

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'obtention du Diplôme de Master en génie civil
Option : Matériaux et Structures

Thème :

**Etude d'une salle omnisport de grandes travées en charpente
métallique et mixte**

Présenté par :

**BENNAB Samir
TAIB Salim**

Promoteur :

Mr. SADAOULO

Jury:

**Mr. BANOUNE
Mr. HEZZAM**

Promotion 2011-2012

Remerciements

C'est avec humilité et gratitude que nous reconnaissons ce que nous devons :

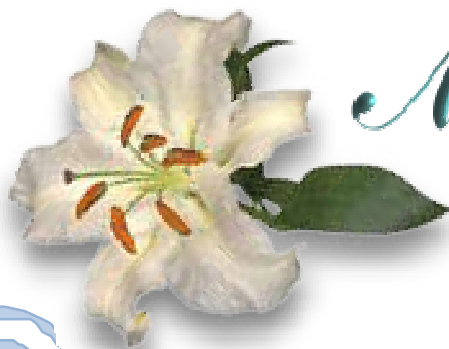
Nous commençons par remercier et rendre grâce à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de mener à bon terme ce travail.

Nos remerciements vont en particulier à Mr. Sadaoui, notre promoteur, qui nous a dirigé et beaucoup aidé afin de mener à bien ce travail.

Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants de l'option matériaux et structures sans exception.

Nous tenons à remercier également nos enseignants de différentes phases d'enseignement.

Que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, trouvent ici nos sincères reconnaissances.



Merci

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes très chers parents qui m'ont tant aidé avec
leur soutien. Ce sont ma source de courage et de
patience. Je leur exprime toute ma reconnaissance*

Mes frères et mes sœurs

Mes neveux

Mon binôme Salim et sa famille

*Tous avec qui j'ai étudié du primaire jusqu'à ce
stade la*

*Tous mes amis (es) qui m'ont aidé de près ou de
loin à réaliser ce travail*



Samir



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère qui m'a tant aidé avec son soutien. Elle est ma source de courage et de patience. Je lui exprime toute ma reconnaissance.

Mon très cher père pour sa patience et sa compréhension.

Mes sœurs pour leurs soutiens.

Mon binôme Samir et sa famille.

Tous mes copains sans exception.

Tous mes amis (es) qui m'ont aidé de près ou de loin à réaliser ce travail

Salim

SOMMAIRE

CHAPITRE I :GENERALITES

1. Introduction :	1
2. Situation :	1
3. Sismicité :	1
4. Description structurale :	2
4.1. Les escaliers :	2
4.2. Ossature et la stabilité de la structure:	2
4.3. La toiture	2
5. Matériaux utilisés :	2
5.1. Acier :	3
5.2. Couverture :	4
5.3. Le béton :	4
5.4. Matériau mixte :	6
6. Description du logiciel ROBOT Millenium :	6
7. Règlements utilisés :	7

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

1. Action du vent :	9
1.1 Introduction :	9
1.2 Coefficient de calcul :	10
1.3 Détermination de la pression q_{dyn} :	11
1.4 Calcul des pressions sur les parois :	12
2. Action de la neige :	26
2.1 Neige sur la toiture :	26
3. Etude de la variation de la température:	27

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1 Les pannes :	28
1.1 Définition :	28
1.2 Données de calcul :	28
1.3 Détermination des charges et surcharges :	28
1.4 Combinaison d'action :	30
1.5 Pré dimensionnement :	30
1.6 Dimensionnement des pannes :	31

1.7 Vérification à l'ELS :	35
2 Calcul de l'échantignole :	35
2.1 Evaluation des charges :	36
2.2 Moment de renversement :	37
2.3 Epaisseur de l'échantignole :	37
3 Calcul des efforts de traction dans les tronçons des liernes :	38
4 Les poutres de chainages :	39
5 Définition de la ferme :	39
5.1 Hypothèse de calcul :	39

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

1. Introduction :	40
2. Modélisation :	40
3. Analyse de la structure :	40
3.1. Type d'analyse :	40
3.2. Méthodes de calcul :	40

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA TOITURE

1. Introduction :	50
2. Itinéraire de dimensionnement avec ROBOT :	50
3. Les vérifications à faire :	51
3.1. La traction :	51
3.2. Au flambement :	51
3.3. La condition de résistance :	51
4. Efforts max sollicitant les éléments structurant de la toiture:	51
5. Notes de calcul puisées de logiciel ROBOT des différents éléments de la toiture :	54

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

1. Introduction :	68
2. Assemblage des éléments de la ferme:	68
2.1. Pré dimensionnement du gousset :	68
2.2. Pré dimensionnement de la gorge:	68
3. Assemblage : montant-diagonale-membrure inf.	69
4. Assemblage : des contreventements (le plus défavorable).....	73
5. Assemblage : montant - diagonales - membrure supérieure.	77

6. Assemblages : des poteaux d'ouverture.....	80
7. Assemblage de la ferme sur le poteau mixte :	83
7.1. Sollicitations :	83
7.2. Dimensionnement des tiges d'ancrages:	83
7.3. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :	84
7.4. Les contraintes de compression dans le béton :.....	85
7.5. Vérification des goujons à la traction :.....	85
7.6. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :.....	85

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'OSSATURE

1. Etude des poteaux :	88
1.1. Les recommandations du RPA 99 v2003 :	88
1.2. Ferrailage de poteau $[45.45] \text{cm}^2$:	89
1.3. Vérifications :	89
2. Etudes des poutres :	93
2.1. Recommandation du RPA99 :	93
2.2. Ferrailage des poutres:.....	94
2.3. Vérifications :	95
3. Vérification des poteaux mixtes :	97
3.1. Les dimensions du poteau mixte :	98
3.2. Détermination de l'effort et de moment résistant selon l'axe fort $[YY']$	99
3.3. Détermination de l'effort et de moment résistant selon l'axe faible $[ZZ']$:	100

CHAPITRE VIII : CALCUL DES FONDATIONS

1. Introduction :	104
2. Calcul des fondations:.....	104
2.1. Sous poteau de section $(55*75) \text{cm}^2$:	104
2.2. Sous poteau de section $(45*45) \text{cm}^2$:	113
3. Calcul des longrines :	122
3.1. Introduction :	122
3.2. Pré dimensionnement :	122
3.3. Ferrailage :	122
3.4. Armatures transversales:	123

CHAPITRE IX : VERIFICATION DE LA STABILITE DE L'ENSEMBLE

1. Introduction:	124
2. Détermination des moments renversants (M_R).....	124
2.1. Cas de vent :	124
2.2. Cas du séisme :	128
3. Calcul des moments résistant(stabilisateurs):	128

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : présentation de la structure.....	1
Figure I. 2 : panneau sandwich.....	4
Figure I. 3: Mode opératoire standard du déroulement des opérations dans Robot.....	7
Figure II.4: Vent sur les façades principale et secondaire	9
Figure II. 5: Vent sur façade latérale nord et sud.....	10
Figure II. 6: Vue en élévation	13
Figure II.4: Légende pour les parois verticales.....	14
Figure II.5: Représentation des pentes.....	14
Figure II.6: Légende pour les toitures à deux versants.....	15
Figure II.7 : Direction du vent sur parois verticales (dépression intérieures.....	17
Figure II.8 : Directions du vent sur toiture (Dépression intérieures.....	27
Figure II.7 : Direction du vent sur parois verticales (surpression intérieures.....	19
Figure II.10 : Directions du vent sur toiture (Surpression intérieures).....	19
Figure II.11: Vue en élévation.....	20
Figure II.8: Légende pour les parois verticales.....	20
Figure II.13: Légende pour la toiture.....	21
Figure II. 14: Légende pour la toiture.....	21
Figure II. 9 : Directions du vent sur parois verticales Dépression intérieure.....	23
Figure II. 16: Directions du vent sur parois verticales (Surpression intérieures).....	25
Figure II.17 : Directions du vent sur toiture (Surpression intérieures.....	25
Figure II. 10: Représentation des versants de la toiture.....	36
Figure II.11: Chargement de la neige sur la toiture.....	27
Figure III. 12 : schéma de principe des pannes sous toiture.....	28

Figure III.13: Schéma statique sous charge d'entretien.....	29
Figure III.14 : Moment dû aux surcharges d'entretien.....	29
Figure III. 15: Représentation de l'échantignole.....	36
Figure III.16 : dimension de l'échantignole.....	37
Figure III.17 : Schéma explicatif pour la disposition des liernes.....	38
Figure IV.1 : Mode de déformation (1).....	46
Figure IV.2 : Mode de déformation (2).....	46
Figure IV.3 : Mode de déformation (4).....	47
Figure VI.1 : Longueur des soudures.....	69
Figure VI.2 : les dimensions d'une tige d'ancrage.....	83
Figure VI.3 : Dispositions constructives.....	84
Figure VI. 4 : Vérification dans la section 1-1.....	86
Figure VI. 5: Vérification dans la section 2-2.....	85
Figure VI. 6 : Vérification de la section 3-3.....	87
Figure VII.1: Courbe d'interaction M-N (flexion mono-axiale).....	97
Figure VII. 2 : Point d'intersection de N et M sollicitant selon l'axe YY.....	100
Figure VII. 3: Point d'intersection de N et M sollicitant selon l'axe ZZ.....	102
Figure VII.4 : Fenêtre d'introduction des données (Robot-Expert).....	102
Figure VII.5 : Fenêtre résultats de calcul du poteau mixte par Robot-Expert.....	103
Figure VIII.1 : Dimension de la semelle.....	105
Figure VIII.2 : Dimension de la semelle.....	113
Figure IX.1 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade principale avec dépression intérieure.....	125
Figure IX. 2 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur façade principale avec surpression intérieure.....	126
Figure IX. 3 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur façade principale avec dépression intérieure.....	127
Figure IX.4 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade latérale avec surpression intérieure.....	128

LISTE DES TABLEAUX

Tableau CH1.1 : Leurs valeurs moyennes prises dans les calculs numériques.....	6
Tableau CH2.2: les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales.....	14
Tableau CH2.3: les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	15
Tableau CH 2.4: valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale	16
Tableau CH 2.5: valeur de la pression correspondant a chaque zones de toiture	17
Tableau CH 2.6: valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale	18
Tableau CH 2. 7: valeur de la pression correspondant a chaque zones de toiture	19
Tableau CH 2.8: les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales	20
Tableau CH 2. 9: les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	21
Tableau CH 2. 10: valeur de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale	22
Tableau CH 2. 11: valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture	23
Tableau CH 2. 12: valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale	24
Tableau CH 2. 13 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture	25
Tableau CH4.1: Pénalité de vérification.....	43
Tableau CH4.2 : pourcentage de participation de masse.....	45
Tableau CH4.3 : Combinaisons d'actions de calcul.....	48
Tableau CH4. 4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	48
Tableau CH4. 5 : Déplacement max en situation durable.....	49
Tableau CH5.1 : Efforts sollicitant les montants.....	51
Tableau CH5.2: Efforts sollicitant les diagonales.....	52
Tableau CH5.3: Efforts sollicitant les membrures supérieures.....	52
Tableau CH5.4: Efforts sollicitant les membrures inférieures.....	52
Tableau CH5.5: Efforts sollicitant la toiture secondaire.....	52
Tableau CH5.6: Efforts sollicitant le contreventement horizontal salle principale [xx].....	52
Tableau CH5.7: Efforts sollicitant le contreventement horizontal salle principale [yy].....	53
Tableau CH5.8: Efforts sollicitant le contreventement vertical salle principale.....	53
Tableau CH5.9: Efforts sollicitant le contreventement horizontal de la toiture secondaire.....	53
Tableau CH5.10: Efforts sollicitant le contreventement vertical de la toiture secondaire [xx].....	53
Tableau CH5.11 Efforts sollicitant les poteaux de la toiture secondaire.....	53
Tableau CH5.12: Efforts sollicitant le contreventement vertical de la toiture secondaire [yy].....	54
Tableau CH5.13 : Sections choisies pour Les éléments de la ferme et les contreventements.....	67
Tableau CH6.1: Efforts dans les éléments de la ferme.....	68
Tableau CH6.2: Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	68
Tableau CH6.3 : Dimension des cordons de soudure.....	69
Tableau CH6.4 : Les sollicitations les plus défavorables.....	83
Tableau CH7.1: Armatures longitudinales maximales selon le RPA dans les poteaux.....	88
Tableau CH7: efforts et Résultats de ferrailage de poteau.....	89
Tableau CH7. 3 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	90
Tableau CH7.4 : Vérification des contraintes dans le béton.....	92

Tableau CH7.5 : Vérification des contraintes tangentielles.....	92
Tableau CH7. 6 : Les armatures longitudinales dans les poutres.....	94
Tableau CH7.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	95
Tableau CH7. 8 : Vérification au cisaillement.....	95
Tableau CH7.9 : ferrailage des sections.....	97
Tableau CH8.1 : Sollicitations à la base des poteaux (55*75).....	104
Tableau CH8. 2 : sollicitations à la base de la semelle type 1.....	107
Tableau CH8.3 : Vérification des contraintes dans le sol.....	108
Tableau CH8.4. : Les sollicitations à la base de la semelle type 1.....	108
Tableau CH8.5 Vérification des contraintes dans le sol.....	109
Tableau CH8. 6: Les armatures des semelles type 1.....	113
Tableau CH8.7 : Les sollicitations à la base des poteaux (45*45).....	113
Tableau CH8.8 : Les sollicitations à la base de la semelle type 2.....	115
Tableau CH8. 9 : Vérification des contraintes dans le sol.....	116
Tableau CH8.12 : Les armatures des semelles type 2.....	117
Tableau CH8. 11 : Vérification des contraintes dans le sol.....	117
Tableau CH8.10 : Les sollicitations à la base de la semelle type 2.....	121
TableauCH9. 1 : Vent sur façade principale $C_{pi} = -0,5$.....	124
Tableau CH9.2 : Vent sur façade principale $C_{pi} = 0,8$.....	125
Tableau CH9.3 : Vent sur façade latérale $C_{pi} = -0,5$.....	126
Tableau CH9.4 : Vent sur façade latérale $C_{pi} = 0,8$.....	127
Tableau CH9.5 : Réaction à la base due aux effets sismiques.....	128
Tableau CH9.6 : Vérification au renversement de la structure de l'extrémité.....	129

NOTATIONS

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.
λ_{y,z}	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
λ_{y,z}	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
χ_{y,z}	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
ψ_s	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).
τ	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
Φ	Diamètre d'une armature transversale.
N	Coefficient de poissant (nu).
μ_{ser}	Moment ultime à L'ELS (mu).
μ_{bu}	Moment réduit à L'ELU.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.
λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.
β_{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	Dimensions de poteaux.
A et B	Dimension 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

Le but des études en génie civil est de concevoir des bâtiments répondants aux besoins humains, capables de résister aux multiples phénomènes naturels (séismes, vent extrêmes...), ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auxquels ils seront soumis, et les transmettre aux fondations.

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

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

Les dures lois de la nature, et l'importance des études en génie civil, poussent l'ingénieur à chercher en permanence les moyens les plus précis et les plus fiables dans les calculs, c'est pour cela que l'ingénieur a recours aux logiciels de calcul numériques tel que ; ROBOT STRUCTURAL, SAP 2000, qui sont disposés de toutes les fonctionnalités nécessaires pour mener les calculs dans les meilleures conditions.

Chapitre I : Généralités

1. Introduction :

Le projet consiste à réaliser une salle omni sport de (500) places qui comportera des gradins et une aire de jeu de forme presque ovale. La toiture de la salle principale est en charpente métallique.

Les poteaux de la toiture seront réaliser en matériaux mixtes acier-béton, un plancher collaborant (acier-béton) pour la salle de combat, les: poteaux, gradins, escaliers, dalles pleines,... seront en béton armé. On s'intéresse juste à la salle principale.

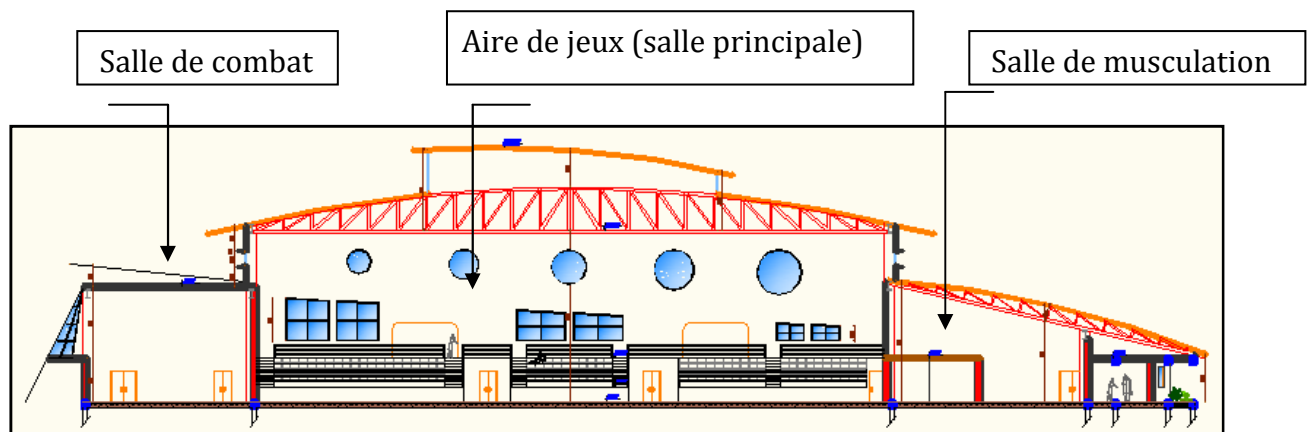


Figure I.1 : présentation de la structure

- La largeur totale du projet est: 48,58m
- La longueur totale du projet est: 81,35m
- La hauteur totale du projet est : 17,70m
- La largeur de la salle principale est : 35m
- La longueur de la salle principale est : 45m

2. Situation :

Notre projet sera implanté à BACCARO daïra de TICHY (W) de Bejaia. La zone d'implantation est classée selon le RPA99/version2003 comme zone **Ila** (moyenne sismicité).et de groupe d'usage **1B** selon son importance

3. Sismicité :

Le site étudié se situe dans la zone **Ila**, qui correspond à une zone de sismicité moyenne d'après le RPA99/version 2003.

Les paramètres à prendre en compte pour le dimensionnement du projet :

- Zone sismique **Ila**
- Sol de type **S3**
- Ouvrage de groupe **1B**
- Accélération **A=0.20**

La Contrainte admissible est de l'ordre **2.0 bars**, donc c'est un sol de bonne résistance.

A cet effet, le type de fondations à utiliser sont de nature superficielles, de formes **isolées ou filantes** (selon les charges à transmettre au sol), peuvent être **ancrées à partir de 1.50m** de profondeur par rapport à la coté du terrain naturel. Les semelles doivent être chaînées par des longrines.

Les tassements ne seront pas à craindre, parce qu'il s'agit d'un sol sableux, il est à signaler que plus de 50% de ces tassements seront absorbés en cours de construction de l'ouvrage (tassement immédiat).

4. Description structurale :

4.1. Les escaliers :

Ce sont des éléments secondaires qui permettront le passage entre les niveaux. La structure comporte trois types d'escaliers :

- Escalier droit à trois volées.
- Escalier en T.
- Escalier droit à deux volées.

4.2. Ossature et la stabilité de la structure:

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

- Economique.
- Isolation thermique.
- Isolation phonique.

La stabilité de la structure est assurée par des poteaux mixtes (profilé+armatures+béton) renforcés par des poteaux en béton armé dans l'autre sens.

4.3. La toiture

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

- ne pas concevoir de poteaux intermédiaires permettra un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit.
- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte ;
- La facilité de montage d'une toiture en charpente métallique dans une structure plus espacée.

5. Matériaux utilisés :

Les matériaux rentrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux différentes sollicitations, leurs choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que : le cout, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant

généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

5.1. Acier :

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

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

- Soit involontairement : phosphore, soufre...qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers,
- soit volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, et beaucoup d'autres éléments, qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion....), on parle, dans ces cas, d'acier alliés.

5.1.1. Les propriétés :

A. Résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement Eurocode3 et CCM97.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S 235.

B. Ductilité :

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

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > \begin{cases} 1.08 & \text{Haute ductilité} \\ 1.05 & \text{ductilité normale} \end{cases}$ Eurocode 2 art 3.2.4.2

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

- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique

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

- A la rupture, l'allongement sur une longueur de $5.65\sqrt{A_0}$, soit supérieure à 15%,

Avec : A_0 est la section transversale initiale de l'élément considéré.

C. Propriétés mécaniques de l'acier :

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

5.2. Couverture :

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

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

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages, on cite :

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

Mais leurs point faible se situ dans l'étanchéité des joints.

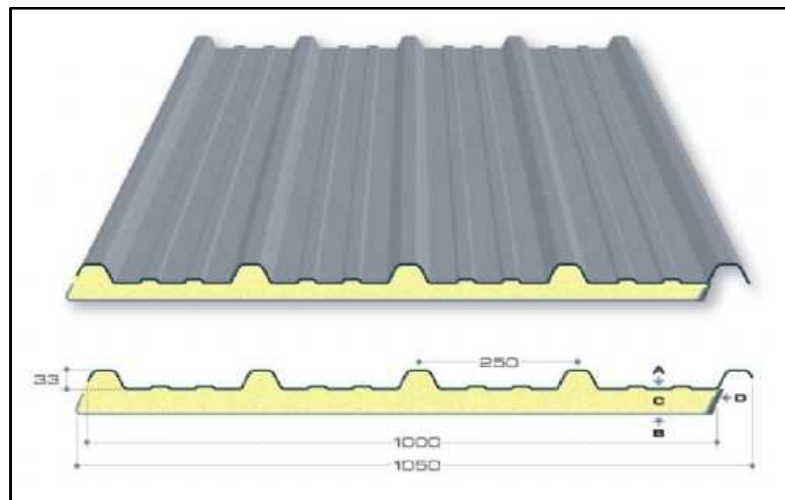


Figure I.2 : panneau sandwich

5.3. Le béton :

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

5.3.1. Composition du béton :

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

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

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

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

- **Des granulats :**

-**Gravier** : constitués par des grains rocheux dont la grosseur avec des différents diamètres (3/8-8/15-15/25 et >25) mm.

