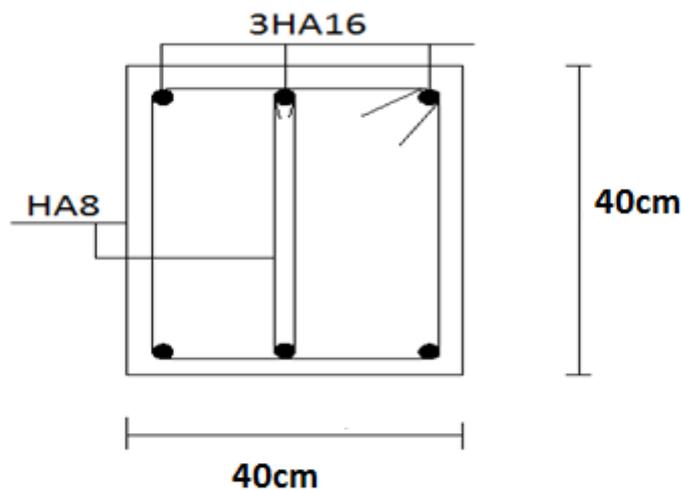


Figure IX.5 : Schéma de ferrailage des longrines

Chapitre X

Vérification de la stabilité d'ensemble

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 :**

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (F_H)
- Une composante verticale (F_V)

a) Vent sur façade principale avec dépression intérieur ($C_{pi}=-0.2$)

Tableau X.1: Vent sur la façade principale $C_{pi}=-0.2$

Zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
F	309.786	152.376	0	47.203	2.267	16.8	-
G	-619.573	304.752	0	-188.816	9.07	16.8	-
H	-309.786	152.376	0	-47.203	15.872	16.8	-
F_r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F_r (par)	-	-	0	-	-	-	-
			$F_H=0$	-	-	16.8	-
			-	$F_V=-188.816$	12.47	16.8	-

Calcul de M_R :

$$M_R /xx= F_V \times Y = 3172.108 \text{ KN.m}$$

$$M_R /yy = F_V \times X + F_H \times Z = 2354.535 \text{ KN.m}$$

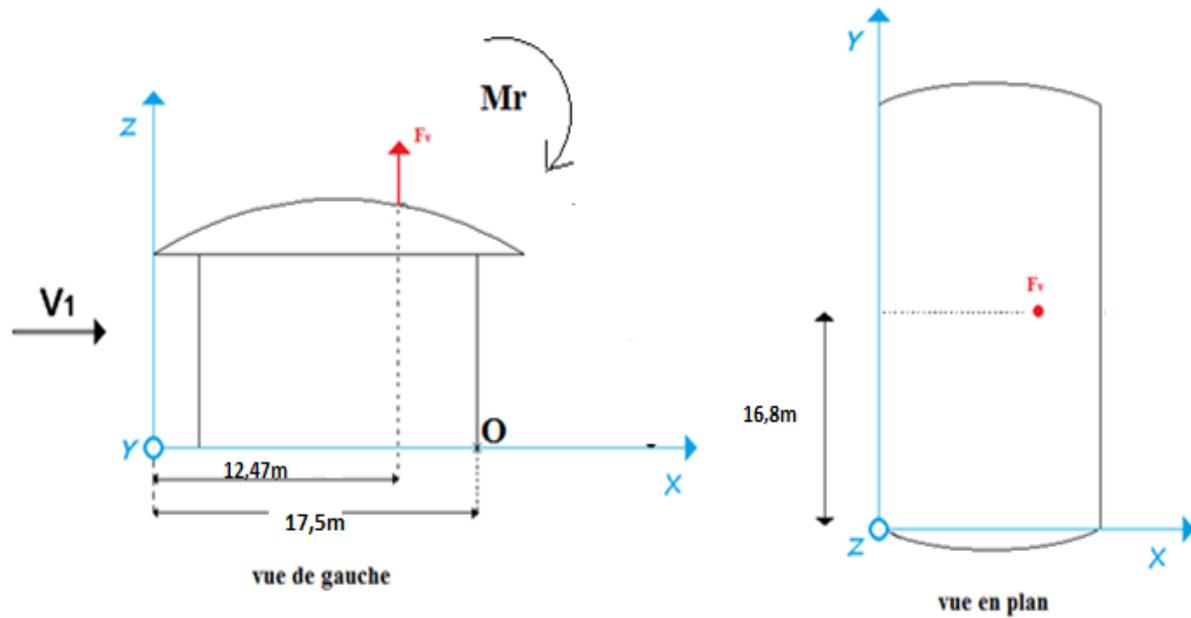


Figure X.1 : Résultantes des forces verticales sur la façade principale avec dépression intérieure

b) Vent sur façade principale avec surpression intérieure ($C_{pi}=0.8$)

Tableau X.2 : Vent sur la façade principale $C_{pi}=0.8$

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
F	-722.835	152.376	0	-110.142	2.267	16.8	-
G	-1652.196	304.752	0	-503.51	9.07	16.8	-
H	-1342.409	152.376	0	-204.55	15.872	16.8	-
F_r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F_r (par)	-	-	0	-	-	-	-
			$F_H=0$	-	-	16.8	-
			-	$F_V=-818.202$	9.854	16.8	-

Calcul de M_R

$M_R / xx = 13745.793$ KN.m

$M_R / yy = 8062.562$ KN.m

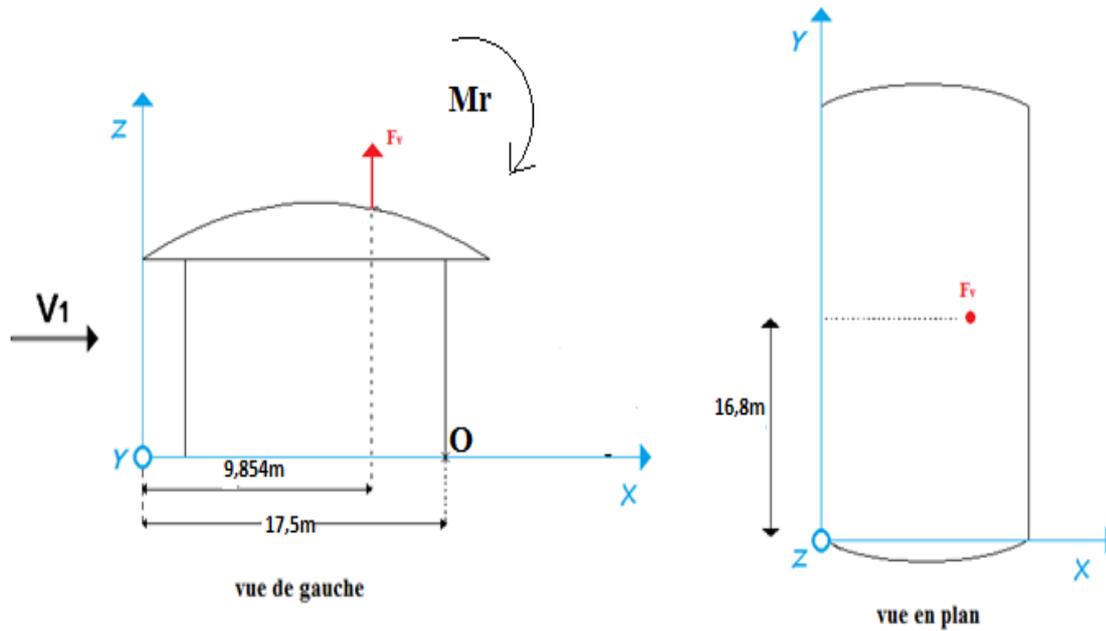


Figure X.2 : Résultantes des forces verticales sur la façade principale avec surpression intérieure

c) Vent sur façade secondaire avec dépression intérieur ($C_{pi}=0.15$)

Tableau X.3 : Vent sur la façade secondaire $C_{pi}=0.15$

Zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
F	-51.63	152.376	0	-7.867	2.267	16.8	-
G	-980.99	304.752	0	-298.958	9.07	16.8	-
H	-671.204	152.376	0	-102.275	15.872	16.8	-
F_r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F_r (par)	-	-	0	-	-	-	-
			$F_H=0$	-	-	16.8	-
			-	$F_V=-409.1$	10.639	16.8	-