-**Sable** : constitué par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits. Ils doivent être durs, propre et non gélives. Ils sont obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

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

Qualités recherchées pour un bon béton :

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

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

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

5.3.2. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **Masse volumique :**
 - La masse volumique d'un béton à granulats courants (normal) → $2200 \div 2400 \text{ kg/m}^3$;
 - La masse volumique d'un béton à granulats légers → $700 \div 1500 \text{ kg/m}^3$;
 - La masse volumique d'un béton à granulats lourds → $3500 \div 4000 \text{ kg/m}^3$;
 - La masse volumique du béton armé → 2500 kg/m^3
- **Retrait :**

Le béton après sa confection contient un excès d'eau. Si la pièce en béton durcit dans une atmosphère non saturée en humidité, l'eau en excès va

disparaître peu à peu, à la fois par évaporation et avec combinaison avec le ciment. Son départ s'accompagne d'une diminution de volume que l'on appelle le retrait.

- **Fluage :**

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

5.4. Matériau mixte :

Les constituants principaux de ce matériau mixte sont : le profilé métallique, le béton et les armatures longitudinales et transversales.

- **Remarque:**

Dans les bibliothèques des outils de programmation (logiciels), il n'y a pas de matériaux mixtes qui sont issues de l'association de 02 matériaux ou plus. A cet effet, il faut calculer au préalable les caractéristiques mécaniques du nouveau matériau mixte (il s'agit entre autre de créer un nouveau matériau avec des caractéristiques équivalentes).

- ✓ γ_m : poids volumique mixte,
- ✓ E_m : module de déformation mixte,
- ✓ G_m : module de cisaillement mixte,
- ✓ ν : coefficient de poisson.

Tableau 1 : Leurs valeurs moyennes prises dans les calculs numériques sont (déjà calculer) :

Caractéristique du matériau mixte	$\gamma_m(\text{KN/m}^3)$	$E_m(\text{MPa})$	$G_m(\text{MPa})$	ν
Valeur	27.67	20512.7	8547	0.25

6. Description du logiciel ROBOT Millenium :

Robot millénium a été conçu pour modéliser les structures, calculer les efforts internes, les déformations, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure avec les exigences réglementaires en vigueur, et enfin gérer la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Il s'agit donc d'un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de types :

- Treillis (assemblage de barres).
- Portiques (poutre-poteau).
- structures mixtes (plaques et barres). - plaques et coques.
- contraintes et déformations planes. - éléments axisymétriques, ...etc.

Il peut calculer des structures avec un nombre de barres et de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués.

Le mode opératoire du logiciel robot millénium peut être divisé en plusieurs étapes : - Définition du modèle de la structure.

- Génération du maillage s'il s'agit des structures planes ou coques.
- Calculs (statiques ; dynamiques ; linéaire ; non-linéaire...etc.).
- Dimensionnement des éléments de la structure à partir des résultats du calcul obtenus et des normes disponibles.

Le schéma ci-dessous présente le mode opératoire standard dans le logiciel :

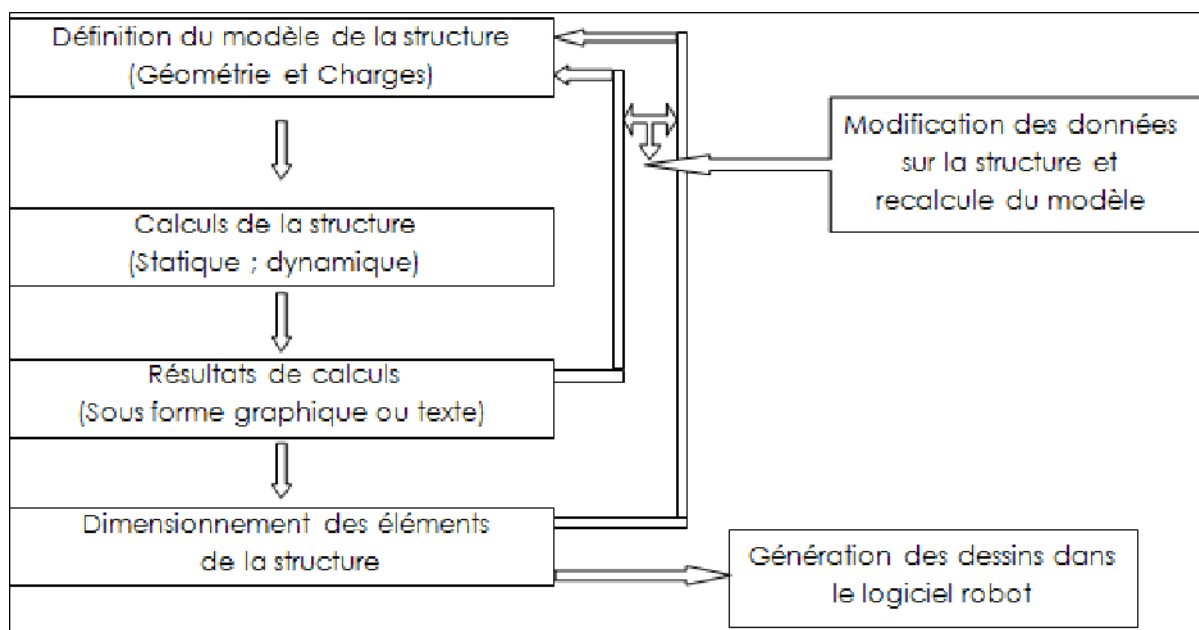


Figure 3: Mode opératoire standard du déroulement des opérations dans Robot

7. Règlements utilisés :

Pour notre étude, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- L'étude climatique se fait suivant le règlement algérien neige et vent 99 (RNVA99)

- L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM 97, et L'Eurocode3 et L'Eurocode4.
- L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique algérien RPA99/V2003
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-22
- Règle de calcul des fondations superficielles BAEL, Eurocode2

Chapitre II : Etude climatique

1. Action du vent :

1.1 Introduction :

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles dont le calcul est mené conformément au règlement algérien neige et vent RNV A99.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- La région.
- Le site d'implantation.
- La hauteur de la construction.
- La forme géométrique de la construction.
- La rigidité de la construction.

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, huit cas ont été envisagés :

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

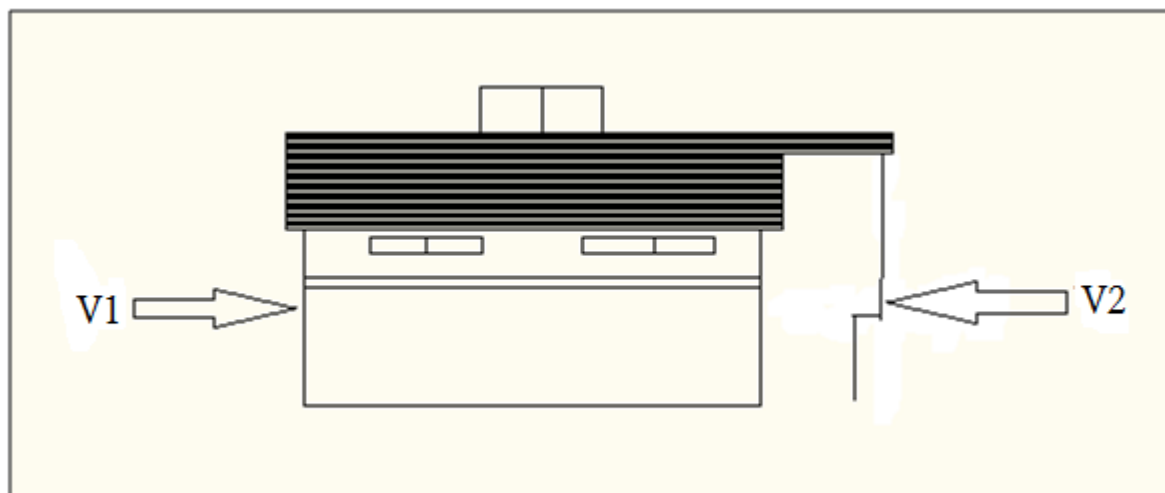


Figure II.1: Vent sur les façades principale et secondaire

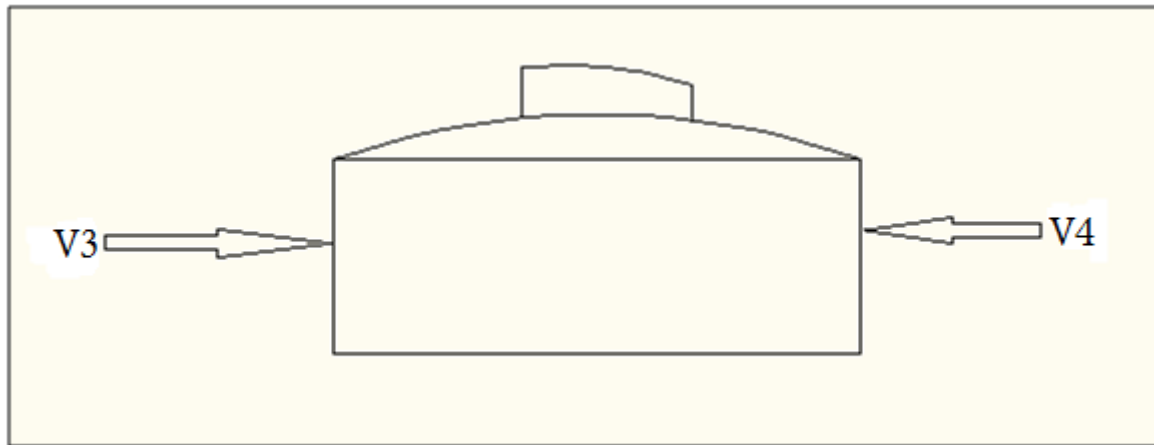


Figure II.2: Vent sur façade latérale nord et sud.

1.2. Coefficient de calcul

1.2.1. Effet de la région :

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-3 du RNVA99 (chapitre II) par $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

1.2.2. Effet de site :

La structure sera implantée en zone en bord de mer offrant 5km de longueur au vent d'où :

- Le facteur de terrain $K_T = 0,17$
 - Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0,01 \text{ m}$
 - La hauteur minimal $Z_{min} = 2 \text{ m}$.
 - Le coefficient $\varepsilon = 0,11$
- } (tableau 2-4, chapitre II RNVA99).

1.2.3. Coefficient de topographie :

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (Tableau 2-5, chapitre II RNVA99).

1.2.4. Calcul de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique (C_d) est calculé pour tenir compte des effets d'amplification dus aux turbulences. Sa valeur est tirée à partir d'abaques donnés par les figures 3.1 à 3.7 (chap. III RNV A99) correspondant à des bâtiments ou cheminés de moins de 200m de hauteur. Et pour d'autres types de constructions (structures en treillis par exemple), il convient d'utiliser les formules de l'annexe 4 du RNV A99.

- On prend ($C_d = 0.89$) pour le sens V1 et V2.
- On prend ($C_d = 0.90$) pour le sens V3 et V4.

Comme $C_d < 1.2$, on considère que la structure est peu sensible aux excitations dynamiques dans les quatre directions du vent. (Chapitre I §3.2).

1.3. Détermination de la pression q_{dyn} :

La structure a une hauteur de 17.70 m, et selon le règlement neige et vent RNV A99 : les constructions sans planchers intermédiaires (halls industriels, cheminées, etc.) dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface de hauteurs égales à h_i .

n est donné par la formule suivante :

$$n = E [h / 3] \text{ soit } [h_i = h/n]$$

Où :

- h (en m) désigne la hauteur totale de la construction.
- E désigne la partie entière (par exemple, $E [4,2] = E [4,7] = 4$).

$$n = E [h / 3] = [17.70/3] = 5$$

$$h_i = 17.70/5 = 3.54m.$$

La pression du vent est calculée au centre de chaque surface pour les surfaces verticales, et à la hauteur totale du bâtiment pour la toiture.

1.3.1. Détermination de coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité, est donné en fonction de la hauteur, et du site comme suit :

$$\begin{cases} Cr(z) = K_T \cdot \ln (z / z_0) & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m \\ Cr(z) = K_T \cdot \ln (z_{min} / z_0) & \text{pour } Z < Z_{min} (\S 4.2 \text{ chapitre II RNVA99}) \end{cases}$$

K_T : Coefficient de terrain ($K_T = 0, 17$).

Z : Hauteur considérée

Z_0 (m) : Paramètre de rugosité ($Z_0 = 0,01$).

Les résultats obtenus sont :

$$z_1 = 1.77m \Rightarrow c_r(z) = 0.900$$

$$z_2 = 5.31m \Rightarrow c_r(z) = 1.066$$

$$z_3 = 8.85m \Rightarrow c_r(z) = 1.153$$

$$z_4 = 12.39m \Rightarrow c_r(z) = 1.210$$

$$z_5 = 15.93m \Rightarrow c_r(z) = 1.253$$

$$z_{toiture} = 17.70m \Rightarrow c_r(z) = 1.271$$

1.3.2. Détermination de coefficients d'exposition :

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.

Comme la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, la formule qui sera utilisée est celle donnée par l'article 3.3.2 (chap. II RNV)

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ est donné par la formule suivante :

$$C_e(z_j) = C_t^2(z_j) C_r^2(z_j) \left[1 + \frac{7K_T}{C_r(z_j) C_t(z_j)} \right] (\S 3.3.2 \text{ chapitre II RNVA99})$$

C_t : coefficient de topographie ($C_t = 1$).

K_T : coefficient de terrain ($K_T = 0,17$).

$C_r(z)$: coefficient de rugosité.

Z : Hauteur considérée.

Les résultats obtenus sont :

$$\begin{aligned} z_1 &= 1.77m \rightarrow c_e(z) = 1.881 \\ z_2 &= 5.31m \rightarrow c_e(z) = 2.404 \\ z_3 &= 8.85m \rightarrow c_e(z) = 2.701 \\ z_4 &= 12.39m \rightarrow c_e(z) = 2.904 \\ z_5 &= 15.93m \rightarrow c_e(z) = 3.061 \\ z_{toiture} &= 17.70m \rightarrow c_e(z) = 3.127 \end{aligned}$$

1.3.3. Valeur de la pression dynamique :

La pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$ est donnée par la formule 2.12 du chapitre 2 du RNVA 99 comme suit:

$$q_{Dyn}(z_j) = q_{ref} \cdot C_e(z_j) \quad (N/m^2)$$

- q_{dyn} : pression dynamique de référence.
- C_e : coefficient d'exposition au vent.
- $q_{ref} = 375 N/m^2$ (tableau 2.3 du chapitre II du RNVA 99)

$$z_1 = 1.77m \rightarrow c_e(z) = 1.881 \rightarrow q_{dyn}(Z_1) = 1.881 \times 375 = 705.375 N/m^2$$

$$z_2 = 5.31m \rightarrow c_e(z) = 2.404 \rightarrow q_{dyn}(Z_2) = 2.404 \times 375 = 901.500 N/m^2$$

$$z_3 = 8.85m \rightarrow c_e(z) = 2.701 \rightarrow q_{dyn}(Z_3) = 2.701 \times 375 = 1012.875 N/m^2$$

$$z_4 = 12.39m \rightarrow c_e(Z_4) = 2.904 \rightarrow q_{dyn}(Z_4) = 2.904 \times 375 = 1089 N/m^2$$

$$z_5 = 15.93m \rightarrow C_e(Z_5) = 3.061 \rightarrow q_{dyn}(Z_1) = 3.061 \times 375 = 1147.875 N/m^2$$

$$z_{toit} = 17.70m \rightarrow C_e(Z_{toit}) = 3.127 \rightarrow q_{dyn}(Z_{toit}) = 3.127 \times 375 = 1172.625 N/m^2$$

1.4. Calcul des pressions sur les parois :

Les actions dues au vent se manifestent par des pressions exercées normalement aux surfaces. Ces pressions peuvent être positives "surpression" ou négatives "dépression", et on distingue deux types de pressions : pressions extérieures et intérieures au bâtiment.

On distingue d'abord les pressions extérieures qui agissent sur les faces. Si les faces sont "à vent" les pressions sont comptées positivement, si elles sont "sous le vent" les pressions sont comptées négativement. Les pressions intérieures au bâtiment engendrées par le vent varient selon la perméabilité à l'air du bâtiment. Dans les constructions non étanches, la perméabilité (ouvertures, fenêtres, portes ...) peut influencer notablement sur la pression intérieure. L'intérieur de la construction se trouve en surpression ; si l'ouverture est située du côté du vent ou sur une paroi parallèle au vent. En effet, si le vent s'engouffre dans la construction par des ouvertures face au vent, la pression intérieure est en surpression, donc positive; si au contraire les ouvertures se trouvent sur la face sous le vent, l'air est aspiré hors de la construction la pression intérieure est négative.

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

L'action résultante unitaire du vent sur une paroi est la combinaison des actions élémentaires unitaires sur chacune de ses faces. Les actions extérieures sont caractérisées par un coefficient C_{pe} , et les actions intérieures par un coefficient C_{pi} .

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

Notre structure s'inscrit dans la catégorie (I) qui regroupe l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé, lieux de culte,...) et les ouvrages de stockage

On utilise les formules (2.1) et (2.2) du RNV A99 :

$$q_j = C_d W(Z_j) \text{ en } (N/m^2)$$

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

1.4.1. Vent sur façade principale (direction V 1 et V2) :

a. Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

➤ Paroi verticale :

Dans ce cas : $b = 47.89m$ $d = 40.99m$ $h = 17.70m$
 $e = \min[47.89; 35.40] = 35.40m$

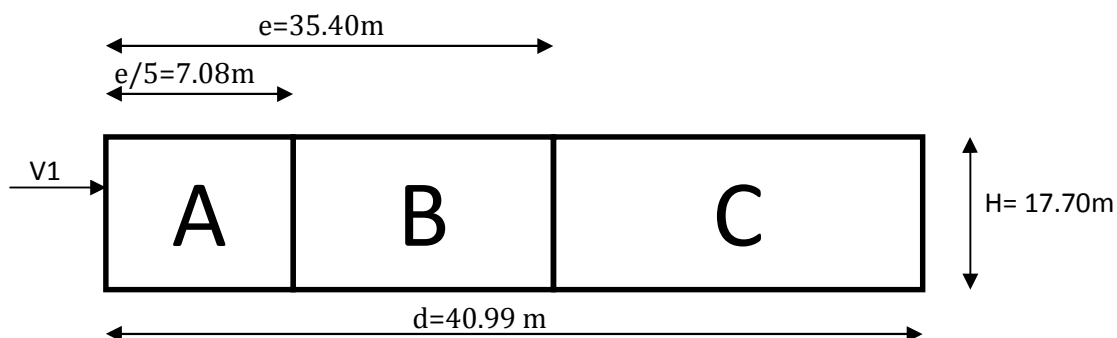


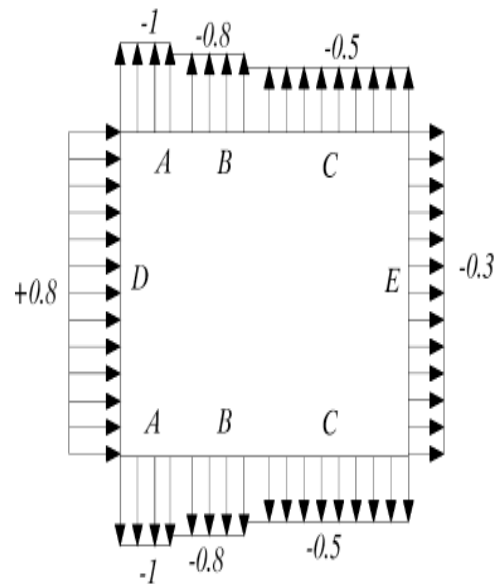
Figure II.3: Vue en élévation

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

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

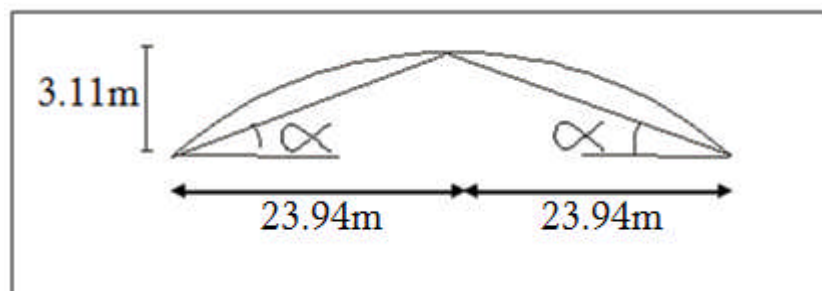
Tableau 1: les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

**Figure II.4:** Légende pour les parois

➤ **Toiture :**

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

**Figure II.5:** Représentation des pentes.

$$\tan \alpha = 3.11 / 23.94 \rightarrow \alpha = 7.401^\circ$$

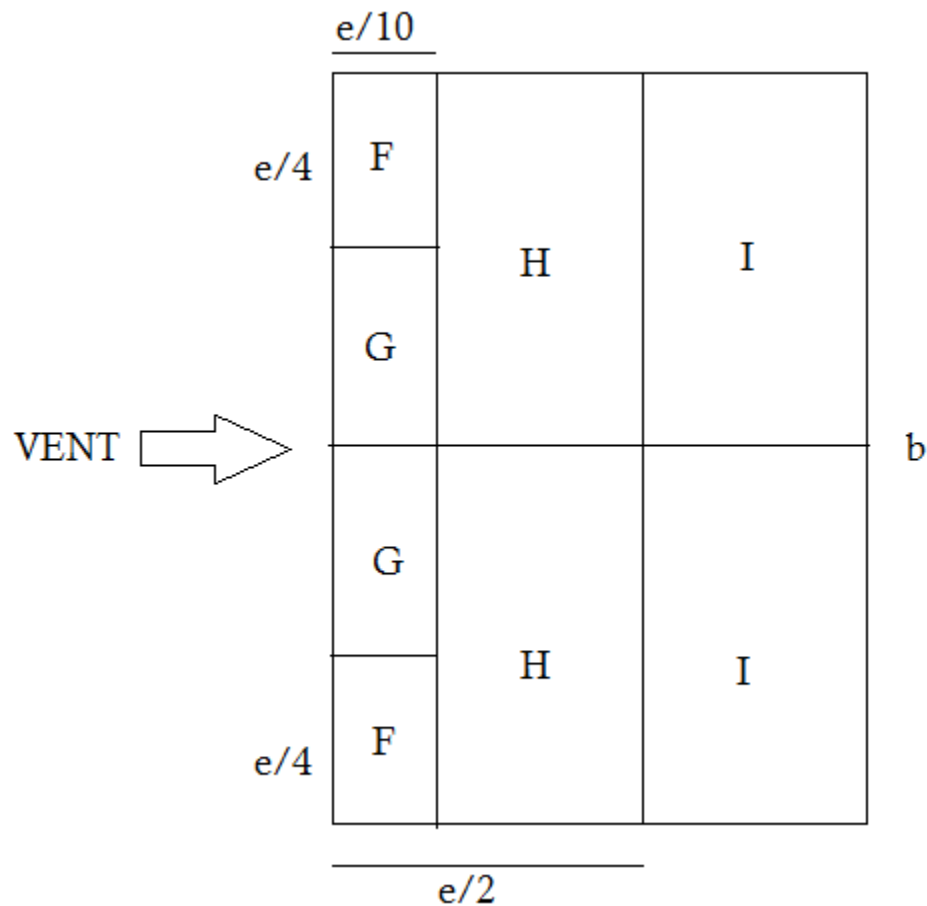


Figure II.6: Légende pour les toitures à deux versant

Avec $e = \min[b, 2h] = 35.40 \text{ m}$

Le calcul de C_{pe} se fait par l'interpolation (tableau 5.4 chapitre V RNVA99)

Pente $\alpha = 7.401^\circ$

Tableau 2: les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.52	-1.3	-0.67	-0.5

b. Coefficient de pression intérieur :

On détermine l'indice de perméabilité μ_p :

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

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné par la figure 5.15 du RNVA99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p . On prend les valeurs extrêmes :

$C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (selon l'article 2.2.1 chap. V RNV A99).

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante : (formules 2.1 et 2.2 RNV A99).

- **Portes ouvertes :**

➤ **Parois verticales :** $q_j = C_d \cdot q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$

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

Tableau 3: valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi} = -0.5$

ZONE	C_D	$Q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$	$Q_j(N/m^2)$
A	0.89	705.375	-1	-0.5	-352.687	-313.891
	0.89	901.500	-1	-0.5	-450.75	-401.167
	0.89	1012.875	-1	-0.5	-506.437	-450.728
	0.89	1089	-1	-0.5	-544.5	-484.605
	0.89	1147.875	-1	-0.5	-573.937	-510.803
B	0.89	705.375	-0.8	-0.5	-211.612	-188.330
	0.89	901.500	-0.8	-0.5	-270.45	-240.700
	0.89	1012.875	-0.8	-0.5	-303.862	-270.437
	0.89	1089	-0.8	-0.5	-326.70	-290.763
	0.89	1147.875	-0.8	-0.5	-344.362	-306.482
C	0.89	705.375	-0.5	-0.5	0	0
	0.89	901.500	-0.5	-0.5	0	0
	0.89	1012.875	-0.5	-0.5	0	0
	0.89	1089	-0.5	-0.5	0	0
	0.89	1147.875	-0.5	-0.5	0	0
D	0.89	705.375	0.8	-0.5	916.987	816.118
	0.89	901.500	0.8	-0.5	1171.95	1043.035
	0.89	1012.875	0.8	-0.5	1316.737	1171.895
	0.89	1089	0.8	-0.5	1415.7	1259.973
	0.89	1147.875	0.8	-0.5	1492.237	1328.090
E	0.89	705.375	-0.3	-0.5	141.075	125.556
	0.89	901.500	-0.3	-0.5	180.300	160.467
	0.89	1012.875	-0.3	-0.5	202.575	180.291
	0.89	1089	-0.3	-0.5	217.800	193.842
	0.89	1147.875	-0.3	-0.5	229.575	204.321

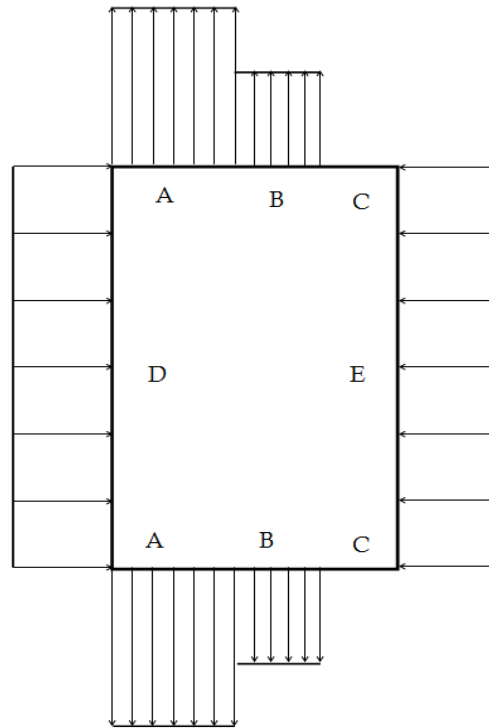


Figure II.7 : Direction du vent sur parois verticales (Dépression intérieures)

➤ **Toiture :**

Dépression intérieure $C_{pi} = -0.5$

Tableau 4: valeur de la pression correspondant a chaque zones de toiture avec $C_{pi} = -0.5$

zones	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0.89	1172.625	-1.52	-0.5	-1196.077	-1064.50
G	0.89	1172.625	-1.3	-0.5	-938.100	-834.909
H	0.89	1172.625	-0.67	-0.5	-199.346	-177.417
I	0.89	1172.625	-0.5	-0.5	0	0

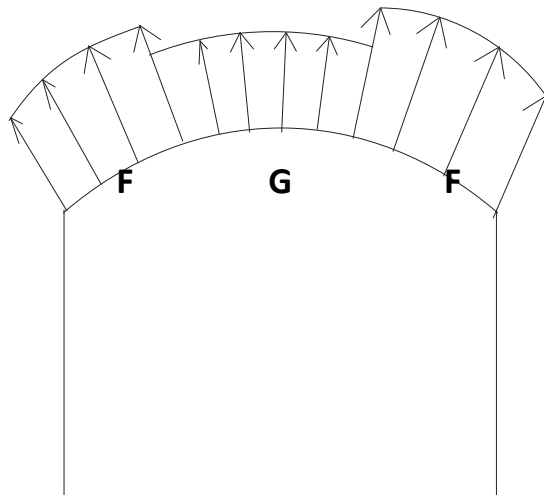


Figure II.8 : Directions du vent sur toiture (Dépression intérieures)

b.2 les portes sont fermées : $\mu_p = 0$ $C_{pi} = +0.8$

➤ **Paroi verticale :**

Surpression intérieure $C_{pi} = 0.8$:

Tableau 5: valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi} = 0.8$

ZONE	C_D	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$	$Q_j(N/m^2)$
A	0.89	705.375	-1	0.8	-1269.675	-1130.010
	0.89	901.500	-1	0.8	-1622.700	-1444.203
	0.89	1012.875	-1	0.8	-1823.175	-1622.625
	0.89	1089	-1	0.8	-1960.200	-1744.578
	0.89	1147.875	-1	0.8	-2066.175	-1838.895
B	0.89	705.375	-0.8	0.8	-1128.600	-1004.454
	0.89	901.500	-0.8	0.8	-1442.400	-1283.736
	0.89	1012.875	-0.8	0.8	-1620.600	-1442.334
	0.89	1089	-0.8	0.8	-1742.400	-1550.736
	0.89	1147.875	-0.8	0.8	-1836.600	-1634.574
C	0.89	705.375	-0.5	0.8	-916.987	-816.118
	0.89	901.500	-0.5	0.8	-1171.950	-1043.035
	0.89	1012.875	-0.5	0.8	-1316.737	-1171.895
	0.89	1089	-0.5	0.8	-1415.700	-1259.973
	0.89	1147.875	-0.5	0.8	-1492.237	-1328.090
D	0.89	705.375	0.8	0.8	0	0
	0.89	901.500	0.8	0.8	0	0
	0.89	1012.875	0.8	0.8	0	0
	0.89	1089	0.8	0.8	0	0
	0.89	1147.875	0.8	0.8	0	0
E	0.89	705.375	-0.3	0.8	-775.912	-690.561
	0.89	901.500	-0.3	0.8	-991.650	-882.568
	0.89	1012.875	-0.3	0.8	-1114.162	-991.604
	0.89	1089	-0.3	0.8	-1197.900	-1066.131
	0.89	1147.875	-0.3	0.8	-1262.662	-1123.769

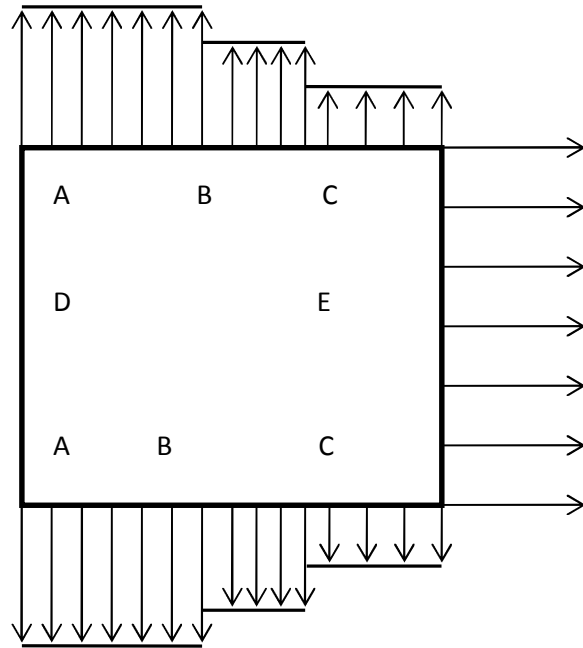


Figure II.9 : Direction du vent sur parois verticales (surpression intérieure)

➤ **Toiture :**

Surpression intérieure $C_{pi} = 0.8$

Tableau 6: valeur de la pression correspondant a chaque zones de toiture avec $C_{pi} = 0.8$

Zones	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0.89	1172.625	-1.52	+0.8	-2720.490	-2421.236
G	0.89	1172.625	-1.3	+0.8	-2462.512	-2191.635
H	0.89	1172.625	-0.67	+0.8	-1723.758	-1534.144
I	0.89	1172.625	-0.5	+0.8	-1524.412	-1356.726

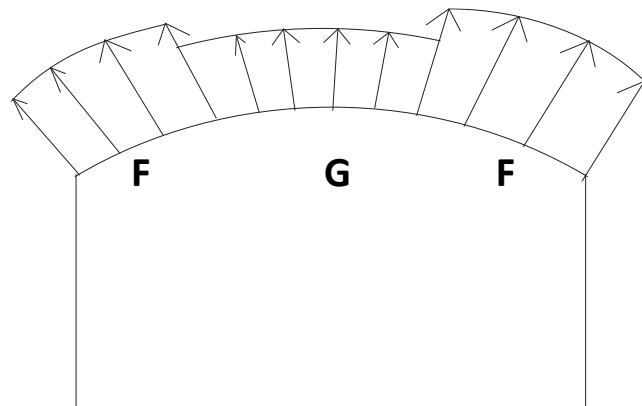


Figure II.10 : Directions du vent sur toiture (surpression intérieures)

c. Calcul de force de frottement :

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèle à la direction du vent il faut que les rapports $d/b \geq 3$ ou bien $d/h \geq 3$ soient vérifiés.

$d/h = 2.31$ Et $d/b = 0.855$ (Non vérifiée).

Donc on ne prend pas compte les frottements.

1.4.2. Vent sur façades latérales (direction V3 et V4) :**a. Coefficient de pression extérieur C_{pe} ,****➤ Paroi verticale :**

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

Dans notre cas :

$d=47.89\text{m}$, $b=40.99\text{ m}$, $h=17.70\text{m}$

$e = \min [40.99 ; 35.4]=35.40\text{m}$

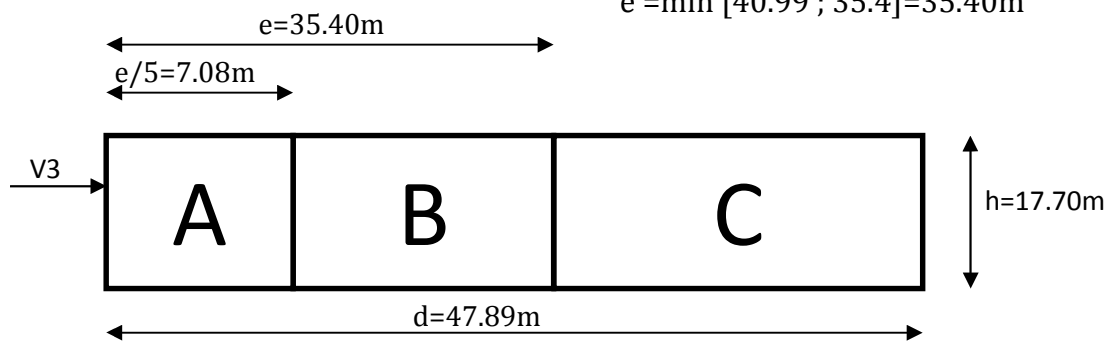


Figure II.11: Vue en élévation

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

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

Tableau 7: les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

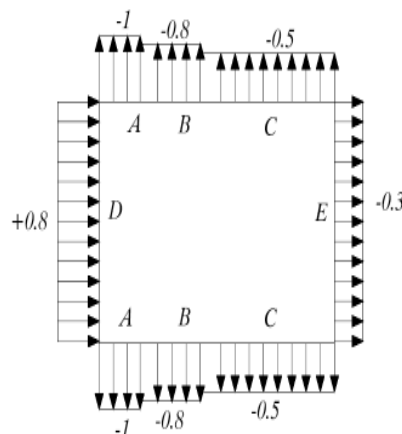


Figure II.12: Légende pour les parois

➤ **Toiture :**

On a une toiture sous forme d'une voûte (en arc). Pour déterminer les coefficients de pression on se réfère à la figure 5.8b chapitre V. RN VA99. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-dessous :

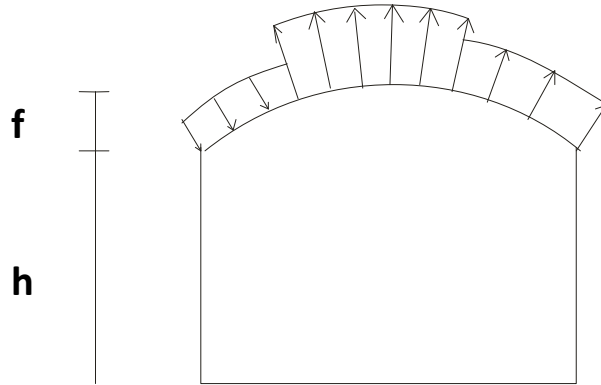


Figure II.13: Légende pour la toiture

h : Hauteur de la paroi verticale ($h=12\text{m}$)

f : Naissance de la voûte ($f=5.70\text{m}$)

$$h/d = 0,25$$

$$f/d = 0.119$$

$$0 < h/d < 0,5$$

C_p s'obtient par l'interpolation linéaire dans les abaques présentés à la figure 5.8.

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

Tableau 8: les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

Zones	F	G	H
C_{pe}	0.19	-0.82	-0.40

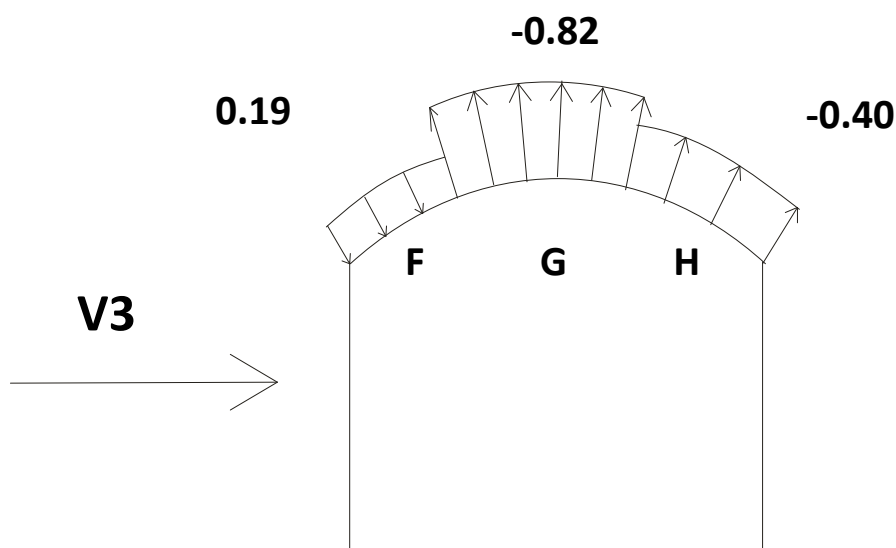


Figure II.14: Légende pour la toiture

b. Coefficient de pression intérieure :

On détermine l'indice de perméabilité μ_p :

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

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné par la figure 5.15 du RNVA99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p . On prend les valeurs extrêmes $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (selon l'article 2.2.1 chap. V RNV A99).