Calcul de M_R

$M_R /_{xx} = 6872.88 \text{ KN.m}$

$M_R /_{yy} = 4352.414 \text{ KN.m}$

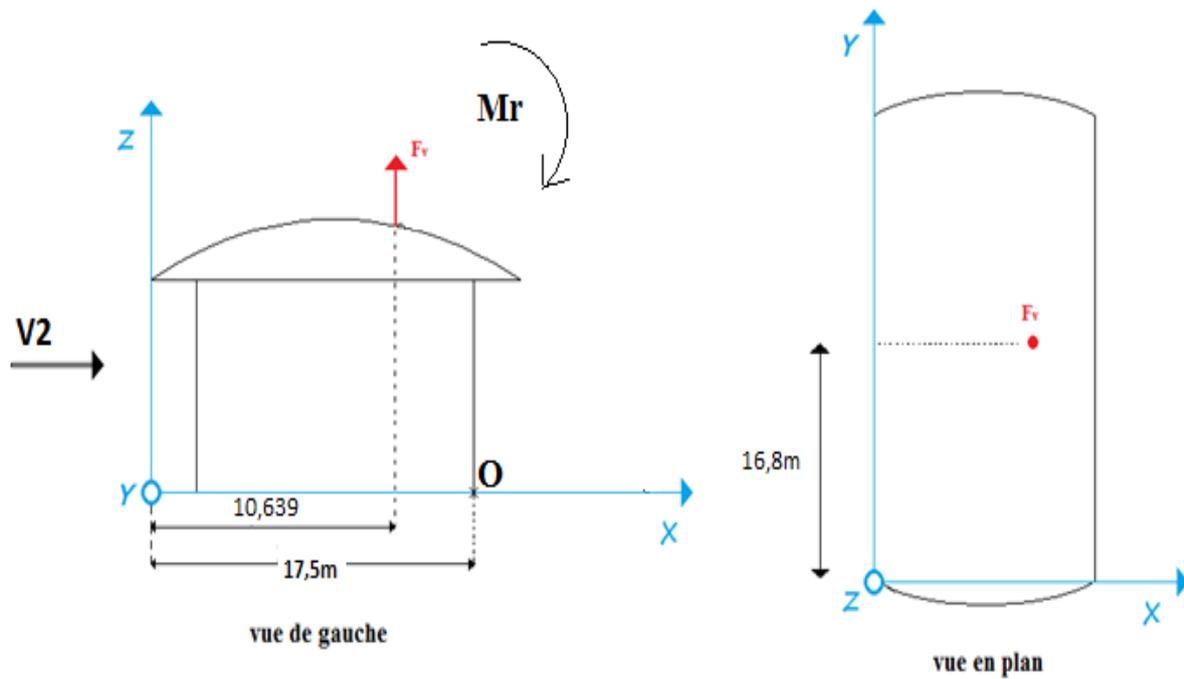


Figure X.3 : Résultantes des forces verticales sur la façade secondaire avec dépression intérieure

d) Vent sur la façade secondaire avec surpression intérieur ($C_{pi}=0.8$)

Tableau X.4 : Vent sur la façade secondaire $C_{pi}=0.8$

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
F	-722.835	152.376	0	-110.142	2.267	16.8	-
G	-1652.196	304.752	0	-503.51	9.07	16.8	-
H	-1342.409	152.376	0	-204.55	15.872	16.8	-
F_r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F_r (par)	-	-	0	-	-	-	-
			$F_H=0$	-	-	16.8	-
			-	$F_V=-818.202$	9.854	16.8	-

Calcul de M_R

$M_R /_{xx} = 13745.793 \text{ KN.m}$

$M_R /_{yy} = 8062.562 \text{ KN.m}$

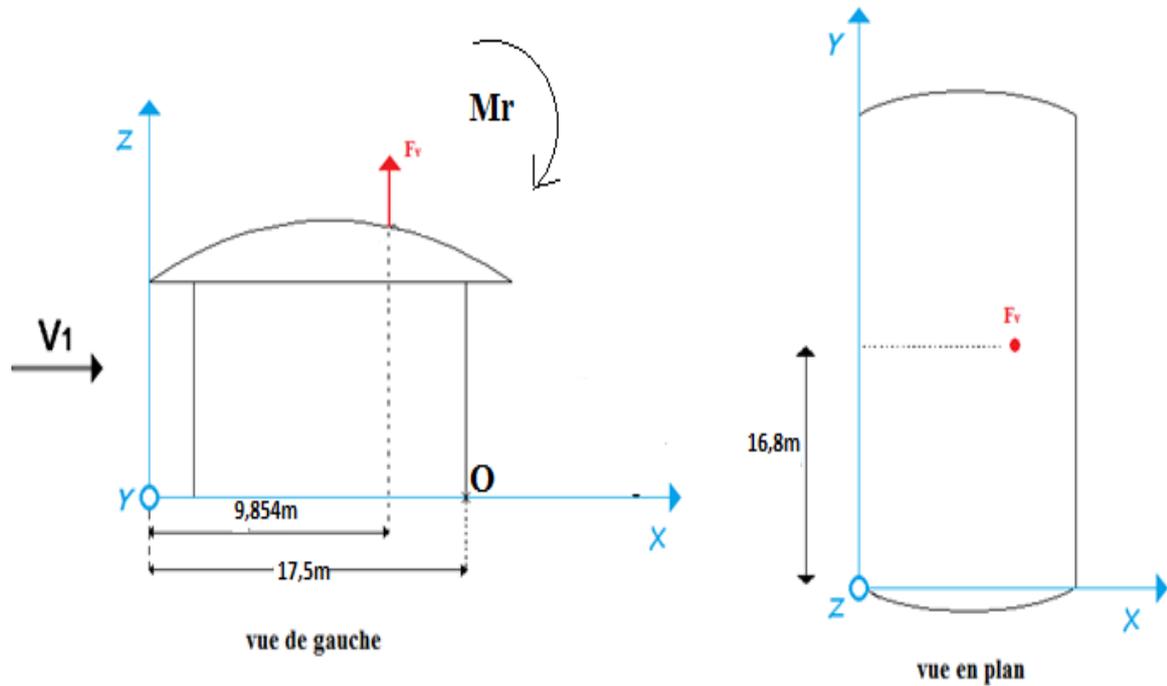


Figure X.4 : Résultantes des forces verticales sur la façade secondaire avec surpression intérieure

e) Vent sur la façade latérale gauche ou droite avec dépression intérieur ($C_{pi}=-0.5$)