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante : (formules 2.1 et 2.2 RNV A99).

b.1 Portes ouvertes :

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

➤ Parois verticales :

Dépression intérieure $C_{pi} = -0.5$

Tableau 9: valeur de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi} = -0.5$

ZONE	C_D	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$	$Q_j(N/m^2)$
A	0.90	705.375	-1	-0.5	-352.687	-317.418
	0.90	901.500	-1	-0.5	-450.750	-405.675
	0.90	1012.875	-1	-0.5	-506.437	-455.793
	0.90	1089	-1	-0.5	-544.500	-490.050
	0.90	1147.875	-1	-0.5	-573.937	-516.543
B	0.90	705.375	-0.8	-0.5	-211.612	-190.450
	0.90	901.500	-0.8	-0.5	-270.450	-243.405
	0.90	1012.875	-0.8	-0.5	-303.862	-273.475
	0.90	1089	-0.8	-0.5	-326.700	-294.030
	0.90	1147.875	-0.8	-0.5	-344.362	-309.925
C	0.90	705.375	-0.5	-0.5	0	0
	0.90	901.500	-0.5	-0.5	0	0
	0.90	1012.875	-0.5	-0.5	0	0
	0.90	1089	-0.5	-0.5	0	0
	0.90	1147.875	-0.5	-0.5	0	0

D	0.90	705.375	0.8	-0.5	916.987	825.288
	0.90	901.500	0.8	-0.5	1171.950	1054.755
	0.90	1012.875	0.8	-0.5	1316.737	1185.063
	0.90	1089	0.8	-0.5	1415.700	1274.130
	0.90	1147.875	0.8	-0.5	1492.237	1343.013
E	0.90	705.375	-0.3	-0.5	141.075	126.967
	0.90	901.500	-0.3	-0.5	180.300	162.270
	0.90	1012.875	-0.3	-0.5	202.575	182.317
	0.90	1089	-0.3	-0.5	217.800	196.020
	0.90	1147.875	-0.3	-0.5	229.575	206.617

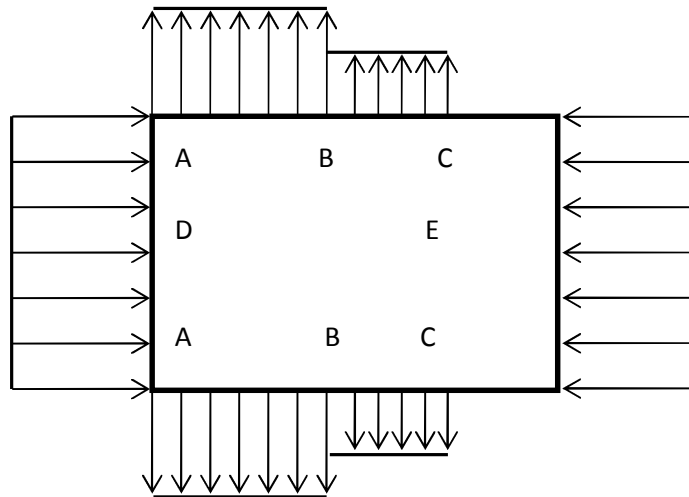


Figure II.15 : Directions du vent sur parois verticales (Dépression intérieure)

➤ **Toiture :**

Dépression intérieure $C_{pi} = -0.5$

Tableau 10: valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0.5$

Zones	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0.90	1172.625	0.19	-0.5	809.111	728.199
G	0.90	1172.625	-0.82	-0.5	-375.240	-337.716
H	0.90	1172.625	-0.40	-0.5	117.262	105.535

b.2 les portes sont fermées : $\mu_p = 0$. $C_{pi} = +0.8$

➤ **Paroi verticale :** Surpression intérieure $C_{pi} = 0.8$

Tableau 11: valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi} = 0.8$

ZONE	C_D	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$	$Q_j(N/m^2)$
A	0.90	705.375	-1	0.8	-1269.675	-1142.707
	0.90	901.500	-1	0.8	-1622.700	-1460.430
	0.90	1012.875	-1	0.8	-1823.175	-1640.857
	0.90	1089	-1	0.8	-1960.200	-1764.180
	0.90	1147.875	-1	0.8	-2066.175	-1859.557
B	0.90	705.375	-0.8	0.8	-1128.600	-1015.740
	0.90	901.500	-0.8	0.8	-1442.40	-1298.160
	0.90	1012.875	-0.8	0.8	-1620.600	-1458.540
	0.90	1089	-0.8	0.8	-1742.400	-1568.160
	0.90	1147.875	-0.8	0.8	-1836.600	-1652.940
C	0.90	705.375	-0.5	0.8	-916.987	-825.288
	0.90	901.500	-0.5	0.8	-1171.950	-1054.755
	0.90	1012.875	-0.5	0.8	-1316.737	-1185.063
	0.90	1089	-0.5	0.8	-1415.700	-1274.130
	0.90	1147.875	-0.5	0.8	-1492.237	-1343.013
D	0.90	705.375	0.8	0.8	0	0
	0.90	901.500	0.8	0.8	0	0
	0.90	1012.875	0.8	0.8	0	0
	0.90	1089	0.8	0.8	0	0
	0.90	1147.875	0.8	0.8	0	0
E	0.90	705.375	-0.3	0.8	-775.912	-698.320
	0.90	901.500	-0.3	0.8	-991.650	-892.485
	0.90	1012.875	-0.3	0.8	-1114.162	-1002.745
	0.90	1089	-0.3	0.8	-1197.900	-1078.11
	0.90	1147.875	-0.3	0.8	-1262.662	-1136.395

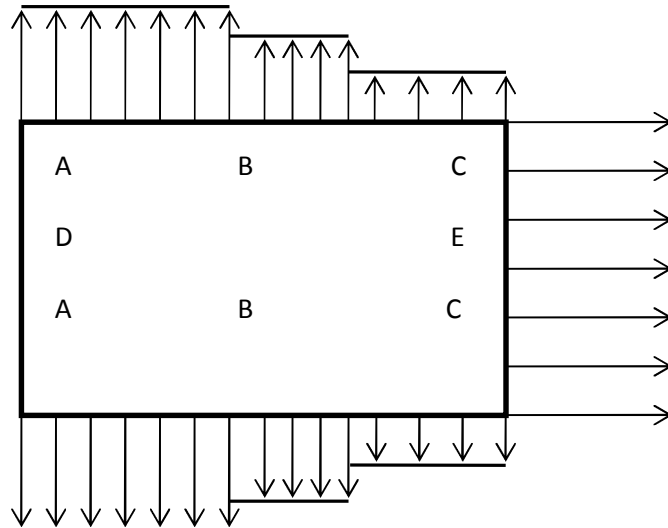


Figure II.16:Directions du vent sur parois verticales
(surpression intérieures)

➤ **Toiture :**

Surpression intérieure $C_{pi} = 0.8$:

Tableau 12 : valeur de la pression correspondant a chaque zones de toiture avec $C_{pi} = 0.8$

Zones	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$	$q_i(N/m^2)$
F	0.90	1172.625	0.19	+0.8	-715.301	-643.770
G	0.90	1172.625	-0.82	+0.8	-1899.652	-1709.686
H	0.90	1172.625	-0.40	+0.8	-1407.150	-1266.435

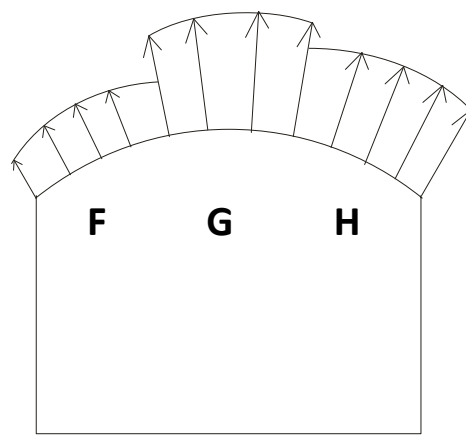


Figure II.17 : Directions du vent sur toiture
(Surpression intérieures)

c. Calcul de force de frottement :

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent, il faut que les rapports $d/b \geq 3$ ou bien $d/h \geq 3$ soient vérifiés.

$d/h = 2.7$ Et $d/b = 1.168$ non vérifiée.

Donc on ne prend pas compte des frottements.

2. Action de la neige :

Notre structure se situe à une altitude de moins de 2000 m.

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

$$S = \mu \cdot S_k$$

S_k (en kN/m^2) : La charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNV 99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone.

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

Pour la zone A :

$$S_k = \frac{(0,07 \times H) + 15}{100} \text{ (en } \text{kN/m}^2\text{)}$$

Et comme la structure est implantée à BACCARO dans la wilaya de Bejaia, qui est classée dans la zone A selon RNVA 99, au niveau de la mer $H=25$ m :

$$S_k = \frac{(0,07 \times 25) + 15}{100} = 0.167 \text{ (en } \text{kN/m}^2\text{)}$$

2.1 Neige sur la toiture :

Dans cette partie la toiture a la forme d'une voute qui a deux pentes symétriques le calcul des coefficients de forme se fait comme suit :



Figure II.18: Représentation des versants de la toiture

On a $\beta < 60^\circ$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = 0.2 + 10 h / l = 1.390$$

$$\mu_3 = 0.5 \mu_2 = 0.695$$

h : Hauteur de naissance de la voute jusqu'à son sommet ($h = 5.70$ m)

l : Longueur totale de la toiture ($l = 47.89$ m).

Donc :

$$S1 = \mu1.S_k = 0.8 \times 0.167 = 0.133 \text{ KN/m}^2$$

$$S2 = \mu2.S_k = 1.390 \times 0.167 = 0.232 \text{ KN/m}^2$$

$$S3 = \mu3.S_k = 0.695 \times 0.167 = 0.116 \text{ KN/m}^2$$

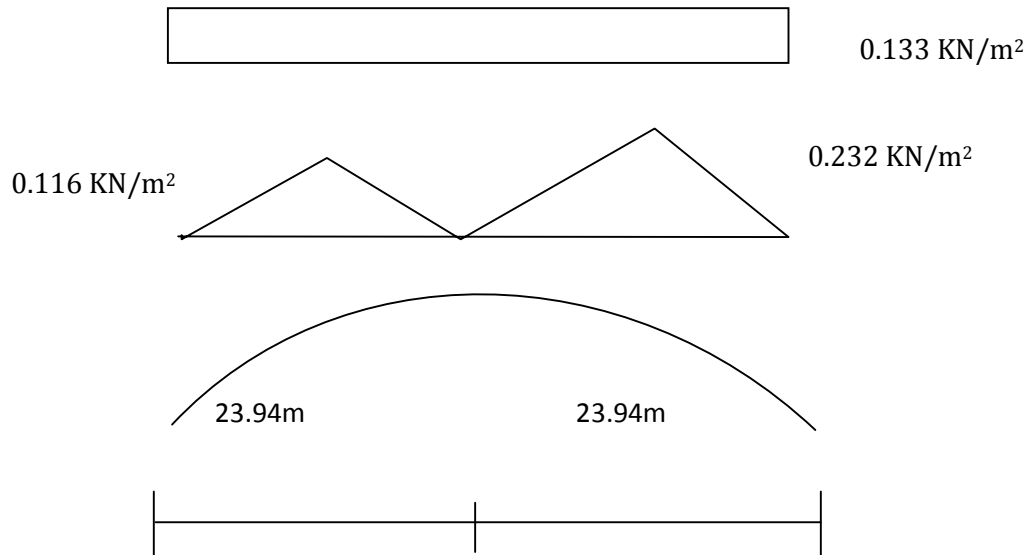


Figure II.19: Chargement de la neige sur la toiture

La charge de la neige à retenir est : **$S = 0.232 \text{ KN/m}^2$**

3. Etude de la variation 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 -10°C. (les températures max et min on été et en hiver)

20° est la température à l'intérieur de la salle.

Donc le gradient de température est :

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

$$\Delta T_2 = -10 + 20 = 10^\circ\text{C}$$

$$\Delta T = \max (\Delta T_1, \Delta T_2) = 15^\circ\text{C}.$$

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

1 Les pannes :

1.1 Définition :

Les pannes sont des éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage, dans les plans des versants. Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et des charges climatiques.

1.2 Données de calcul :

On étudie la panne la plus sollicitée, qui est inclinée à 7.401° , et dont l'entraxe est de 1,5m.

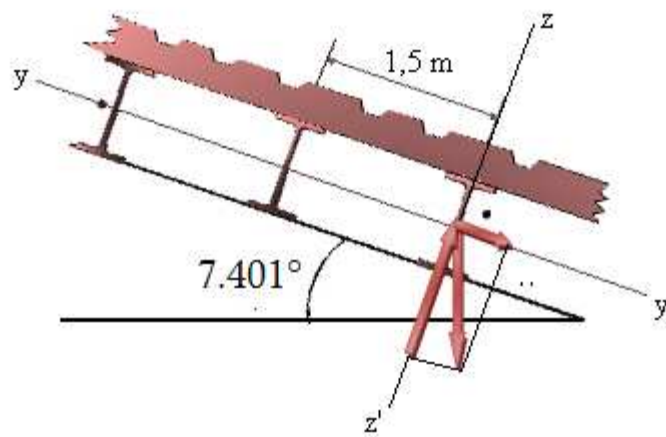


Figure III.1 : schéma de principe des pannes sous toiture.

1.3 Détermination des charges et surcharges :

a) Charge permanente :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....14 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache8 kg / m²
- Poids propre des pannes.....12 kg /m

$$G_p = [(P_{Toile} + P_{accessoires}) \times e] + P_{panne}$$

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

$$G_p = [(14 + 8) \cdot (1,5)] + 12$$

$$G_p = 45 \frac{\text{Kg}}{\text{ml}} = 0.45 \text{ KN/ml}$$

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 et qui est équivalente a deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne

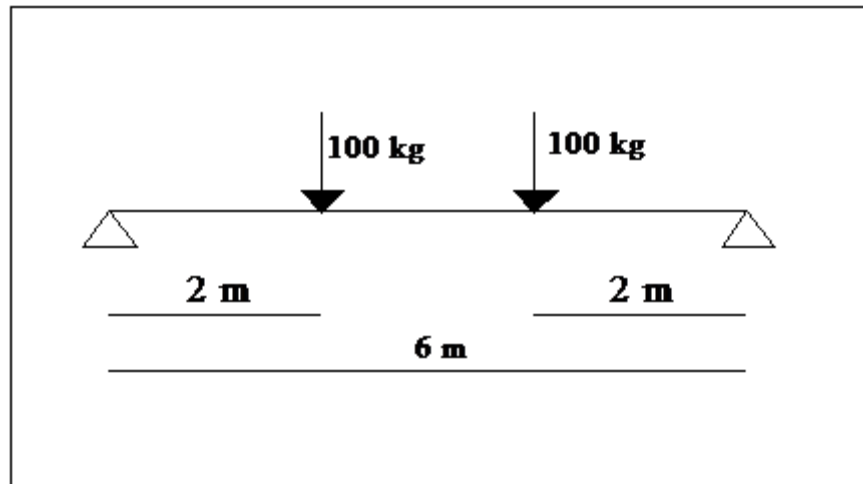


Figure III.2: Schéma statique sous charge d'entretien.

Le moment maximum :

$$M_{max} = P \cdot L/3 = P_{eq} \cdot L^2/8$$

La charge uniformément répartie P_{eq} due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due aux charges ponctuelles P :

$$P_{eq} = \frac{8P}{3l} = 44.44 \text{ Kg/ml}$$

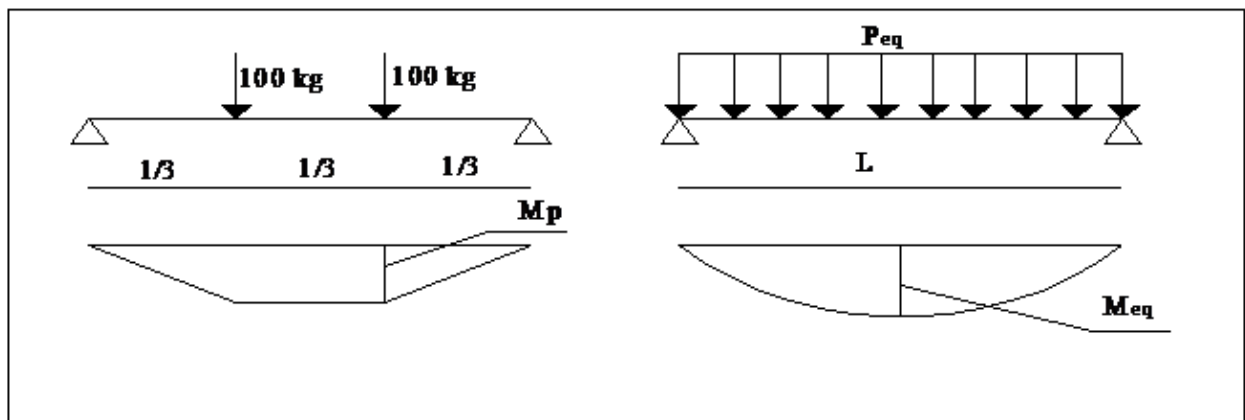


Figure III.3 : Moment dû aux surcharges d'entretien

c) Surcharge climatique due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade latérale nord, et latérale sud dont $C_{pi} = +0,8$ chargée en zone Fet G,

$$w = -2421.236 \times 1.5 = -3631.854 \text{ N/m}.$$

d) surcharge climatique de la neige :

La panne sollicitée est celle située à 12.3m de la clef de la voûte.

$$S = 0.232 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.232 \times 1.5 = 0.348 \text{ KN/ml}$$

Les charges et surcharges appliquées :

$$G=0,45 \text{ KN /ml}$$

$$W=-3,631 \text{ KN/ml}$$

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

$$Q=0,444 \text{ KN/ml}$$

❖ Décomposition des charges

➤ **Suivant l'axe Z-Z:**

$$G_{zz}=G.\cos\alpha=0.446 \text{ KN/ml}$$

$$W_{zz}=-3,631 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz}=S.\cos\alpha=0.345 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz}=Q.\cos\alpha=0.440 \text{ KN/ml}$$

➤ **Suivant l'axe y-y:**

$$G_{yy}=G.\sin\alpha=0.058 \text{ KN/ml}$$

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

$$S_{yy}=S.\sin\alpha=0.044 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy}=Q.\sin\alpha=0.057 \text{ KN/ml}$$

1.4 Combinaison d'action :

➤ **E.L.U :**

• **Axe Z-Z**

$$G_{min} + 1.5W = 0.446 - 1.5 \times 3.631 = -5 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_{z,max} + 1,5S_{zz} = 1,35 \times 0.446 + 1,5 \times 0.345 = 1.119 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_{z,max} + 1,5Q_z = 1,35 \times 0,446 + 1,5 \times 0,440 = 1.262 \text{ KN/ml}$$

• **Axe Y-Y**

$$G_{min} + 1,5 \times W = 0.058 + 0 = 0.058 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_y + 1,5S_y = 1,35 \times 0.058 + 1,5 \times 0.044 = 0.144 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_y + 1,5Q_y = 1,35 \times 0.058 + 1,5 \times 0.057 = 0.163 \text{ KN/ml}$$

➤ **E.L.S:**

• **Axe Z-Z**

$$G_z + W_z = 0.446 - 3.631 = -3.185 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0.446 + 0.345 = 0.791 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0.446 + 0.44 = 0.886 \text{ KN/ml}$$

• **Axe Y-Y**

$$G_y + W_y = 0.058 + 0 = 0.058 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + S_y = 0.058 + 0.044 = 0.102 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0.058 + 0.057 = 0.115 \text{ KN/ml}$$

1.5 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 3.185 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 853.125 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 160**, et ses caractéristiques sont :

- $I_y = 869 \text{ cm}^4$
- $I_z = 68.3 \text{ cm}^4$
- $A = 20.1 \text{ cm}^2$
- $H = 16 \text{ cm}$
- $P = 15.8 \text{ Kg/ml}$

Poids propre réel $G_p = [(14 + 8)(1,5)] + 15.8 = 48.8 \text{ kg /ml}$

$$G_p = 0,488 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,488 \cos 7.401 = 0.483 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,488 \sin 7.401 = 0,062 \text{ KN/ml.}$$

1.6 Dimensionnement des pannes :

a) Les combinaisons de calcul :

$$G_z = 0.488 \cos 7.401^\circ = 0.483 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.488 \sin 7.401^\circ = 0.062 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} q_z = 1,35 G_z + 1,5 Q_z = 1,35 \times 0.483 + 1,5 \times 0.44 = 1.312 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1,35 G_y + 1,5 Q_y = 1,35 \times 0.062 + 1,5 \times 0.057 = 0.169 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_y = G_z + 1,5 W = 0.483 + 1.5 \times (-3.631) = -4.963 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1,35 G_y + 1,5 W = 1,35 \times 0.062 + 1.5 \times 0 = 0.083 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = 1.35 G_z + 1.5 S_z \\ q_y = 1.35 G_y + 1.5 S_y \end{cases} \quad \begin{cases} q_z = 1.35 \times 0.483 + 1.5 \times 0.345 = 1.169 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1.35 \times 0.062 + 1.5 \times 0.044 = 0.149 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

b) Détermination des sollicitations :

• Moments :

➤ Sous le vent :

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = 4.963 \times \frac{6^2}{8} = 22.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = 0.083 \times \frac{6^2}{8} = 0.373 \text{ KN.m}$$

➤ Sous charge d'exploitation :

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = 1.312 \times \frac{6^2}{8} = 5.904 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = 0.169 \times \frac{6^2}{8} = 0.760 \text{ KN.m}$$

➤ Sous charge de la neige :

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1.169 \times 6^2}{8} = 5.260 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0.149 \times 6^2}{8} = 0.670 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

- Effort tranchant due au vent: $V_W = \frac{qL}{2} = \frac{-4.963 \times 6}{2} = -14.889 \text{ KN}$
- Effort tranchant due au poids propre : $V_G = \frac{qL}{2} = \frac{0.488 \times 6}{2} = 1.464 \text{ KN}$
- Effort tranchant dû aux charges d'exploitations : $V_Q = 1 \times \cos 7.401^\circ = 0.99 \text{ KN}$
- Effort tranchant due à la neige : $V_S = \frac{ql}{2} = \frac{1.169 \times 6}{2} = 3.507 \text{ KN}$

1^{ere} combinaison : $V_z = V_G + 1,5V_W = 1.464 - 1,5(14.889) = -20.869 \text{ KN}$

2^{eme} combinaison : $V_z = 1,35 V_G + 1,5V_Q = 1,35(1.464) + 1,5(0.99) = 3.461 \text{ KN}$

3^{eme} combinaison : $V_z = 1.35 V_G + 1.5V_S = 1.35 \times 1.464 + 1.5 \times 3.507 = 7.236 \text{ KN}$

1.6.1 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 : $V_z < V_{plz}$

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

Avec :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

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

$$A_{vz} = 20.1 - 2 \times 8.2 \times 0.74 + (0.50 + 2 \times 0.9) \times 0.74 = 9.66 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{9.66 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 119.149 \text{ KN}$$

- **Sous le vent :**

$$V_z = 20.869 \text{ KN} < V_{plz} = 119.149 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **Sous la charge verticale :**

$$V_z = 3.461 \text{ KN} < V_{plz} = 119.149 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **Sous la neige :**

$$V_z = 7.236 \text{ KN} < V_{plz} = 119.149 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

b) Vérification au déversement :

$$\text{La vérification à faire est : } M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2(1)}$$

$\beta_w=1$: Section de classe 01

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

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl} f_y}{M_{cr}}}$$

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

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\} \quad EC3 \text{ Art F.1.2 (1)}$$

C_1, C_2, C_3 : dépend des condition de charge et d'encastrement .

$C_1=1,132$, $C_2=0,459$, $C_3=0,525$, $L=600$ cm , $Z_g=Z_a-Z_s$.

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

$$\begin{cases} Z_a = -7 \text{ cm} & \text{sous le vent} \\ Z_a = 7 \text{ cm} & \text{sous charge verticale} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique} \\ Z_g = Z_a - Z_s = -7 \text{ cm} & I_t = 3.60 \text{ cm}^4, \quad I_w = 3960 \text{ cm}^6 \end{cases}$$

➤ **Sous le vent:**

$$M_{Cr} = \frac{1.132 \times \pi^2 \times 2.1 \times 68.3}{6^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{0.396}{68.3} + \frac{6^2 \times 0.48 \times 3.60}{\pi^2 \times 68.3} + (0.459 \times (-0.07))^2 \right]^{0.5} - (0.459 \times (-0.07)) \right\}$$

$$M_{Cr} = 15.28 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{Cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 124 \times 10^{-6} \times 235}{15.28 \times 10^{-3}}} = 1.38 \Rightarrow \text{Courbe } a$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.38 > 0,4 \quad \text{Donc il y a risque de déversement}$$

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.3 \text{ et } \overline{\lambda}_{LT} = 1.4$$

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

$$\chi_{LT} = 0.4703 + \frac{(0.4179 - 0.4703)}{1.4 - 1.3} \cdot (1.38 - 1.3) = 0.4283$$

$$\chi_{LT} = 0.4283$$

$$M_r = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.4283 \times 1 \times 124 \times 235 \times 10^{-6}}{1.1} = 11.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd,y} = 22.33 \text{ KN.m} > M_r = 11.34 \text{ KN.m}$$

Condition non vérifié.

Le déversement n'est pas vérifié donc on augmente la section à un **IPE 180**.

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

a) Vérification a l'effort tranchant :

$$V_{plz} = \frac{11.20 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 138.144 \text{ KN}$$

- **Sous le vent :** $V_Z = -20.64 \text{ KN} < V_{plz} = 138.144 \text{ KN}$ Vérifié
- **Sous charge verticale :** $V_Z = 3.582 \text{ KN} < V_{plz} = 138.144 \text{ KN}$ Vérifié
- **Sous la neige :** $V_Z = 7.542 \text{ KN} < V_{plz} = 138.144 \text{ KN}$ Vérifié

b) Vérification au déversement :

$$M_{Cr} = 22.694 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = 1.312$$

$$\chi_{LT} = 0.4283$$

$$M_{Sd,y} = 22.19 \text{ KN.m} > M_r = 16.53 \text{ KN.m} \quad \textbf{Condition non vérifié.}$$

Le déversement n'est pas vérifié donc on augmente la section à **IPE 200**.

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

a) Vérification a l'effort tranchant :

$$V_{plz} = \frac{14.016 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 172.877 \text{ KN}$$

- **Sous le vent :** $V_Z = -20.37 \text{ KN} < V_{plz} = 172.877 \text{ KN}$ Vérifié
- **Sous charge verticale :** $V_Z = 3.72 \text{ KN} < V_{plz} = 172.877 \text{ KN}$ Vérifié
- **Sous la neige :** $V_Z = 7.904 \text{ KN} < V_{plz} = 172.877 \text{ KN}$ Vérifié

b) Vérification au déversement :➤ **Sous le vent**

$$M_{Cr} = 34.303 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = 1.22$$

$$\chi_{LT} = 0.518$$

$$M_{Sd,y} = 22.03 \text{ KN.m} < M_r = 24.41 \text{ KN.m} \quad \textbf{Condition vérifié.}$$

➤ **Sous charge verticale**

$$M_{Cr} = 34.303 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = 1.22$$

$$\chi_{LT} = 0.518$$

$$M_{Sd,y} = 6.304 \text{ KN.m} < M_r = 24.41 \text{ KN.m} \quad \textbf{Condition vérifié.}$$

➤ **Sous la neige :**

$$M_{Cr} = 34.303 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = 1.22$$

$$\chi_{LT} = 0.518$$

$$M_{Sd,y} = 5.661 \text{ KN.m} < M_r = 24.41 \text{ KN.m} \quad \textbf{Condition vérifié.}$$

c) 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 :

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

➤ **Sous le vent :**

$$\left[\frac{22.03}{51.84} \right]^2 + \left[\frac{0.427}{10.483} \right] = 0.221 < 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Sous la charge verticale :**

$$\left[\frac{6.304}{51.84} \right]^2 + \left[\frac{0.814}{10.483} \right] = 0.092 < 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Sous la neige :**

$$\left[\frac{5.661}{51.84} \right]^2 + \left[\frac{0.724}{10.483} \right] = 0.080 < 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

1.7 Vérification à l'ELS :**a) les combinaisons de calcul :**

$$\begin{cases} q_z = G_z + Q_z = 0.549 + 0.440 = 0.989 \text{ KN/ml} \\ q_y = G_y + Q_y = 0.071 + 0.057 = 0.128 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_z + W = 0.549 + (-3.631) = -3.082 \text{ KN/ml} \\ G_y = 0.071 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = G_z + S_z & \begin{cases} q_z = 0.549 + 0.345 = 0.894 \text{ KN / ml} \\ q_y = 0.071 + 0.044 = 0.115 \text{ KN / ml} \end{cases} \end{cases}$$

b) calcul de la flèche :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E I_y} \leq \frac{L}{200}$$

➤ **Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5 \times 3.082 \times 10^3 \times (6)^4}{384 \times 2.1 \times 10^{11} \times 1943 \times 10^{-8}} = 0.0127 < 0.03 \text{ m} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Suivant l'axe y-y :**

$$f_y = \frac{5 \times 0.128 \times 10^3 \times (6)^4}{384 \times 2.1 \times 10^{11} \times 142.4 \times 10^{-8}} = 0.007 < 0.03 \text{ m} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE200**

2 Calcul de l'échantignole :

Pour un IPE 200:

$$b = 10 \text{ cm.}$$

$$h = 20 \text{ cm.}$$

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right) \Rightarrow 10 \text{ cm} \leq t \leq 15 \text{ cm}$$

On prend $t = 12 \text{ cm}$

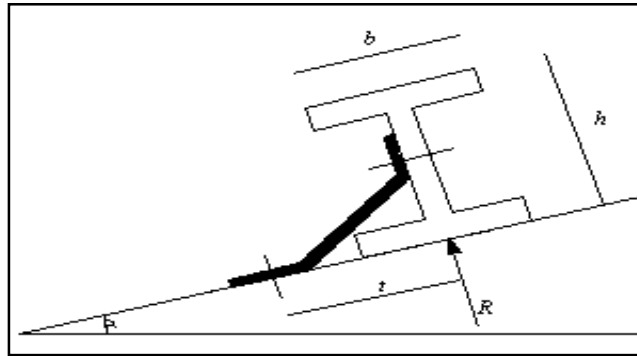


Figure III.4: Représentation de l'échantignole

2.1 Evaluation des charges :

- Sous le vent :

$$R_w = 2 \times \frac{q \times l}{2} = \frac{-3.631 \times 6 \times 2}{2} = -21.786 \text{ KN}$$

- Sous le poids propre

$$R_{ZG} = \frac{q \times 2 \times l}{2} = \frac{0.549 \times 6 \times 2}{2} = 3.294 \text{ KN}$$

$$R_{YG} = \frac{5 \cdot q \cdot l}{4} = \frac{5 \cdot 0.095 \cdot 3}{4} = 0.356 \text{ KN}$$

$$V_z = R_{ZG} + 1,5R_w = 3.294 - 1,5 \times 21.786 = -29.385 \text{ KN.}$$

$$V_y = R_{YG} = 0.356 \text{ KN.}$$

- Sous la neige :

$$R_{zs} = \frac{5 \cdot S_z \cdot l}{4} = \frac{5 \cdot 0,345 \cdot 3}{4} = 1.293 \text{ KN}$$

$$R_{ys} = \frac{5 \cdot S_y \cdot l}{4} = \frac{5 \cdot 0,044 \cdot 3}{4} = 0.165 \text{ KN}$$

$$R_{ZG} = 3.294 \text{ KN}$$

$$R_{YG} = 0.356 \text{ KN}$$

$$V_z = 1,35R_{ZG} + 1,5R_{zs} = 1,35 \cdot 3,294 + 1,5 \cdot 1,293$$

$$\Rightarrow V_z = 6.386 \text{ KN}$$

$$V_y = 1,35R_{YG} + 1,5R_{ys} = 1,35 \cdot 0,356 + 1,5 \cdot 0,165$$

$$\Rightarrow V_y = 0.728 \text{ KN}$$

- **Sous chargement vertical :**

$$R_{zQ} = q \cdot \cos \alpha = 0.989 \cdot \cos 7.401$$

$$R_{zQ} = 0.98 \text{ KN}$$

$$R_{yQ} = q \cdot \sin \alpha = 0.989 \sin 7.401$$

$$R_{yQ} = 0.127 \text{ KN}$$

$$V_z = 1,35R_{zG} + 1,5R_{zQ} = 1,35 \cdot 3,294 + 1,5 \cdot 0,98$$

$$\Rightarrow V_z = 5.916 \text{ KN}$$

$$V_y = 1,35R_{yG} + 1,5R_{yQ} = 1,35 \cdot 0,356 + 1,5 \cdot 0,127$$

$$\Rightarrow V_y = 0,671 \text{ KN}$$

2.2 Moment de renversement :

✓ **Dû au vent :**

$$M_R = V_z \cdot t + V_y \cdot (h/2)$$

$$M_R = 29,385 \cdot 0,12 + 0,356 \cdot 0,1$$

$$\Rightarrow M_R = 3.561 \text{ KN.m}$$

✓ **Dû aux charges verticales :**

$$Mr = 5.916 \times (0,12) - 0.671 \times (0,1) = 0.777 \text{ KN.m}$$

$$Mr = 0.777$$

✓ **Dû à la neige :**

$$M_R = 6,586 \cdot 0,12 + 0,728 \cdot 0,1$$

$$\Rightarrow M_R = 0,863 \text{ KN.m}$$

2.3 Epaisseur de l'échantignole :

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

$$M_R = 3.490 \text{ KN.m}$$

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R}{\sigma} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{3,490 \cdot 10^5}{235 \cdot 10^2} = 14.85 \text{ cm}^2$$

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

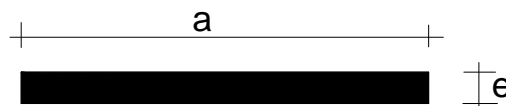


Figure III.5 : dimension de l'échantignole

$$\text{Donc } e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{el}}{a}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 14,85}{20}} = 2.11 \text{ cm}$$

Soit **e = 2.5 cm.**

3 Calcul des efforts de traction dans les tronçons des liernes :

$$R = 1,25 \times \frac{Q_y \times L}{2} = 1.25 \times 0.115 \times \frac{6}{2} = 0.431 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 1 : } T_1 = \frac{R}{2} = 0.215 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 2 : } T_2 = T_1 + R = 0.646 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 3 : } T_3 = T_2 + R = 1.077 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 4 : } T_4 = T_3 + R = 1.508 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 5 : } T_5 = T_4 + R = 1.939 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 6 : } T_6 = T_5 + R = 2.37 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 7 : } T_7 = T_6 + R = 2.801 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 8 : } T_8 = T_7 + R = 3.232 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 9 : } T_9 = T_8 + R = 3.663 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 10 : } T_{10} = T_9 + R = 4.094 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 11 : } T_{11} = T_{10} + R = 4.525 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 12 : } T_{12} = T_{11} + R = 4.956 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 13 : } T_{13} = T_{12} + R = 5.387 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 14 : } 2T_{13} \cos \theta = T_{14}$$

$$T_{14} = \frac{T_{13}}{2 \times \cos \theta}$$

$$\text{tg } \theta = \frac{1.50}{3} \Rightarrow \theta = 26.70^\circ$$

$$\Rightarrow T_{14} = \frac{5.387}{2 \times 0.89} = 3.026 \text{ KN}$$

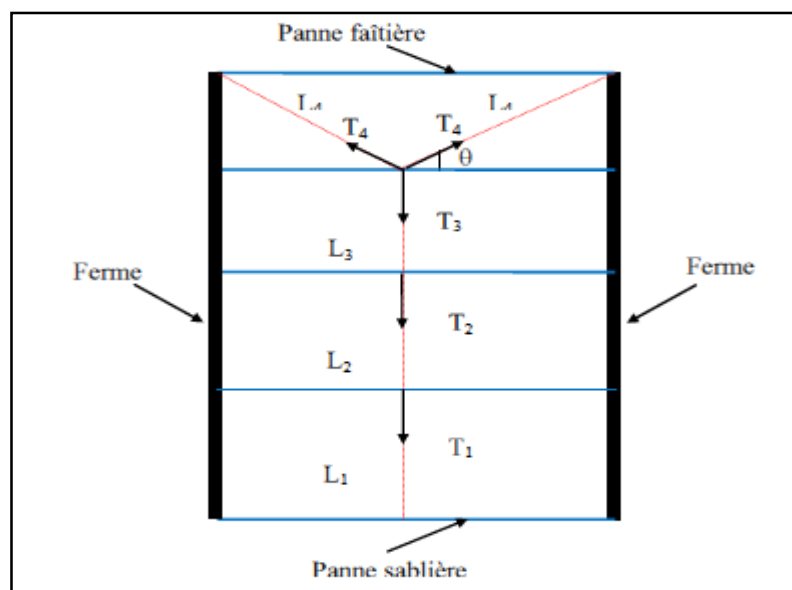


Figure 6 : Schéma explicatif pour la disposition des liernes

Le tronçon le plus sollicité est T_{13} donc il faut vérifier que :

$$A \geq \frac{T_{\max}}{f_y} \Rightarrow A \geq 22.92 \text{ mm}^2 \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \geq 5.40 \text{ mm}$$

Soit un rond $\phi = 12 \text{ mm}$ à adopter pour les liernes des pannes.

4 Les poutres de chainages :

Elles sont déposées sur les poteaux, leur hauteur est donnée selon la condition du RPA99/V2003 suivante :

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

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

$$L_{\max} = 600 \text{ cm}$$

$$40 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm}$$

- Vérification :

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

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

Sachant que

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : h= 50 cm et b = 35 cm

On a : b = 35 cm > 20 cm

h = 50 cm > 30 cm

vérifiée

h/b = 50/35 = 1.42 < 4

Donc on adopte pour les poutres de chainages la section **(b×h) = 35×50 cm²**

5 Définition de la ferme :

Les fermes sont constituées de barres rectilignes, situées dans un même plan, assemblées entre elles selon des triangles, elles sont composées :

- D'une membrure supérieure (arbalétrier)
- D'une membrure inférieure (entrait)
- D'une âme treillis constituées d'éléments verticaux (montant) et oblique (diagonales)

5.1 Hypothèse de calcul :

- les barres sont considérées comme articulées, sans frottements aux nœuds.
- la ferme est considérée comme encastrée aux poteaux.
- Les axes concourants au même nœud des éléments du treillis sont considérés convergés au même point (sans excentricité).

Chapitre IV : Etude sismique

1. Introduction :

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

2. Modélisation :

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

3. Analyse de la structure :

3.1. Type d'analyse :

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

Les chargements statiques :

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

Les chargements dynamiques :

- Les effets sismiques.

3.2. Méthodes de calcul :

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

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

3.2.1. Méthode statique équivalente :

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

Mais comme le « **RPA99 version 2003** » préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a) Principe de la méthode :

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

b) Calcul de la force sismique totale :

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

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de « **RPA99 version 2003** » en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans la Zone **Ila** et un Groupe d'usage **1B** Nous trouverons :

$$A = 0.20$$

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

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003], (S3) site meuble:

- T_1 (sec) = 0.15s.
- T_2 (sec) = 0.50s.

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$

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

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

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

$$\text{D'où : } \eta = 0.935 > 0.7$$

- **Estimation de la période fondamentale :**

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

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

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

Avec :

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

$$h_N = 17.70 \text{ m.}$$

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

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

D'où : **$C_T = 0.050$**

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 17.70^{3/4} = 0.43 \text{ s}$$

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

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

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

- **Sens transversal :**

$$dx = 40.99 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.248 \text{ s}$$

- **Sens longitudinal :**

$$dy = 45 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.237 \text{ s}$$

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

$$T_x = \min (T; T_x) = \min (0.43 \text{ s}; 0.248 \text{ s}) \Rightarrow T_x = 0.248 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T; T_y) = \min (0.43 \text{ s}; 0.237 \text{ s}) \Rightarrow T_y = 0.237 \text{ s}$$

T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0.50 \text{ s}$

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

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = 2.5 \times 0.935 = 2.34$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Portique auto stables avec remplissage 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 1: Pénalité de vérification

Critère de qualité "q"	P _q
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0.05
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$\sum P_q$	0.1

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

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 « **RPA99 version 2003** ».

Dans notre cas $\beta = 0.3$

$$W_G = 3804.8 \text{ KN}$$

$$W_Q = 356.4 \text{ KN}$$

$$W = 3804.8 + 0.3 \times 356.4 = 3911.72 \text{ KN}$$

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

$$\text{Donc : } V = \frac{0.2 \times 2.34 \times 1.1}{3.5} \times 3911.72 = 575.38 \text{ KN}$$

$$\mathbf{V = 575.38 \text{ KN}}$$

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 :

F_t : Force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration qui sera prise égale à 0.

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

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 $V = F_t$

3.2.2. Principe de la méthode spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

3.2.3. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η, R, T_1, T_2, Q : sont déjà déterminés.

$Q = 1.1 \quad A = 0.2 \quad \eta = 0.935 \quad T_1 = 0.15s \quad T_2 = 0.50s$

a) Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.2s$$

Où : N est le nombre de niveau au dessus du sol et T_K la période du mode K.

b) Résultats de calcul :

1) Pourcentage de participation de masse :

Tableau 2 : pourcentage de participation de masse.

Mode	Période (s)	Somme Suivant X	Somme Suivant Y	Somme suivant Z	suivant X	suivant Y	suivant Z
1	0.39	0.00	89.03	0.00	0.00	89.03	0.00
2	0.38	73.48	89.03	0.00	73.48	0.00	0.00
3	0.35	73.48	89.03	14.52	0.00	0.00	14.52
4	0.32	73.48	89.03	14.52	0.00	0.00	0.00
5	0.24	73.48	89.03	14.52	0.00	0.00	0.00
6	0.23	73.48	90.07	14.52	0.00	1.05	0.00
7	0.21	73.48	99.23	14.52	0.00	9.16	0.00
8	0.19	73.48	99.23	14.54	0.00	0.00	0.02
9	0.19	99.21	99.23	14.54	25.72	0.00	0.00

Le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90% suivant les deux directions principales, donc les 9 modes de vibration sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Du tableau précédent on constate que les deux modes les plus prépondérants sont :

- Le premier mode suivant l'axe Y-Y avec un taux de participation supérieur à 89%
- Le deuxième mode suivant l'axe X-X avec un taux de participation supérieur à 73%

c. 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 $T = 0.39$ s, taux de participation de la masse 89.03%**

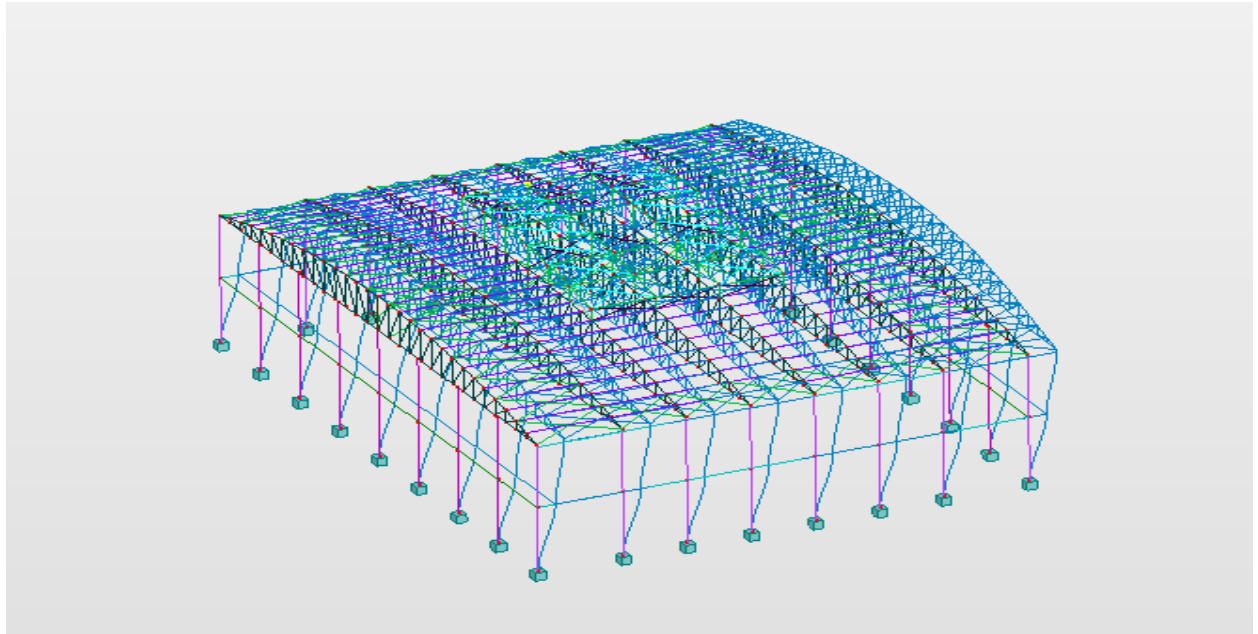


Figure IV.1 : Mode de déformation N°1 (translation suivant y-y)

- **Mode 2 : Translation suivant X-X, période $T = 0.38$ s, taux de participation de la masse 73.48%**