Tableau X.5 : Vent sur la façade latérale gauche ou droite $C_{pi}=-0.5$

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
F	-981.331	15.312	0	-15.026	8.75	0.875	-
G	-938.665	15.312	0	-14.372	8.75	0.875	-
H	-117.332	61.25	0	-7.186	8.75	5.25	-
I	0	434.875	0	0	8.75	21.175	-
F_r (toi)	-	-	27.665	0	8.75	0	-
F_r (par)	-	-	0	0	0	0	-
			$F_H=27.665$	-	8.75	-	-
			-	$F_V=-36.584$	8.75	1.734	-

Calcul de M_R

$M_R / xx = 1165.785 K.m$

M_R / yy : Il n'y a pas lieu de le calculé vue la symétrie des efforts par rapport a l'axe X

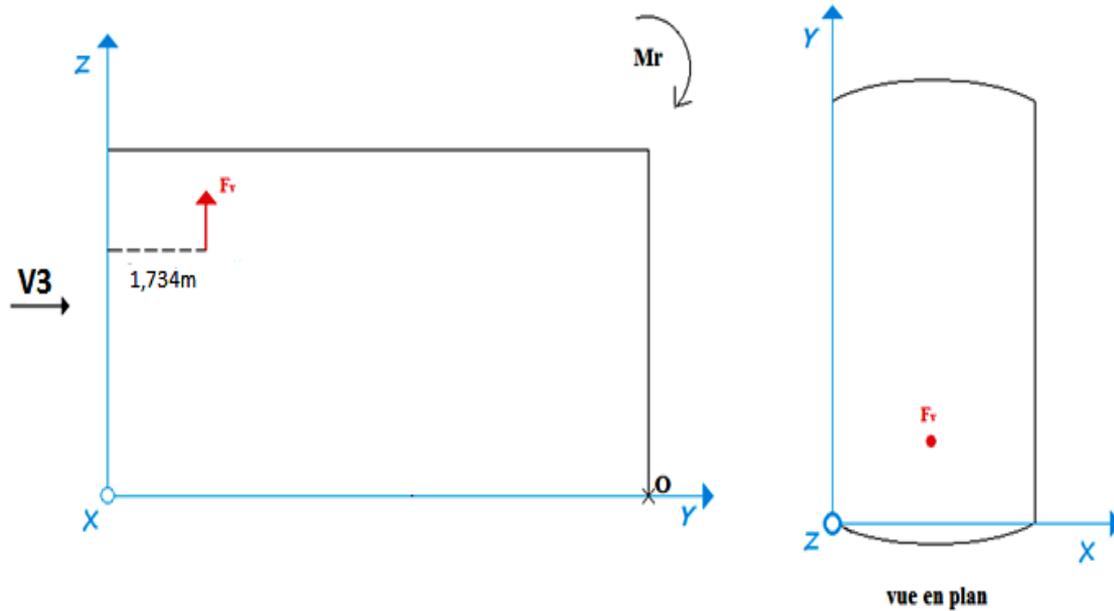


Figure X.5 : Résultantes des forces verticales sur la façade latérale gauche et droite avec dépression intérieure

f) Vent sur la façade latérale gauche ou droite avec surpression intérieur ($C_{pi}=0.8$)

Tableau X.6 : Vent sur la façade latérale gauche ou droite $C_{pi}=0.8$

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
F	-2367.996	15.312	0	-36.258	8.75	0.875	-
G	-2325.329	15.312	0	-35.605	8.75	0.875	-
H	-1503.997	61.25	0	-92.119	8.75	5.25	-
I	-1386.664	434.875	0	-603.025	8.75	21.175	-
F_r (toi)	-	-	27.665	0	8.75	0	-
F_r (par)	-	-	0	0	8.75	0	-
			$F_H=124.393$	-	8.75	-	-
			-	$F_V=-767.007$	8.75	17.36	-

Calcul de M_R

$M_R /_{xx} = 12456.193$ KN.m

$M_R /_{yy}$: Il n'ya pas lieu de le calculé vue la symétrie des efforts par rapport a l'axe X