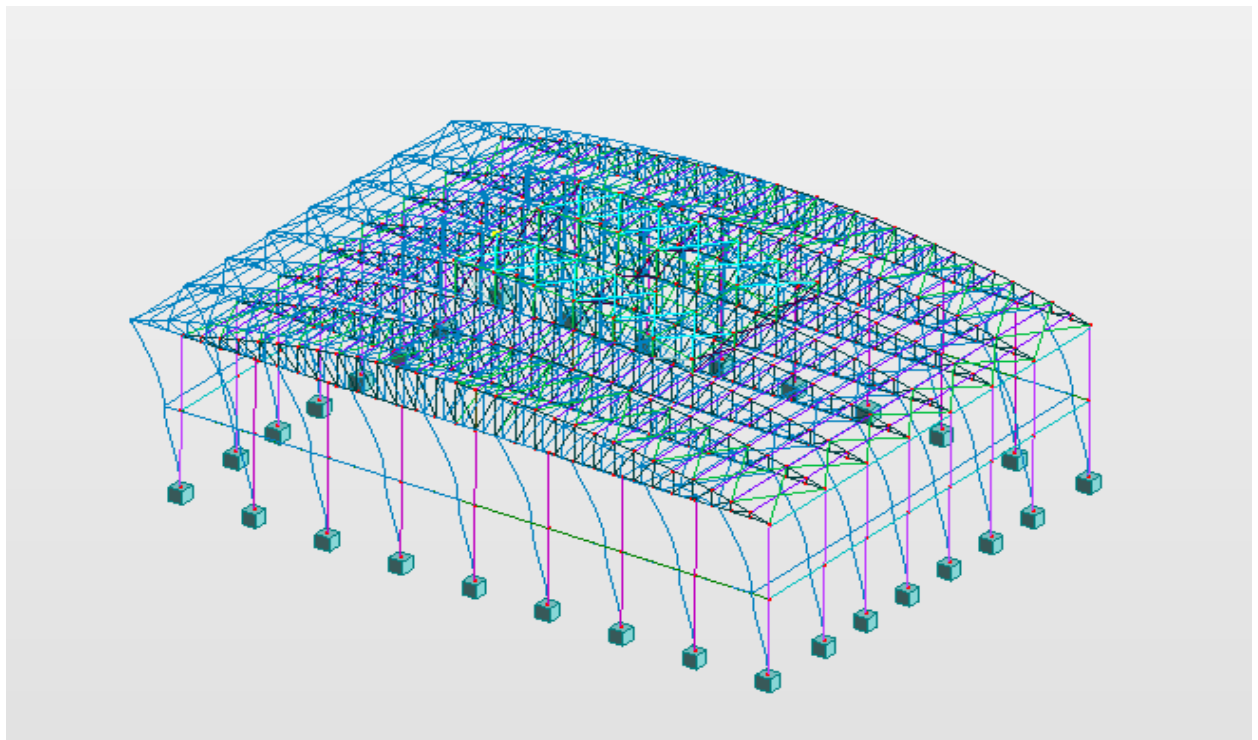


Figure IV.2 : Mode de déformation N°2 (suivant x-x)

- **Mode 4 : Rotation autour de Z-Z, période $T = 0.32s$, taux de participation de la masse de 14.52%**

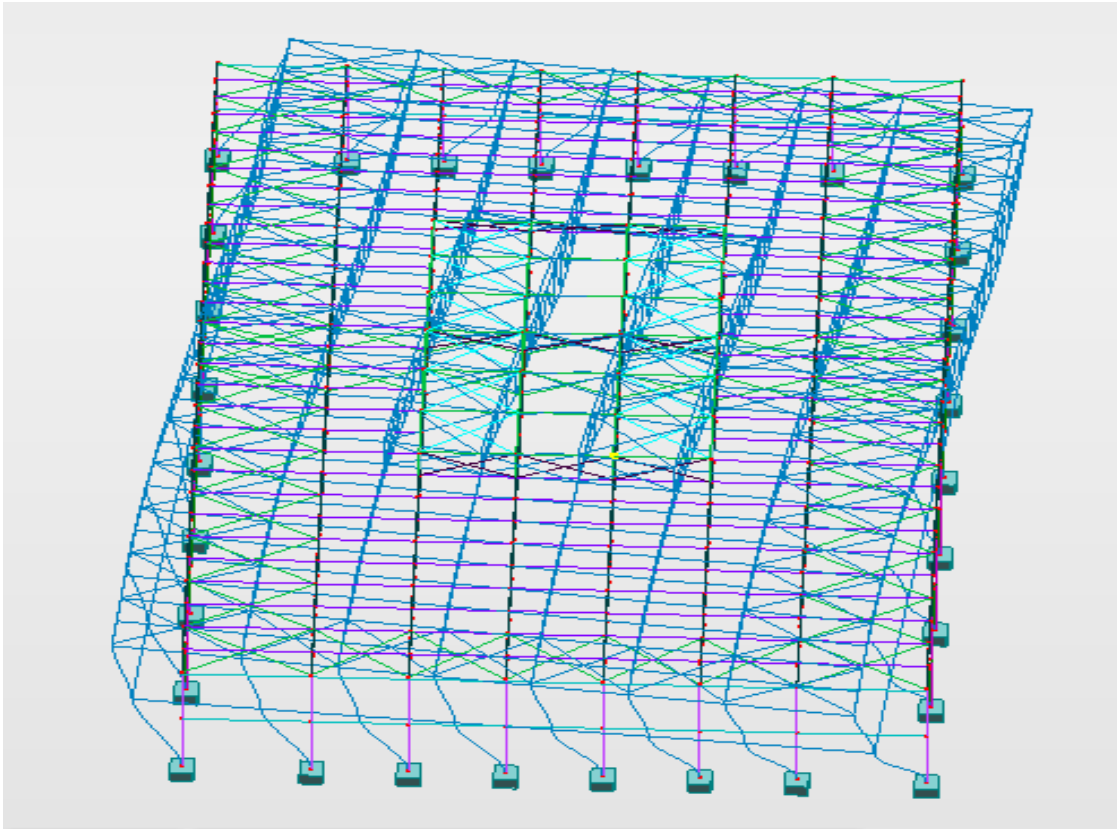


Figure IV.3 : Mode de déformation N°4 (rotation autour z-z)

3.2.4. 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.

a) 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 secondaire avec dépression intérieure.
- V2S : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.

E : Action sismique.

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

Tableau3 : Combinaisons d'actions de calcul.

Etat limite ultime	Etat accidentelle	Etat limite de service
G + 1,5V1D	G + Q + 1,2E	G + V1D
G + 1,5V1S	G + Q - 1,2E	G + V1S
G + 1,5V2D	0,8G + E	G + V2D
G + 1,5V2S	0,8G - E	G + V2S
1,35G + 1,5 Q	G + Q + E	G + Q
1,35G + 1,5 S	G + Q - E	G + S
1,35G + 1,5 Q + S		G + Q + 0.9 S

b) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente. Cette exigence est exprimée par l'inégalité $V_{dyn} \geq 0.8V_{sta}$, sinon majorer les efforts du modèle dynamique.

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

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8V statique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	575.38	460.30	762.07	vérifiée
Sens yy	575.38	460.30	867.87	vérifiée

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens.

c) 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

Où **h** : hauteur du poteau

- **Déplacement vertical :**

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée}$$

EC3 Tab 4.1

Tableau 5 : Déplacement max en situation durable.

		Combinaisons		Déplacements max (cm)	
		Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
X	Suivant	G + 1,5V2S	1,35G+1.5Q+S	0.8	0.7
Y	Suivant	G + 1,5V1S	1,35G+1.5Q+S	1.8	1.6
Z	Suivant	G + 1,5V1S	1,35G+1.5Q+S	5.5	0

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{1200}{150} = 8cm \\ \frac{h}{125} = \frac{1200}{125} = 9.6cm \\ \frac{L}{200} = \frac{4500}{200} = 22.5cm \end{array} \right.$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Pour ce cas les déplacements relatifs ne sont pas à craindre car on a un seul niveau qui comporte des éléments en treillis (on n'a pas des masses importantes qui vont nous engendrer des déplacements importants)

Chapitre V : dimensionnement des éléments de la toiture

1. Introduction :

Nous avons effectué le calcul avec le logiciel Robot structural, qui est doté d'options permettant le dimensionnement des éléments, et leurs vérifications (Résistance au flambement, résistance au déversement, vérification des flèches et des déplacements....) selon le profilé dimensionné et son mode de sollicitation.

2. Itinéraire de dimensionnement avec ROBOT :

Avant de commencer la modélisation de la structure, on doit au préalable définir quelques paramètres (Préférences de l'affaire), concernant les règlements adoptés pour les calculs, et les unités.

Ainsi nous pouvons enfin commencer la modélisation de la structure, une étape primordiale pour pouvoir dimensionner une structure avec le logiciel ROBOT, et qui se traduit par la conception de la structure à étudier en 3D, en prenant soin de bien choisir pour chaque élément, un type de profilé couramment utilisé en réalité.

Après avoir modélisé la structure, on passe au chargement, en affectant à la structure les différentes charges à laquelle elle est soumise (calculées auparavant).

Notre structure est soumise aux charges suivantes :

- ✓ Poids propre de la structure.
- ✓ Charges permanentes (panneau sandwich, maçonnerie,).
- ✓ Charges d'exploitations.
- ✓ Charges climatiques (vent, neige).
- ✓ Charges sismiques.

Ayant terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU, ELS, ACC) avec lesquelles le logiciel effectue le dimensionnement et les vérifications, ensuite on affecte à chaque type d'élément les paramètres de flambement et de déversement pour le calcul à l'ELU, ainsi que les déplacements et flèches limites pour le calcul à l'ELS, selon le type de chaque élément, et on lance l'analyse de la structure.

Après avoir effectué toutes ces étapes, on pourra passer à l'étape de pré dimensionnement des éléments de la structure, en procédant comme suit :

Pour pouvoir effectuer un pré dimensionnement automatique avec ROBOT, on doit créer pour chaque type d'élément ce qu'on appelle une famille, en sélectionnant la liste des éléments de même type (montants, poutres, membrures supérieures de la ferme.....), et la liste des profilés avec lesquels on veut que le logiciel dimensionne notre élément.

On lance le calcul, et on choisit parmi les résultats proposés par le logiciel, le profilé le mieux adapté à notre cas.

3. Les vérifications à faire sont :

3.1. La traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

3.2. Au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}}$$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \quad \text{Avec} \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_a]^{0,5} \quad \text{avec} \quad \beta_a = 1$$

Section de classe 01

3.3. La condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

4. Efforts max sollicitant les éléments structuraux de la toiture:

Il s'agit des éléments en une cornière ou double cornières sollicités en (traction, compression). Les efforts max globaux enveloppés puisés de logiciel ROBOT sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau N°1 : Efforts max sollicitant les montants

Elément	Profil	Situation	Effort de traction max	La combinaison	Effort de compression max	La combinaison
montant	2CAE120 12	ELU	178.23	1.35G+1.5S	196.92	1.35G+1.5S
		ELA	111.65	G+Q-1.2E _y	126.31	G+Q+1.2E _y
		ELS	129.35	G+Q+0.9S	142.83	G+Q+0.9S

Tableau N°2: Efforts max sollicitant les diagonales.

Elément	Profil	Situation	Effort de traction max	La combinaison	Effort de compression max	La combinaison
diagonale	2CAE120 12	ELU	166.37	G+1.5V1S	202.10	1.35G+1.5S
		ELA	57.50	G+Q-1.2E _y	126.11	G+Q+1.2E _y
		ELS	71.66	G+V1S	146.62	G+Q+0.9S

Tableau N°3: Efforts max sollicitant les membrures supérieures.

Elément	Profil	Situation	Effort de traction max	La combinaison	Effort de compression max	La combinaison
Membrane supérieure	2CAE120 12	ELU	516.63	G+1.5V1S	640.64	1.35G+1.5S
		ELA	143.15	G+Q-1.2E _y	394.42	G+Q+1.2E _y
		ELS	218.59	G+V1S	464.85	G+Q+0.9S

Tableau N°4: Efforts max sollicitant les membrures inférieures.

Elément	Profil	Situation	Effort de traction max	La combinaison	Effort de compression max	La combinaison
Membrane inférieure	2CAE120 12	ELU	390.41	1.35G+1.5S	288.50	G+1.5V1S
		ELA	241.11	G+Q-1.2E _x	21.39	0.8G+E _x
		ELS	283.32	G+Q+0.9S	132.59	G+V1S

Autres éléments structurants :**Tableau N°5:** Efforts max sollicitant la toiture secondaire.

Elément	Profil	Situation	Effort de traction max	La combinaison	Effort de compression max	La combinaison
Toiture secondaire	CAE120 10	ELU	132.96	G+1.5V1S	195.70	1.35G+1.5S
		ELA	38.58	G+Q-1.2E _y	116.63	G+Q+1.2E _x
		ELS	51.09	G+V1S	142.06	G+Q+0.9S

Tableau N°6: Efforts max sollicitant le contreventement horizontal salle principale [xx].

Elément	Profil	Situation	Effort de traction max	La combinaison	Effort de compression max	La combinaison
Cntrev H salle P (xx)	CAE120 10	ELU	73.14	1.35G+1.5S	78.16	1.35G+1.5S
		ELA	94.31	G+Q-1.2E _y	86.35	G+Q+1.2E _y
		ELS	53.05	G+Q+0.9S	56.66	G+Q+0.9S

Tableau N°7: Efforts max sollicitant le contreventement horizontal salle principale [yy].

Elément	Profil	Situation	Effort de traction max	La combinaison	Effort de compression max	La combinaison
Cntrev H salle P (yy)	CAE120 12	ELU	77.16	G+1.5V1S	95.72	1.35G+1.5S
		ELA	41.69	G+Q-1.2E _y	67.48	G+Q+1.2E _y
		ELS	32.82	G+V1S	69.41	G+Q+0.9S

Tableau N°8: Efforts max sollicitant le contreventement vertical salle principale.

Elément	Profil	Situation	Effort de traction max	La combinaison	Effort de compression max	La combinaison
Cntrev V salle Principale	CAE120 15	ELU	159.79	1.35G+1.5S	150.90	G+1.5V1S
		ELA	103.30	G+Q-1.2E _y	31.79	G+Q+1.2E _y
		ELS	115.94	G+Q+0.9S	72.65	G+V1S

Tableau N°9: Efforts sollicitant le contreventement horizontal de la toiture secondaire.

Elément	Profil	Situation	Effort de traction max	La combinaison	Effort de compression max	La combinaison
Cntrev H toiture secondaire	CAE100 10	ELU	41.86	G+1.5V1S	51.10	1.35G+1.5S
		ELA	29.31	G+Q-1.2E _y	33.82	G+Q+1.2E _y
		ELS	29.68	G+Q+0.9S	37.08	G+Q+0.9S

Tableau N°10: Efforts max sollicitant le contreventement vertical de la toiture secondaire [xx].

Elément	Profil	Situation	Effort de traction max	La combinaison	Effort de compression max	La combinaison
Cntrev V toiture secondaire (xx)	CAE120 12	ELU	152.46	G+1.5V1S	190.48	1.35G+1.5S
		ELA	68.06	G+Q-1.2E _x	116.97	G+Q+1.2E _x
		ELS	80.09	G+Q+0.9S	138.22	G+Q+0.9S

Tableau N°11 Efforts max sollicitant les poteaux de la toiture secondaire.

Elément	Profil	Situation	Effort de traction max	La combinaison	Effort de compression max	La combinaison
Poteaux de la toiture secondaire	CAE100 10	ELU	131.35	1.35G+1.5S	100.45	G+1.5V1S
		ELA	80.46	G+Q-1.2E _x	49.45	G+Q+1.2E _x
		ELS	95.37	G+Q+0.9S	57.51	G+Q+0.9S

Tableau N°12: Efforts max sollicitant le contreventement vertical de la toiture secondaire [yy].

Elément	Profil	Situation	Effort de traction max	La combinaison	Effort de compression max	La combinaison
Cntrev V toiture secondaire (yy)	CAE120 10	ELU	175.02	G+1.5V1S	226.84	1.35G+1.5S
		ELA	43.45	G+Q-1.2E _y	140.29	G+Q+1.2E _y
		ELS	72.31	G+V1S	164.59	G+Q+0.9S

5. Notes de calcul puisées de logiciel ROBOT des différents éléments de la toiture :

Montants

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : MONTANTS

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 11 G+1.5V1S (1+9+7)*1.00+4*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 120x12

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=27.0 cm	Ay=28.80 cm ²	Az=25.92 cm ²	Ax=55.08 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=735.40 cm ⁴	Iz=2057.93 cm ⁴	Ix=26.27 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wely=85.51 cm ³	Welz=152.44 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N _{Ed} = 13.36 kN	M _{z,Ed} = -8.82 kN*m	V _{y,Ed} = 3.69 kN
N _{c,Rd} = 1294.44 kN	M _{z,el,Rd} = 35.82 kN*m	V _{y,T,Rd} = 390.75 kN
N _{b,Rd} = 832.22 kN	M _{z,c,Rd} = 35.82 kN*m	
T _{t,Ed} = -0.03 kN*m		
Classe de la section = 3		
:		

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

L _y = 3.19 m	Lam _y = 0.93
L _{cr,y} = 3.19 m	X _y = 0.64
Lam _y = 87.19	



en z :

L _z = 3.19 m	Lam _z = 0.55
L _{cr,z} = 3.19 m	X _z = 0.86
Lam _z = 52.12	kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3(\tau_{xy,Ed})^2}/(f_y/g_{M0}) = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y,Ed} = 87.19 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 52.12 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_{min}N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yz}M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min}N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zz}M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**Diagonales**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Dimensionnement des familles**FAMILLE :** DIAGONALES**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 15 1.35G+1.5S (1+9+7)*1.35+8*1.50

MATERIAU :ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 120x12**

H = 12.0 cm	$g_{M0} = 1.00$	$g_{M1} = 1.00$	
b = 27.0 cm	$A_y = 28.80 \text{ cm}^2$	$A_z = 25.92 \text{ cm}^2$	$A_x = 55.08 \text{ cm}^2$
tw = 1.2 cm	$I_y = 735.40 \text{ cm}^4$	$I_z = 2057.93 \text{ cm}^4$	$I_x = 26.27 \text{ cm}^4$
tf = 1.2 cm	$W_{ely} = 85.51 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 152.44 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = 105.30 \text{ kN}$	$M_{z,Ed} = -28.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 9.16 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1294.44 \text{ kN}$	$M_{z,el,Rd} = 35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 390.75 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 749.83 \text{ kN}$	$M_{z,c,Rd} = 35.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 0.43 \text{ kN}$
		$V_{z,T,Rd} = 351.68 \text{ kN}$
		$T_{t,Ed} = 0.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 3

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

$L_y = 3.53 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 1.03$
$L_{cr,y} = 3.53 \text{ m}$	$\chi_y = 0.58$
$\lambda_{m,y} = 96.56$	



en z :

$L_z = 3.53 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 0.61$
$L_{cr,z} = 3.53 \text{ m}$	$\chi_z = 0.83$
$\lambda_{m,z} = 57.72$	$k_{zz} = 1.03$

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.80 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.88 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3(\tau_{xy,Ed})^2}/(f_y/g_{M0}) = 0.88 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{b,y} = 96.56 < \lambda_{b,max} = 210.00$$

$$\lambda_{b,z} = 57.72 < \lambda_{b,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.94 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.96 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Les pannes

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : PANNES

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 13 G+1.5V2S (1+7+9)*1.00+6*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm ²	Az=14.00 cm ²	Ax=28.48 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm ⁴	Iz=142.37 cm ⁴	Ix=6.46 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm ³	Wplz=44.61 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N _{Ed} = -22.07 kN	My _{Ed} = 17.22 kN*m	Mz _{Ed} = 0.20 kN*m	Vy _{Ed} = -0.16 kN
N _{t,Rd} = 669.38 kN	My _{pl,Rd} = 51.85 kN*m	Mz _{pl,Rd} = 10.48 kN*m	Vy _{T,Rd} = 265.62 kN
	My _{c,Rd} = 51.85 kN*m	Mz _{c,Rd} = 10.48 kN*m	Vz _{Ed} = 12.12 kN
	My _{N,Rd} = 51.85 kN*m	Mz _{N,Rd} = 10.48 kN*m	Vz _{T,Rd} = 189.93 kN
	Mb _{Rd} = 18.73 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 1.00	Mcr = 21.17 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.36
Lcr,upp=6.00 m	Lam_LT = 1.56	fi,LT = 1.83	XLT,mod = 0.36

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.35 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!**La toiture secondaire [l'ouverture de milieu]**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Dimensionnement des familles**FAMILLE :** TOITURE DE MILIEU**CHARGEMENTS :***Cas de charge décisif:* 15 1.35G+1.5S (1+9+7)*1.35+8*1.50**MATERIAU :**ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 120x10**

$h=12.0$ cm	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b=12.0$ cm	$A_y = 12.00$ cm ²	$A_z = 12.00$ cm ²	$A_x = 23.18$ cm ²
$t_w = 1.0$ cm	$I_y = 312.90$ cm ⁴	$I_z = 312.90$ cm ⁴	$I_x = 7.67$ cm ⁴
$t_f = 1.0$ cm	$W_{ely} = 36.01$ cm ³	$W_{elz} = 36.01$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = 174.04$ kN	$M_{y,Ed} = 0.66$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.05$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.00$ kN
$N_{c,Rd} = 544.76$ kN	$M_{y,el,Rd} = 8.46$ kN*m	$M_{z,el,Rd} = 8.46$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 162.81$ kN
$N_{b,Rd} = 231.44$ kN	$M_{y,c,Rd} = 8.46$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 8.46$ kN*m	$V_{z,Ed} = -0.00$ kN
			$V_{z,T,Rd} = 162.81$ kN
			$T_{t,Ed} = 0.00$ kN*m

Classe de la section = 3

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

$L_y = 4.50$ m	$\lambda_{m,y} = 1.30$
$L_{cr,y} = 4.50$ m	$\chi_y = 0.42$
$\lambda_{my} = 122.48$	$\eta_{yy} = 1.32$



en z :

$L_z = 4.50$ m	$\lambda_{m,z} = 1.30$
$L_{cr,z} = 4.50$ m	$\chi_z = 0.42$
$\lambda_{mz} = 122.48$	$\eta_{zz} = 1.32$

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.39 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{m,y} = 122.48 < \lambda_{m,max} = 210.00$$

$$\lambda_{m,z} = 122.48 < \lambda_{m,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + \eta_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + \eta_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.85 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.85 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!