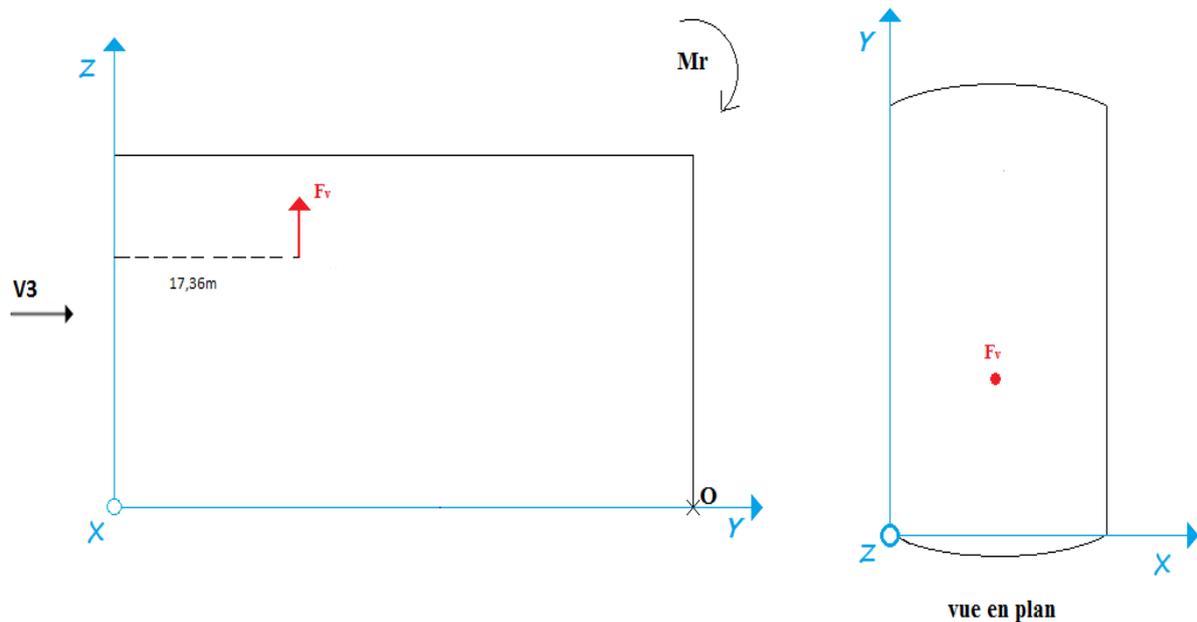


Figure X.6 : Résultantes des forces verticales sur la façade latérale gauche et droite avec surpression intérieure

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 :

Tableau X.7 : Réaction à la base due aux effets sismiques

Le mode	Réaction				
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _{xx} (KN.m)	M _{yy} (KN.m)
CQC	340.79	294.06	2405.06	1782.53	1007.37

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 42187.538KN.m$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 22051.645KN.m$$

b) Calcul des moments résistants (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_t = 2091.691 \text{ KN}$$

(chapitre de l'étude sismique)

- Poids des fondations :

$$P_F = 24 \times 2 \times 1.5 \times 0.55 \times 25 = 990 \text{ kN}$$

- Poids des avants poteaux :

$$P_P = 24 \times 0.4 \times 0.5 \times 1.75 \times 25 = 210 \text{ kN}$$

- Poids total de la structure :

$$P_T = 3291.691 \text{ kN}$$

1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/xx} = 3291.691 \times 16.8 = 55300.408 \text{ KN.m}$

- $M_{st/yy} = 3291.691 \times 8.75 = 28802.29 \text{ KN.m}$

III- Vérification au renversement de la structure :

Tableau X.8 : Vérification au renversement de la structure

	C _{pi}	M _R (KN.m)		M _{St} (KN.m)		
		/xx	/yy	/xx	/yy	
Cas de vent	Vent sur la façade principale (V ₁)	-0.2	3172.108	2354.535	55300.408	28802.29
		0.8	13745.793	8062.562		
	Vent sur la façade secondaire (V ₂)	0.15	6872.88	4352.414		
		0.8	13745.793	8062.562		
	Vent sur la façade latérale gauche (V ₃)	-0.5	1165.785	-		
		0.8	12456.193	-		
	Vent sur la façade latérale droite (V ₄)	-0.5	1165.785	-		
		0.8	12456.193	-		
Cas du séisme		54772.082	28606.09	0.8M _{st}	0.8M _{st}	
				44240.326	23041.83	

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
générale*

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, et c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années, et de développer l'esprit de la recherche.

Notre projet a pour but de dimensionner une salle omnisport avec une hauteur assez importante dont l'objectif qu'elle soit constructible, stable et même rigide. L'étude de ce projet nous a permis d'améliorer nos connaissances de conception, et de dimensionnement, et grâce à ce travail nous avons appris à appliquer les différents règlements, ainsi l'utilisation des logiciels de calcul comme l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, et l'AUTOCAD pour le dessin.

Au cours de cette étude nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soit ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement de la structure proche du réel.
- Les actions les plus extrêmes à prendre au sérieux sont celle du vent qui est le cas le plus défavorable sur la toiture tandis que les éléments de l'ossature sont sollicités par les actions 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
- 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 et surdimensionné.
- Le système de contreventement de la structure est celui de la poutre auvent en pignon, et le contreventement en ciseaux sous la présence des poutres de chaînages autour de l'ossature.
- Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans le souci de garantir à l'ouvrage une bonne résistance, et de faciliter l'exécution des travaux au chantier tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus pour notre département et servira pour les promotions à venir.

Annexes

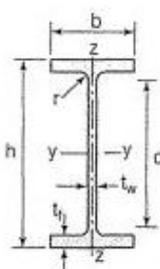
Annexe 1

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 2

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 3

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

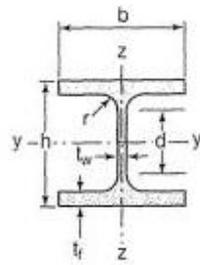
Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
I_x		I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J	
I_y		$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
IPE (suite)	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
	IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
	IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
	IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
	IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
	IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

Poutrelles

MATIÈRE

Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.