La membrure supérieure

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : MEMBRURE SUP

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 15 1.35G+1.5S (1+9+7)*1.35+8*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 120x12

H = 12.0 cm	gM0 = 1.00	gM1 = 1.00	
b = 27.0 cm	Ay = 28.80 cm ²	Az = 25.92 cm ²	Ax = 55.08 cm ²
tw = 1.2 cm	Iy = 735.40 cm ⁴	Iz = 2057.93 cm ⁴	Ix = 26.27 cm ⁴
tf = 1.2 cm	Wply = 157.16 cm ³	Wplz = 269.90 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N _{Ed} = 422.73 kN	M _{y,Ed} = 0.43 kN*m	M _{z,Ed} = 36.50 kN*m	V _{y,Ed} = -35.38 kN
N _{c,Rd} = 1294.44 kN	M _{y,pl,Rd} = 36.93 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 63.43 kN*m	V _{y,T,Rd} = 390.75 kN
N _{b,Rd} = 1176.80 kN	M _{y,c,Rd} = 36.93 kN*m	M _{z,c,Rd} = 63.43 kN*m	V _{z,Ed} = 1.43 kN
	M _{y,N,Rd} = 32.99 kN*m	M _{z,N,Rd} = 56.66 kN*m	V _{z,T,Rd} = 351.68 kN
			T _{t,Ed} = -0.02 kN*m

Classe de la section = 2

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

L _y = 1.52 m	Lam _y = 0.44
L _{cr,y} = 1.52 m	X _y = 0.91
Lam _y = 41.49	k _{zy} = 0.51



en z :

L _z = 1.52 m	Lam _z = 0.26
L _{cr,z} = 1.52 m	X _z = 0.98
Lam _z = 24.81	k _{zz} = 0.84

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.33 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.59 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^{1.00} = 0.66 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{b,y} = 41.49 < \lambda_{b,max} = 210.00$$

$$\lambda_{b,z} = 24.81 < \lambda_{b,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.63 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.84 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

La membrure inferieure

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : MEMB INF

PIECE : 1422

POINT : 3

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 11 G+1.5V1S (1+9+7)*1.00+4*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 120x12

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=27.0 cm	Ay=28.80 cm ²	Az=25.92 cm ²	Ax=55.08 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=735.40 cm ⁴	Iz=2057.93 cm ⁴	Ix=26.27 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wply=157.16 cm ³	Wplz=269.90 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N _{Ed} = 85.53 kN	M _{y,Ed} = 18.24 kN*m	M _{z,Ed} = -8.31 kN*m	V _{y,Ed} = 10.80 kN
N _{c,Rd} = 1294.44 kN	M _{y,pl,Rd} = 36.93 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 63.43 kN*m	V _{y,T,Rd} = 390.75 kN
N _{b,Rd} = 1182.33 kN	M _{y,c,Rd} = 36.93 kN*m	M _{z,c,Rd} = 63.43 kN*m	V _{z,Ed} = 79.27 kN
	M _{y,N,Rd} = 36.77 kN*m	M _{z,N,Rd} = 63.15 kN*m	V _{z,T,Rd} = 351.68 kN
			T _{t,Ed} = 0.62 kN*m

Classe de la section = 1

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

L _y = 1.48 m	Lam _y = 0.43
L _{cr,y} = 1.48 m	X _y = 0.91
Lam _y = 40.52	k _{yy} = 0.97



en z :

L _z = 1.48 m	Lam _z = 0.26
L _{cr,z} = 1.48 m	X _z = 0.98
Lam _z = 24.22	k _{yz} = 0.57

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.62 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^{1.00} = 0.63 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y} = 40.52 < \lambda_{y,max} = 210.00$$

$$\lambda_{z} = 24.22 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.36 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Le contreventement horizontal de salle principale [xx']

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : 7 CONTR VENTEM H sp [xx']

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 34 G+Q+1.2Ey (1+2+7+9)*1.00+24*1.20

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 120x10

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=12.00 cm ²	Az=12.00 cm ²	Ax=23.18 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=312.90 cm ⁴	Iz=312.90 cm ⁴	Ix=7.67 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wely=36.01 cm ³	Welz=36.01 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N _{Ed} = 86.59 kN	M _{y,Ed} = 1.00 kN*m	M _{z,Ed} = 0.05 kN*m	V _{y,Ed} = 0.07 kN
N _{c,Rd} = 544.76 kN	M _{y,el,Rd} = 8.46 kN*m	M _{z,el,Rd} = 8.46 kN*m	V _{y,T,Rd} = 162.70 kN
N _{b,Rd} = 119.52 kN	M _{y,c,Rd} = 8.46 kN*m	M _{z,c,Rd} = 8.46 kN*m	V _{z,Ed} = 0.00 kN
			V _{z,T,Rd} = 162.70 kN
			T _{t,Ed} = 0.00 kN*m

Classe de la section = 3

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

L _y = 6.72 m	Lam _y = 1.95
L _{cr,y} = 6.72 m	X _y = 0.22
Lam _y = 182.98	k _{yy} = 1.17



en z :

L _z = 6.72 m	Lam _z = 1.95
L _{cr,z} = 6.72 m	X _z = 0.22
Lam _z = 182.98	k _{zz} = 1.17

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.28 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y,Ed} = 182.98 < \lambda_{y,max} = 210.00$$

$$\lambda_{z,Ed} = 182.98 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!

Le contreventement horizontal de salle principale [yy']

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : CONTREVENTEMENT H SP [yy']

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 15 1.35G+1.5S (1+9+7)*1.35+8*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 100x12

H = 10.0 cm	gM0 = 1.00	gM1 = 1.00	
b = 10.0 cm	Ay = 12.00 cm ²	Az = 12.00 cm ²	Ax = 22.71 cm ²
tw = 1.2 cm	Iy = 206.70 cm ⁴	Iz = 206.70 cm ⁴	Ix = 10.83 cm ⁴
tf = 1.2 cm	Wply = 53.61 cm ³	Wplz = 53.61 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N _{Ed} = 98.77 kN	M _{y,Ed} = 0.88 kN*m	M _{z,Ed} = 0.17 kN*m	V _{y,Ed} = 0.12 kN
N _{c,Rd} = 533.79 kN	M _{y,pl,Rd} = 12.60 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 12.60 kN*m	V _{y,T,Rd} = 162.35 kN
N _{b,Rd} = 120.70 kN	M _{y,c,Rd} = 12.60 kN*m		M _{z,c,Rd} = 12.60 kN*m
M _{y,N,Rd} = 12.17 kN*m	M _{z,N,Rd} = 12.17 kN*m		
T _{t,Ed} = -0.01 kN*m			

Classe de la section = 1

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

L _y = 5.43 m	Lam _y = 1.92
L _{cr,y} = 5.43 m	X _y = 0.23
Lam _y = 179.88	k _{yy} = 1.97



en z :

L _z = 5.43 m	Lam _z = 1.92
L _{cr,z} = 5.43 m	X _z = 0.23
Lam _z = 179.88	k _{yz} = 1.36

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^{1.00} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y} = 179.88 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 179.88 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.94 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Le contreventement vertical de la salle principale

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : CONTREVENT VERT SP

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 11 G+1.5V1S (1+9+7)*1.00+4*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 120x15

H = 12.0 cm	$g_{M0} = 1.00$	$g_{M1} = 1.00$	
b = 12.0 cm	$A_y = 18.00 \text{ cm}^2$	$A_z = 18.00 \text{ cm}^2$	$A_x = 33.93 \text{ cm}^2$
tw = 1.5 cm	$I_y = 444.90 \text{ cm}^4$	$I_z = 444.90 \text{ cm}^4$	$I_x = 25.31 \text{ cm}^4$
tf = 1.5 cm	$W_{ply} = 96.08 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 96.08 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = 132.94 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 0.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.17 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 797.39 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 22.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 22.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 244.20 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 167.37 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 22.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 22.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
	$M_{y,N,Rd} = 21.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,N,Rd} = 21.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$			

Classe de la section = 1

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 6.79 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 2.00$
$L_{cr,y} = 6.79 \text{ m}$	$\chi_y = 0.21$
$\lambda_{m,y} = 187.61$	$k_{yy} = 1.93$



en z :

$L_z = 6.79 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 2.00$
$L_{cr,z} = 6.79 \text{ m}$	$\chi_z = 0.21$
$\lambda_{m,z} = 187.61$	$k_{yz} = 1.35$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^{1.00} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{m,y} = 187.61 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 187.61 < \lambda_{m,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Le contreventement horizontal de la toiture secondaire

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : CONTRVENT H DE LA TOITURE SECONDAIRE

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 15 1.35G+1.5S (1+9+7)*1.35+8*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 100x10

H = 10.0 cm	$g_{M0} = 1.00$	$g_{M1} = 1.00$	
B = 10.0 cm	$A_y = 10.00 \text{ cm}^2$	$A_z = 10.00 \text{ cm}^2$	$A_x = 19.15 \text{ cm}^2$
$T_w = 1.0 \text{ cm}$	$I_y = 176.70 \text{ cm}^4$	$I_z = 176.70 \text{ cm}^4$	$I_x = 6.33 \text{ cm}^4$
$T_f = 1.0 \text{ cm}$	$W_{ply} = 45.48 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 45.48 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = 68.96 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 1.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.05 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 450.13 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 10.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 10.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 135.14 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 103.09 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 10.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 10.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
	$M_{y,N,Rd} = 10.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,N,Rd} = 10.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
			$T_{t,Ed} = 0.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Classe de la section = 2

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 5.42 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 1.90$
$L_{cr,y} = 5.42 \text{ m}$	$\chi_y = 0.23$
$\lambda_{m,y} = 178.58$	$k_{yy} = 1.69$



en z :

$L_z = 5.42 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 1.90$
$L_{cr,z} = 5.42 \text{ m}$	$\chi_z = 0.23$
$\lambda_{m,z} = 178.58$	$k_{yz} = 1.12$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^{1.00} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$\lambda_{y} = 178.58 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 178.58 < \lambda_{z,max} = 210.00$
 STABLE
 $N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.88 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.81 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Le contreventement vertical de la toiture secondaire [xx']

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : CONTREVENT VERTIC TOITURE SECONDAIRE

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 15 1.35G+1.5S (1+9+7)*1.35+8*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 120x12

H=12.0 cm	$g_{M0} = 1.00$	$g_{M1} = 1.00$	
B=12.0 cm	$A_y = 14.40$ cm ²	$A_z = 14.40$ cm ²	$A_x = 27.54$ cm ²
$T_w = 1.2$ cm	$I_y = 367.70$ cm ⁴	$I_z = 367.70$ cm ⁴	$I_x = 13.13$ cm ⁴
$T_f = 1.2$ cm	$W_{ply} = 78.58$ cm ³	$W_{plz} = 78.58$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = 189.05$ kN	$M_{y,Ed} = 0.56$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.02$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.03$ kN
$N_{c,Rd} = 647.22$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 18.47$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 18.47$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 195.37$ kN
$N_{b,Rd} = 229.54$ kN	$M_{y,c,Rd} = 18.47$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 18.47$ kN*m	
$M_{y,N,Rd} = 16.89$ kN*m	$M_{z,N,Rd} = 16.89$ kN*m		

$T_{t,Ed} = 0.00$ kN*m

Classe de la section = 2

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 5.03$ m	$\lambda_{m,y} = 1.47$
$L_{cr,y} = 5.03$ m	$\chi_y = 0.35$
$\lambda_{m,y} = 137.77$	$k_{yy} = 1.86$



en z :

$L_z = 5.03$ m	$\lambda_{m,z} = 1.47$
$L_{cr,z} = 5.03$ m	$\chi_z = 0.35$
$\lambda_{m,z} = 137.77$	$k_{yz} = 1.14$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.29 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$\lambda_{y} = 137.77 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 137.77 < \lambda_{z,max} = 210.00$
 STABLE
 $N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.88 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.86 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Poteaux de la toiture secondaire

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : POTEAUX D'OUVERTURE

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 11 G+1.5V1S (1+9+7)*1.00+4*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 100x10

H = 10.0 cm	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
B = 10.0 cm	$A_y = 10.00$ cm ²	$A_z = 10.00$ cm ²	$A_x = 19.15$ cm ²
$T_w = 1.0$ cm	$I_y = 176.70$ cm ⁴	$I_z = 176.70$ cm ⁴	$I_x = 6.33$ cm ⁴
$T_f = 1.0$ cm	$W_{ply} = 45.48$ cm ³	$W_{plz} = 45.48$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = 2.97$ kN	$M_{y,Ed} = 9.36$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.09$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.06$ kN
$N_{c,Rd} = 450.13$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 10.69$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 10.69$ kN*m	
$V_{y,T,Rd} = 135.61$ kN			
$N_{b,Rd} = 254.08$ kN	$M_{y,c,Rd} = 10.69$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 10.69$ kN*m	$V_{z,Ed} = 17.70$ kN
$M_{y,N,Rd} = 10.69$ kN*m	$M_{z,N,Rd} = 10.69$ kN*m		
$V_{z,T,Rd} = 135.61$ kN			
$T_{t,Ed} = 0.00$ kN*m			

Classe de la section = 1

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 3.00$ m	$\lambda_{m,y} = 1.05$
$L_{cr,y} = 3.00$ m	$\chi_y = 0.56$
$\lambda_{m,y} = 98.79$	$k_{yy} = 1.01$



en z :

$L_z = 3.00$ m	$\lambda_{m,z} = 1.05$
$L_{cr,z} = 3.00$ m	$\chi_z = 0.56$
$\lambda_{m,z} = 98.79$	$k_{yz} = 0.60$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.88 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^{1.00} = 0.88 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{b,y} = 98.79 < \lambda_{b,max} = 210.00$$

$$\lambda_{b,z} = 98.79 < \lambda_{b,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Le contreventement vertical de la toiture secondaire [yy']

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : contreventement V de la toiture secondaire

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 15 1.35G+1.5S (1+9+7)*1.35+8*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 120x10

h=12.0 cm	g _{M0} =1.00	g _{M1} =1.00	
b=12.0 cm	A _y =12.00 cm ²	A _z =12.00 cm ²	A _x =23.18 cm ²
tw=1.0 cm	I _y =312.90 cm ⁴	I _z =312.90 cm ⁴	I _x =7.67 cm ⁴
tf=1.0 cm	W _{ely} =36.01 cm ³	W _{elz} =36.01 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N _{Ed} = 188.28 kN	M _{y,Ed} = 0.55 kN*m	M _{z,Ed} = -1.23 kN*m	V _{y,Ed} = -0.30 kN
N _{c,Rd} = 544.76 kN	M _{y,el,Rd} = 8.46 kN*m	M _{z,el,Rd} = 8.46 kN*m	V _{y,T,Rd} = 162.33 kN
N _{b,Rd} = 246.14 kN	M _{y,c,Rd} = 8.46 kN*m	M _{z,c,Rd} = 8.46 kN*m	V _{z,Ed} = 0.12 kN
			V _{z,T,Rd} = 162.33 kN
			T _{t,Ed} = 0.01 kN*m

Classe de la section = 3

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

L _y = 4.31 m	Lam _y = 1.25
L _{cr,y} = 4.31 m	X _y = 0.45
Lam _y = 117.38	k _{yy} = 1.34



en z :

L _z = 4.31 m	Lam _z = 1.25
L _{cr,z} = 4.31 m	X _z = 0.45
Lam _z = 117.38	k _{zz} = 1.34

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.47 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_z, Ed/V_z, T, Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy}, Ed/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz}, Ed/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y} = 117.38 < \lambda_{y, \max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 117.38 < \lambda_{z, \max} = 210.00$$

STABLE

$$N, Ed/(X_{\min} \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y, Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y, Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z, Ed}/(M_{z, Rk}/gM_1) = 0.93 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N, Ed/(X_{\min} \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y, Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y, Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z, Ed}/(M_{z, Rk}/gM_1) = 0.93 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Tableau 13 : Sections choisies pour Les éléments de la ferme et les contreventements :

éléments	Section choisie
Membrures supérieures et inférieures	2 CAE 120 12
Diagonales et montants	2 CAE 120 12
Poteaux d'ouverture secondaire	CAE 100 10
Pannes	IPE 200
Toiture secondaire	CAE 120 10
Contreventement H salle principale [xx']	CAE 120 10
Contreventement H salle principale [yy']	CAE 100 12
Contreventement V salle principale	CAE 120 15
Contreventement H toiture secondaire	CAE 100 10
Contreventement V toiture secondaire [xx']	CAE 120 12
Contreventement V toiture secondaire [yy']	CAE 120 12

Chapitre VI : Calcul des assemblages

1. Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composantes élémentaires entre elles en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations.

Il existe plusieurs types d'assemblages dans la construction et plusieurs techniques pour les réaliser. Ils doivent cependant tous obéir à la même règle : les assemblages ne doivent jamais affaiblir la résistance des pièces.

2. Assemblage des éléments de la ferme:

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1: Efforts dans les éléments de la ferme.

Eléments		Membrure supérieures	Membrure inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	N _{max}	640.75	288.65	202.15	197.06
	N _{min}	-516.77	-390.72	-166.43	-178.28
Section		2CAE120.12	2CAE120.12	2CAE120.12	2CAE120.12

Les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

2.1. Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

Tableau 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

L'effort max est dans la membrure supérieure : $450 < 640.75 < 750$.

→ **Donc on choisit e = 12 mm.**

2.2. Pré dimensionnement de la gorge:

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivant:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 t_{\max} \quad \text{CBA93}$$

Avec :

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max} = 12 \text{ mm}$ (épaisseur du gousset)

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 12 \text{ mm}$$

$3\text{mm} \leq a \leq 6 \text{ mm}$ donc on choisit **a=4mm**

a) Les longueurs de soudures:

Les longueurs de soudures sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

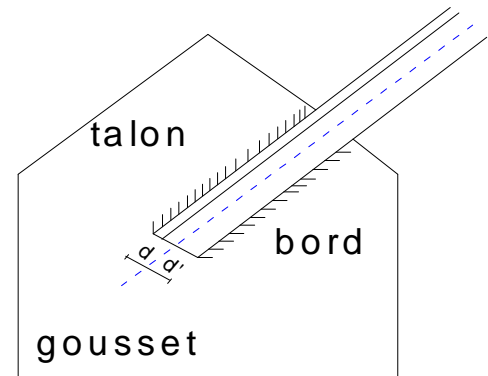


Figure VI.1: longueurs des soudures

$N/2$: effort repris par une cornière

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0} = 1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360 \text{ MPa}$

a : Gorge de la soudure $a = 4 \text{ mm}$

d : Distance du centre de gravité au talon

d' : Distance du centre de gravité au bord

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

Tableau 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)	
Membrane supérieure	2CAE120.12	8.6	3.4	28	11	4
Membrane inférieure	2CAE120.12	8.6	3.4	17	7	4
Diagonale	2CAE120.12	8.6	3.4	9	4	4
Montant	2cae120.12	8.6	3.4	9	4	4

3. Assemblage : montant-diagonale-membrure inf.



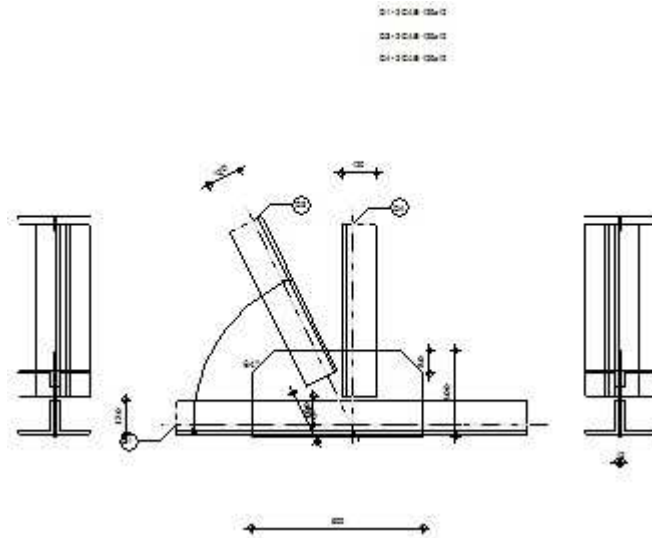
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005



Ratio
0,64



GENERAL

Assemblage N° : 3
 Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis
 Noeud de la structure : 91
 Barres de la structure : 1379, 1380, 207, 165,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Barre N° :		1379	1380	207	165		
Profilé :		2 CAE 120x12	2 CAE 120x12	2 CAE 120x12	2 CAE 120x12		
	h	120	120	120	120		mm
	b _f	120	120	120	120		mm
	t _w	12	12	12	12		mm
	t _f	12	12	12	12		mm
	r	13	13	13	13		mm
	A	55,08	55,08	55,08	55,08		cm2
Matériau :		ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24		
	f _y	235,00	235,00	235,00	235,00		MPa
	f _u	365,00	365,00	365,00	365,00		MPa
Angle	α	0,0	0,0	64,3	90,0		Deg
Longueur	l	0,00	0,00	0,00	0,00		m

SOUDURES

Soudures des barres

Barre 1-2

$l_1 =$	70	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	170	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	4	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
$b =$	4	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

Barre 3

$l_1 =$	90	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	40	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	4	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales

Barre 4

$l_1 =$	90	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	40	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	4	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales