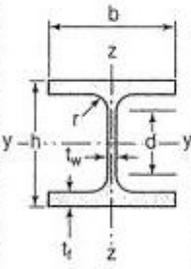
Dimensions

Masse par mètre

Aire de la section

HEA	h	b	a	e	r	h ₁	P	A								
									h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
									mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2								
HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3								
HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4								
HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8								
HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3								
HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8								
HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3								
HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8								
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8								
HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3								
HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5								
HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4								
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5								
HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8								
HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0								
HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0								
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5								
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8								
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5								
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6								
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5								
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8								
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5								
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8								

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41

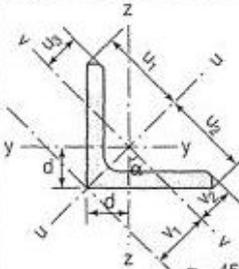
HEA
(suite)

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

d'après doc. OTUA

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
CORNIÈRES À AILES ÉGALES	a	a	e	r	r ₁			P	A	Axe yy = Axe zz		
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72	
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

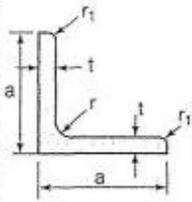
Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-009 Tolérances : NF A 45-009-2								
CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite)		Caractéristiques de calcul							
		Axe uu				Axe vv			
		z_1	I_z	I_z/z_1	i_z	v_1	I_v	I_v/v_1	i_v
	u_1	I_u	$W_{el,u}$	i_u	v_1	I_v	$W_{el,v}$	i_v	
	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
	L 20 x 20 x 3	1,41	0,61	0,43	0,74	0,84	0,16	0,19	0,38
	L 25 x 25 x 3	1,77	1,26	0,71	0,94	1,02	0,33	0,33	0,48
	L 25 x 25 x 4	1,77	1,60	0,90	0,93	1,07	0,43	0,40	0,48
	L 25 x 25 x 5	1,77	1,87	1,06	0,91	1,12	0,51	0,46	0,48
	L 30 x 30 x 3	2,12	2,22	1,05	1,13	1,18	0,59	0,50	0,58
	L 30 x 30 x 3,5	2,12	2,55	1,20	1,13	1,21	0,67	0,55	0,58
	L 30 x 30 x 4	2,12	2,85	1,34	1,12	1,24	0,75	0,61	0,58
	L 30 x 30 x 5	2,12	3,41	1,61	1,11	1,30	0,92	0,71	0,57
	L 35 x 35 x 3,5	2,47	4,22	1,70	1,34	1,40	1,10	0,78	0,68
	L 35 x 35 x 4	2,47	4,68	1,89	1,32	1,42	1,23	0,87	0,68
	L 35 x 35 x 5	2,47	5,64	2,28	1,31	1,48	1,49	1,01	0,67
	L 40 x 40 x 3	2,83	5,53	1,96	1,54	1,53	1,45	0,94	0,79
	L 40 x 40 x 4	2,83	7,09	2,51	1,52	1,58	1,86	1,17	0,78
	L 40 x 40 x 5	2,83	8,59	3,04	1,51	1,64	2,26	1,38	0,77
	L 40 x 40 x 6	2,83	9,98	3,53	1,49	1,70	2,65	1,56	0,77
	L 45 x 45 x 3	3,18	8,01	2,52	1,74	1,71	2,09	1,22	0,89
	L 45 x 45 x 4	3,18	10,40	3,27	1,73	1,77	2,70	1,52	0,88
	L 45 x 45 x 4,5	3,18	11,32	3,56	1,70	1,78	2,97	1,67	0,87
	L 45 x 45 x 5	3,18	12,42	3,90	1,70	1,81	3,26	1,80	0,87
L 45 x 45 x 6	3,18	14,50	4,56	1,69	1,87	3,83	2,05	0,87	
L 50 x 50 x 3	3,54	11,12	3,15	1,95	1,88	2,89	1,53	0,99	
L 50 x 50 x 4	3,54	14,49	4,10	1,94	1,95	3,75	1,92	0,98	
L 50 x 50 x 5	3,54	17,38	4,92	1,90	1,99	4,55	2,29	0,97	
L 50 x 50 x 6	3,54	20,34	5,75	1,89	2,04	5,34	2,61	0,97	
L 50 x 50 x 7	3,54	23,11	6,54	1,88	2,10	6,11	2,91	0,97	
L 50 x 50 x 8	3,54	25,69	7,27	1,86	2,16	6,87	3,19	0,96	
L 55 x 55 x 6	3,89	27,59	7,09	2,09	2,22	7,21	3,25	1,07	

Laminées marchands usuels

MATIÈRE

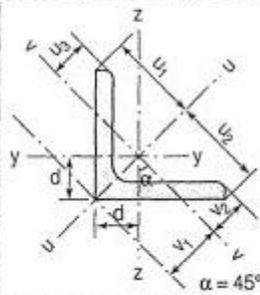
Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite)		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r ₁			Axe yy = Axe zz			
		a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y
						P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z	
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-009
Tolérances : NF A 45-009-2



Caractéristiques de calcul

Axe uu

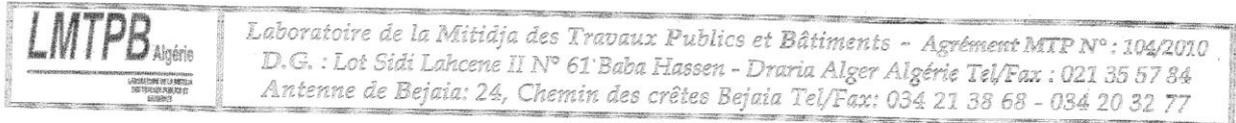
Axe vv

z_1	I_z	I_z/z_1	i_z	v_1	I_v	I_v/v_1	i_v
u_1	I_u	$W_{el,u}$	i_u	v_1	I_v	$W_{el,v}$	i_v
cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm

**CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)**

L 60 x 60 x 4	4,24	25,63	6,04	2,34	2,30	6,60	2,87	1,19
L 60 x 60 x 5	4,24	31,16	7,35	2,32	2,35	8,06	3,43	1,18
L 60 x 60 x 6	4,24	36,14	8,52	2,29	2,39	9,44	3,96	1,17
L 60 x 60 x 7	4,24	41,29	9,73	2,27	2,45	10,81	4,42	1,16
L 60 x 60 x 8	4,24	46,15	10,88	2,26	2,50	12,16	4,86	1,16
L 60 x 60 x 10	4,24	54,01	12,73	2,20	2,58	14,50	5,62	1,14
L 65 x 65 x 5	4,60	39,81	8,66	2,51	2,51	10,33	4,11	1,28
L 65 x 65 x 6	4,60	46,59	10,14	2,49	2,56	12,13	4,73	1,27
L 65 x 65 x 7	4,60	53,30	11,60	2,48	2,62	13,91	5,30	1,27
L 65 x 65 x 8	4,60	59,68	12,98	2,46	2,68	15,64	5,84	1,26
L 65 x 65 x 9	4,60	65,45	14,24	2,44	2,73	17,29	6,34	1,26
L 70 x 70 x 5	4,95	50,51	10,21	2,73	2,70	13,01	4,81	1,38
L 70 x 70 x 6	4,95	58,50	11,82	2,68	2,73	15,27	5,60	1,37
L 70 x 70 x 7	4,95	67,09	13,55	2,67	2,79	17,50	6,28	1,36
L 70 x 70 x 9	4,95	83,09	16,79	2,65	2,90	21,84	7,52	1,36
L 75 x 75 x 5	5,30	62,64	11,81	2,93	2,88	16,10	5,59	1,49
L 75 x 75 x 6	5,30	72,72	13,71	2,89	2,90	18,94	6,53	1,47
L 75 x 75 x 7	5,30	83,49	15,74	2,88	2,96	21,73	7,33	1,47
L 75 x 75 x 8	5,30	93,80	17,69	2,86	3,02	24,46	8,09	1,46
L 75 x 75 x 10	5,30	112,66	21,24	2,83	3,13	29,69	9,49	1,45
L 80 x 80 x 5	5,66	76,58	13,54	3,14	3,05	19,65	6,43	1,59
L 80 x 80 x 5,5	5,66	81,66	14,43	3,08	3,03	21,39	7,06	1,58
L 80 x 80 x 6	5,66	88,52	15,65	3,08	3,07	23,13	7,55	1,57
L 80 x 80 x 6,5	5,66	95,24	16,84	3,07	3,10	24,85	8,02	1,57
L 80 x 80 x 8	5,66	114,61	20,26	3,06	3,19	29,88	9,37	1,56
L 80 x 80 x 10	5,66	138,63	24,51	3,03	3,30	36,37	11,01	1,55
L 90 x 90 x 6	6,36	127,29	20,00	3,47	3,40	33,34	9,80	1,78
L 90 x 90 x 7	6,36	146,81	23,07	3,46	3,47	38,29	11,04	1,77
L 90 x 90 x 8	6,36	165,63	26,03	3,45	3,53	43,13	12,22	1,76
L 90 x 90 x 9	6,36	183,78	28,88	3,44	3,59	47,88	13,34	1,76
L 90 x 90 x 10	6,36	201,28	31,63	3,43	3,65	52,55	14,40	1,75
L 90 x 90 x 11	6,36	218,13	34,28	3,41	3,70	57,15	15,43	1,75
L 90 x 90 x 12	6,36	234,36	36,83	3,40	3,76	61,70	16,41	1,74

Annexe 4



Bejaia le 27/09/2012

Projet : projet relatif au remplacement d'un lycée type 1000/300R à Adekar, wilaya de Bejaia

A Madame : la Directrice du Logement et des Equipements
Publics de la Wilaya de Bejaia.

Objet : Rapport préliminaire d'étude de sol

Monsieur ;

Afin de permettre au bureau d'étude d'entamer la conception et le dimensionnement de l'infrastructure, nous vous transmettons (dans l'attente du rapport final propre au projet cité en objet) les premiers résultats de la campagne menée par notre laboratoire sur site.

A l'analyse des diagrammes pénétrométriques, on peut retenir ce qui suit :

- Adopter des fondations superficielles type isolées ou bien filantes.
- Ancrer les fondations à partir de 2,00m par rapport au niveau du terrain actuel.
- Ne pas dépasser une contrainte admissible de 1,50 bars.
- Le niveau d'eau oscille à des profondeurs entre 6,00 m et 7,00 m.
- Le spectre de calcul pour l'évaluation de la réponse dynamique est de S3 du RPA 99 version 2003.

Le rapport final vous sera transmis ultérieurement, dès que tous les essais seront terminés.

Veillez agréer, madame, nos salutations distinguées.

Etabli par :

AITOUCHE Abdelghani
Ingénieur Chargé d'Etudes
et Contrôle

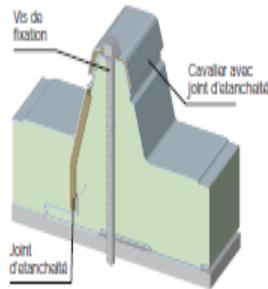
ZAD Abdelmalek
Chef de Service



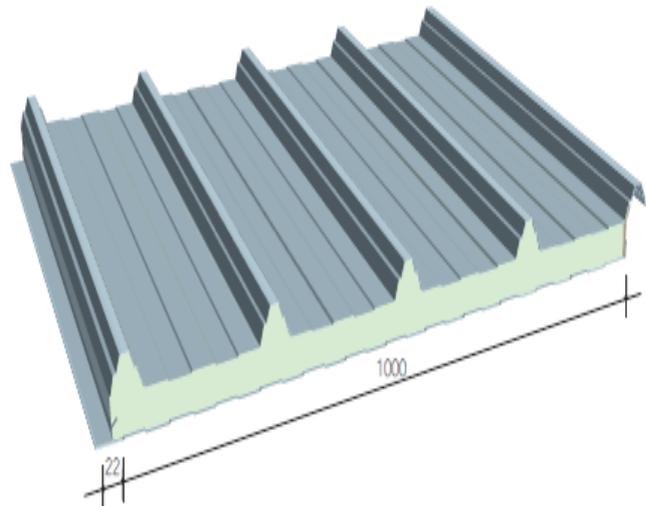
Annexe 5



Caractéristiques techniques Panneaux de couverture monolithiques



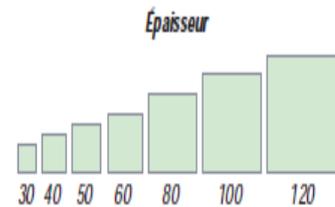
Détail du complexe et schéma de fixation



Avis Technique 2/07-1226

ÉPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TÔLES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h °C	Watt / m ² K	
30	0.47	0.54	9.65
40	0.38	0.44	10.05
50	0.31	0.36	10.45
60	0.27	0.31	10.85
80	0.21	0.24	11.65
100	0.17	0.19	12.45
120	0.14	0.16	13.25

TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.
Pour panneau de longueur, > 2000 mm.
Conforme EN-14509



Portées admissibles sous charge normale descendante

SCHEMA STATIQUE		Deux appuis							
Épaisseur de tôle en mm	Charge descendante répartie (daNm ²)								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
30	3,88	3,37	3,05	2,83	2,62	2,43	2,28	2,04	
40	4,77	3,88	3,45	3,15	2,9	2,69	2,52	2,24	
50	5,5	4,39	3,85	3,48	3,19	2,96	2,77	2,43	
60	6	4,9	4,25	3,8	3,47	3,22	3,01	2,63	2,34
80	6	5,9	5,1	4,55	4,15	3,83	3,57	3,2	2,93
100	6	6	5,88	5,22	4,73	4,35	4,04	3,59	3,18
120	6	6	6	5,58	5,1	4,73	4,44	3,98	3,64

SCHEMA HYPERSTATIQUE		Trois appuis							
Épaisseur de tôle en mm	Charge descendante répartie (daNm ²)								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
30	5,23	4,27	3,7	3,31	3,02	2,8	2,62	2,34	2,14
40	5,5	4,53	3,93	3,51	3,21	2,97	2,78	2,48	2,27
50	5,5	4,8	4,16	3,72	3,39	3,15	2,94	2,63	2,4
60	6	5,06	4,39	3,92	3,58	3,32	3,1	2,77	2,53
80	6	5,67	4,92	4,4	4,01	3,72	3,48	3,11	2,84
100	6	6	5,44	4,87	4,44	4,11	3,85	3,44	3,14
120	6	6	6	5,91	5,44	5,06	4,77	4,31	3,97

(*) Sous commande, des panneaux avec tôles aluminium et de cuivre peuvent être livrés.

BIBLIOGRAPHIE

- Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habita, 1999.
- Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- Calcul des Eléments Résistants d'une Construction Métallique. *Lahlou Dahmani*. Office des publications universitaires, 2009.
- Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel*. Eyrolles Paris, 2008
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- Calcul des Ouvrages en Béton Armé. *M. Belazougui*. Office des publications universitaires, 1986.