GOUSSET

$l_p =$	600	[mm]	Longueur de la platine
$h_p =$	300	[mm]	Hauteur de la platine
$t_p =$	12	[mm]	Épaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 =$	80	[mm]	Grugeage
$v_1 =$	80	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	80	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	80	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-50;105)

$e_v =$	40	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_H =$	350	[mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_0 =$	0	[mm]	Distance axe membrure hor.
Matériau :	ACIER E24		
$f_y =$	235,00	[MPa]	Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas : 15: 1.35G+1.5S (1+9+7)*1.35+8*1.50

$N_{b1,Ed} =$	158,38	[kN]	Effort axial
$N_{b2,Ed} =$	132,79	[kN]	Effort axial
$N_{b3,Ed} =$	-60,28	[kN]	Effort axial
$N_{b4,Ed} =$	-89,17	[kN]	Effort axial

RESULTATS**BARRE 1-2****VERIFICATION DES SOUDURES**

$e =$	51	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	0,65	$\frac{[kN \cdot m]}{m}$	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot e$
$A_s =$	6,00	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	120,1	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N =$	21,32	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} =$	47,00	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	38,50	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$
$\tau =$	78,42	[MPa]	Contrainte résultante	τ

e =	51 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons		
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation		[Tableau 4.1]
$f_{vw,d}$	505,7			$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$		78,42 < 505,76	vérifié	(0,16)

RESISTANCE DE LA SECTION

A =	27,54 [cm ²]	Aire de la section		
$N_{plRd} =$	647,22 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{plRd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$
$ 0,5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		12,79 < 647,22	vérifié	(0,02)

BARRE 3**VERIFICATION DES SOUDURES**

e =	1 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons		
$M_0 =$	-0,02 [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = 0,5 \cdot N_{b3,Ed} \cdot e$
$A_s =$	1,40 [cm ²]	Aire de la section des soudures		
$I_0 =$	44,66 [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures		
$\tau_N =$	215,30 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial		$\tau_N = 0,5 \cdot N_{b3,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} =$	-3,21 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x		$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	-0,53 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z		$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$
$\tau =$	218,51 [MPa]	Contrainte résultante		$\tau = \sqrt{(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2}$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation		[Tableau 4.1]
$f_{vw,d}$	505,76 [MPa]			$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$		218,51 < 505,76	vérifié	(0,43)

RESISTANCE DE LA SECTION

A =	27,54 [cm ²]	Aire de la section		
$N_{plRd} =$	647,22 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{plRd} = A \cdot f_{y3} / \gamma_{M0}$
$ 0,5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		-30,14 < 647,22	vérifié	(0,05)

BARRE 4**VERIFICATION DES SOUDURES**

e =	1 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons		
$M_0 =$	-0,02 [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = 0,5 \cdot N_{b4,Ed} \cdot e$
$A_s =$	1,40 [cm ²]	Aire de la section des soudures		
$I_0 =$	44,66 [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures		
$\tau_N =$	318,4 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial		$\tau_N = 0,5 \cdot N_{b4,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} =$	-4,75 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x		$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	-0,79 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z		$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$

e =	1 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$\tau =$	$\frac{323,2}{1}$ [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d}$	$\frac{505,7}{6}$ [MPa]		$f_{vw,d} = \frac{f_u}{(\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})}$
$\tau \leq f_{vRd}$		$323,21 < 505,76$	vérifié (0,64)

RESISTANCE DE LA SECTION

A =	27,54	[cm ²]	Aire de la section	
N _{plRd} =	647,22	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	N _{plRd} = A * f _{y4} / γ _{M0}
0.5 * N _{b4,Ed} ≤ N _{pl,Rd}		-44,58 < 647,22		vérifié (0,07)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,64

4. Assemblage : des contreventements (le plus défavorable).

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005

Ratio
0,82

D1 - CAE 120x12

D2 - CAE 120x12

D4 - CAE 120x12

GENERAL

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Gousset - nœud intérieur
 Nœud de la structure : 581
 Barres de la structure : 2, 297, 121, 209,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Barre N° :		2	297	121	209		
Profilé :		CAE 120x12	CAE 120x12	CAE 120x12	CAE 120x12		
	h	120	120	120	120		mm
	b _f	120	120	120	120		mm
	t _w	12	12	12	12		mm
	t _f	12	12	12	12		mm
	r	13	13	13	13		mm
	A	27,54	27,54	27,54	27,54		cm ²
Matériau :		ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24		
	f _y	235,00	235,00	235,00	235,00		MPa
	f _u	365,00	365,00	365,00	365,00		MPa
Angle	α	26,6	26,6	26,6	26,6		Deg
Longueur	l	0,00	0,00	0,00	0,00		m

SOUDURES**Soudures des barres****Barre 1-3**

l ₁ =	60	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
l ₂ =	60	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
a =	4	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
b =	4	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

Barre 2

l ₁ =	90	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
l ₂ =	40	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
a =	4	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
b =	4	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

Barre 4

l ₁ =	90	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
l ₂ =	40	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
a =	4	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
b =	4	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

GOUSSET

l _p =	660	[mm]	Longueur de la platine
h _p =	600	[mm]	Hauteur de la platine
t _p =	12	[mm]	Épaisseur de la platine

Paramètres

h ₁ =	100	[mm]	Grugeage
v ₁ =	100	[mm]	Grugeage
h ₂ =	100	[mm]	Grugeage
v ₂ =	100	[mm]	Grugeage
h ₃ =	100	[mm]	Grugeage
v ₃ =	100	[mm]	Grugeage
h ₄ =	100	[mm]	Grugeage
v ₄ =	100	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-0;-30)

e _v =	330 [mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
e _H =	330 [mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
Matériau :	ACIER E24	
f _y =	235,00 [MPa]	Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas : 15: 1.35G+1.5S (1+9+7)*1.35+8*1.50

$N_{b1,Ed} =$	-28,39	[kN]	Effort axial
$N_{b2,Ed} =$	-224,02	[kN]	Effort axial
$N_{b3,Ed} =$	-31,20	[kN]	Effort axial
$N_{b4,Ed} =$	-226,85	[kN]	Effort axial

RESULTATS**BARRE 1-3****VERIFICATION DES SOUDURES**

$e =$	26 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	0,07 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} * e$
$A_s =$	7,20 [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	208,08 [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N =$	3,90 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = N_{b1,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} =$	2,16 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 * z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	1,61 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 * x / I_0$
$\tau =$	6,27 [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} =$	505,76 [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$	6,27 < 505,76		vérifié (0,01)

RESISTANCE DE LA SECTION

$N_{pIRd} =$	647,22 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pIRd} = A * f_{y1} / \gamma_{M0}$
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pIRd}$	2,81 < 647,22		vérifié (0,00)

BARRE 2**VERIFICATION DES SOUDURES**

$e =$	14 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	-3,08 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b2,Ed} * e$
$A_s =$	7,50 [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	232,63 [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N =$	298,69 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = N_{b2,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} =$	-97,61 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 * z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	-94,33 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la	$\tau_{Mz} = M_0 * x / I_0$

VERIFICATION DES SOUDURES

$e =$	14 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons direction z	
$\tau =$	407,38 [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d}$	505,76 [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$	407,38 < 505,76	vérifié	(0,81)

RESISTANCE DE LA SECTION

$N_{plRd} =$	647,22 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y2} / \gamma_{M0}$
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	-224,02 < 647,22	vérifié	(0,35)

BARRE 4

VERIFICATION DES SOUDURES

$e =$	14 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	-3,12 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$
$A_s =$	7,50 [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	232,63 [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N =$	302,47 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = N_{b4,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} =$	-98,84 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	-95,52 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$
$\tau =$	412,53 [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d}$	505,76 [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$	412,53 < 505,76	vérifié	(0,82)

RESISTANCE DE LA SECTION

$N_{plRd} =$	647,22 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	-226,85 < 647,22	vérifié	(0,35)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,82

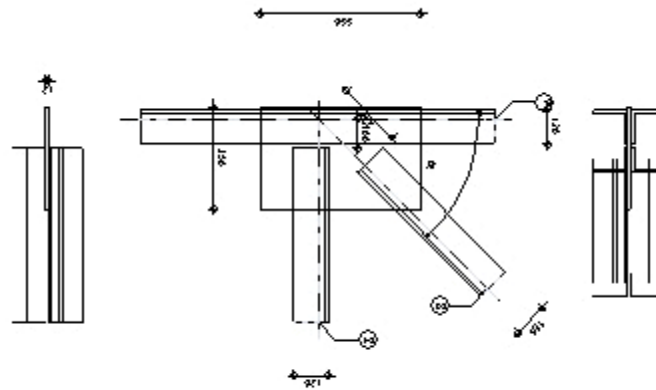
5. Assemblage : montant - diagonales - membrure supérieure.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005

Ratio
0,86

GENERAL

Assemblage N° : 2

Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Profilé :		2 CAE 120x12	CAI 100x80x9	2 CAE 120x12	2 CAE 120x12		
	h	120	100	120	120		mm
	b _f	120	80	120	120		mm
	t _w	12	9	12	12		mm
	t _f	12	9	12	12		mm
	r	13	8	13	13		mm
	A	55,08	15,48	55,08	55,08		cm ²
Matériau :		ACIER	ACIER	ACIER E24	ACIER E24		
	f _y	235,00	235,00	235,00	235,00		MPa
	f _u	365,00	365,00	365,00	365,00		MPa
Angle	α	0,0	0,0	45,0	90,0		Deg

SOUDURES

Soudures des barres

Barre 1-2

l ₁ =	110	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
l ₂ =	280	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
a =	4	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
b =	4	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

Barre 3

$l_1 =$	90	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	40	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	4	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
$b =$	4	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

Barre 4

$l_1 =$	90	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	40	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	4	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
$b =$	4	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

GOUSSET

$l_p =$	550	[mm]	Longueur de la platine
$h_p =$	350	[mm]	Hauteur de la platine
$t_p =$	12	[mm]	Épaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-75;135)

$e_v =$	40	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_H =$	350	[mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_0 =$	0	[mm]	Distance axe membrure hor.
Matériau :	ACIER E24		
$f_y =$	235,00	[MPa]	Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas : Calculs manuels

$N_{b1,Ed} =$	482,00	[kN]	Effort axial
$N_{b2,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort axial
$N_{b3,Ed} =$	20,00	[kN]	Effort axial
$N_{b4,Ed} =$	40,00	[kN]	Effort axial

RESULTATS**BARRE 1-2****VERIFICATION DES SOUDURES**

$e = 53$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$M_0 = 12,87$ $\left[\frac{kN \cdot m}{\right]$ Moment fléchissant réel

$$M_0 = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot e$$

$A_s = 13,60$ [cm²] Aire de la section des soudures

$e = 53$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$I_0 = 884,9$ ₀ [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N = 177,2$ ₁ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} = 129,9$ ₂ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} = 308,3$ ₉ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$
$\tau = 435,2$ ₄ [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w = 0,85$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} = 505,7$ ₆ [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$	435,24 < 505,76	vérifié (0,86)

RESISTANCE DE LA SECTION

$A = 27,54$ [cm ²]	Aire de la section	
$N_{plRd} = 647,22$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	241,00 < 647,22	vérifié (0,37)

BARRE 3**VERIFICATION DES SOUDURES**

$e = 14$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 = 0,14$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \cdot e$
$A_s = 12,00$ [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 = 473,1$ ₅ [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N = 8,33$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b3,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} = 2,14$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} = 2,62$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$
$\tau = 10,80$ [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w = 0,85$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} = 505,7$ ₆ [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$	10,80 < 505,76	vérifié (0,02)

RESISTANCE DE LA SECTION

$A = 27,54$ [cm ²]	Aire de la section	
$N_{plRd} = 647,22$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y3} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	10,00 < 647,22	vérifié (0,02)

BARRE 4**VERIFICATION DES SOUDURES**

$e = 14$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 = 0,27$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \cdot e$

$e = 14$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons		
$A_s = 12,00$ [cm ²]	Aire de la section des soudures		
$I_0 = \frac{473,1}{5}$ [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures		
$\tau_N = 16,67$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b4,Ed} / A_s$	
$\tau_{Mx} = 4,29$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$	
$\tau_{Mz} = 5,23$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$	
$\tau = 21,60$ [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2}$	
$\beta_w = 0,85$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]	
$f_{vw,d} = \frac{505,7}{6}$ [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$	
$\tau \leq f_{vRd}$	21,60 < 505,76	vérifié	(0,04)

RESISTANCE DE LA SECTION

A =	27,54	[cm ²]	Aire de la section	
N _{plRd} =	647,22	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	N _{plRd} =A*f _{y4} /γ _{M0}
0.5*N _{b4,Ed} ≤ N _{pl,Rd}		20,00 < 647,22		vérifié (0,03)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,86

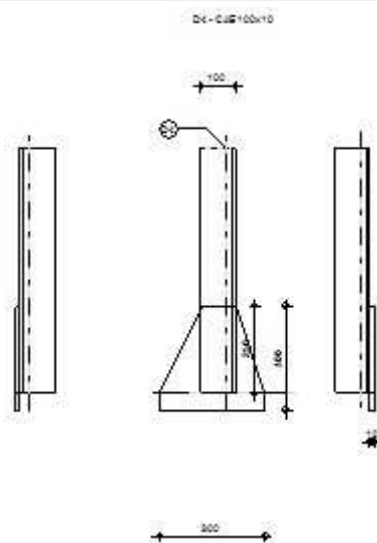
6. Assemblages : des poteaux d'ouverture.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005

Ratio
0,80

GENERAL

Assemblage N° : 2

Assemblage N° : 2
 Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis

GEOMETRIE

BARRES

Barre 4							
Profilé :		CAE 100x10					
	h	100					mm
	b _f	100					mm
	t _w	10					mm
	t _f	10					mm
	r	12					mm
	A	19,15					cm ²
Matériau :		ACIER					
	f _y	235,00					MPa
	f _u	365,00					MPa
Angle	α	90,0					Deg

SOUDURES

Soudures des barres

Barre 4

l₁ = 40 [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
 l₂ = 40 [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
 a = 4 [mm] Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
 b = 4 [mm] Épaisseur de la soudure d'angle transversale

Soudures d'angle du gousset

b = 4 [mm] Bord b

GOUSSET

l_p = 300 [mm] Longueur de la platine
 h_p = 300 [mm] Hauteur de la platine
 t_p = 12 [mm] Épaisseur de la platine

Paramètres

h₁ = 120 [mm] Grugeage
 v₁ = 250 [mm] Grugeage
 h₂ = 80 [mm] Grugeage
 v₂ = 250 [mm] Grugeage
 h₃ = 0 [mm] Grugeage
 v₃ = 0 [mm] Grugeage
 h₄ = 0 [mm] Grugeage
 v₄ = 0 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (156;124)

e_v = 50 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 e_H = 189 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau : ACIER E24

f_y = 235,00 [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas :	Calculs manuels
N _{b4,Ed} = -131,34 [kN]	Effort axial

RESULTATS

BARRE 4

VERIFICATION DES SOUDURES

$e = 22$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 = -2,86$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b4,Ed} * e$
$A_s = 5,40$ [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 = 98,06$ [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N = 243,22$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = N_{b4,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} = 150,21$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 * z / I_0$
$\tau_{Mz} = -93,17$ [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 * x / I_0$
$\tau = 404,31$ [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w = 0,85$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} = 505,76$ [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$	$404,31 < 505,76$	vérifié (0,80)

RESISTANCE DE LA SECTION

$N_{pIrd} = 450,13$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pIrd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pIrd}$	$ -131,34 < 450,13$ vérifié	(0,29)

ATTACHE GOUSSET

VERIFICATION DES SOUDURES D'ANGLE

$e = 39$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons		
$M_0 = -2,57$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot \sin(\alpha) \cdot e$	
$A_s = 12,0$ [cm ²]	Aire de la section de la soudure	$A_s = a \cdot l$	
$\sigma = 97,6$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	$\sigma = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot \sin(\alpha) / A_s + M_0 / W_{ys}$	
$\sigma = 69,0$ [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma = \sigma / \sqrt{2}$	
$ \sigma \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$		$ 69,03 < 262,80$	vérifié (0,26)
$\tau = -69,03$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau = \sigma$	
$\beta_w = 0,85$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]	
$\sqrt{(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$		$138,07 < 343,53$	vérifié (0,26)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,80

7. Assemblage de la ferme sur le poteau mixte :

Dans notre cas on a une jonction ferme et poteau mixte qui sert à transmettre les charges au poteau à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux poteaux par des tiges d'ancrage et soudée à la membrure.

7.1.Sollicitations :

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau.4 : Les sollicitations les plus défavorables :

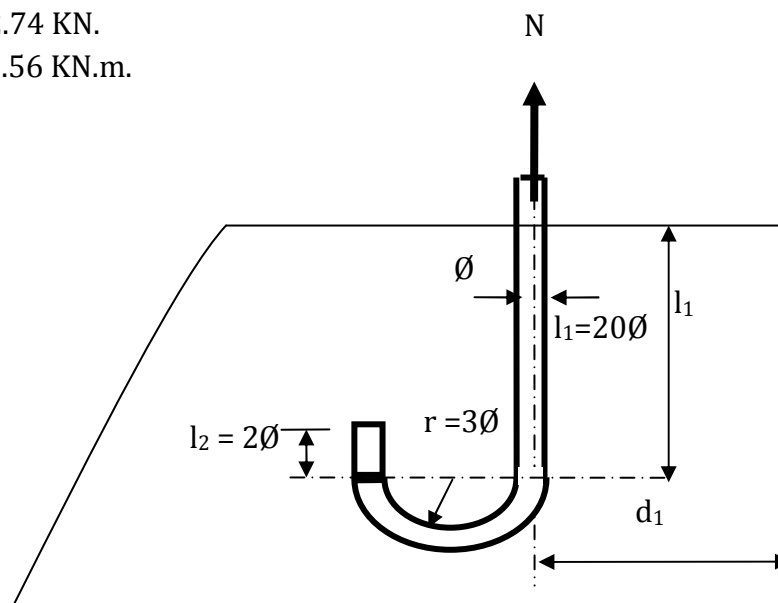
Combinaisons	N (KN)	M_y (KN.m)	V_y (KN)	M_z (KN.m)	V_z (KN)
1,35(G+Q+S)	185.02	75.21	0.9	0.85	47.24
G + 1,5V2S	-62.74	78.56	8.19	77	67.78

7.2.Dimensionnement des tiges d'ancrages:

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction et le moment les plus défavorables

$$N_t = 62.74 \text{ KN.}$$

$$M_y = 78.56 \text{ KN.m.}$$

**Figure VI.2** : les dimensions d'une tige d'ancrage

c : le débord, $C_y=80\text{mm}$ et $C_z=100\text{mm}$

d'où : $a = b' + 2c' = 490 + 2 \times 100 = 690 \text{ mm}$

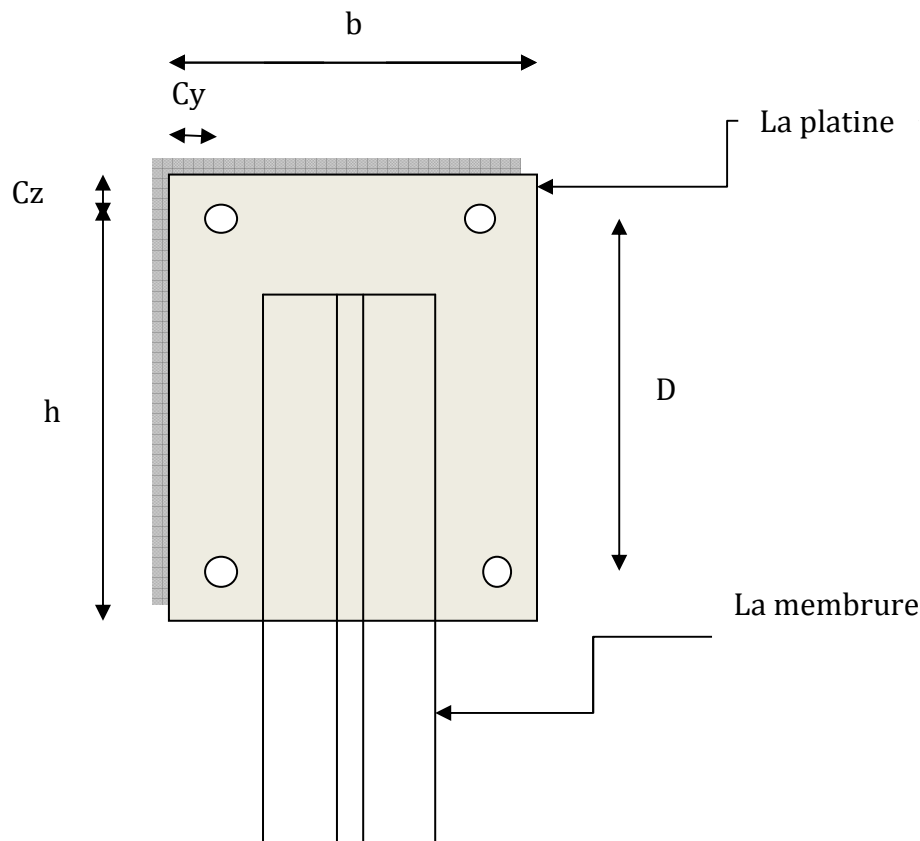


Figure VI.3 : Dispositions constructives

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_t) et un moment sollicitant M_y .

$$N_{st} = \frac{N_t}{n} + \frac{M_y}{2.H}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

M_y : moment sollicitant.

H : espacement entre deux tiges d'ancrages avec $H = b - 2.C_y = 39\text{cm}$

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$\frac{N_t}{4} + \frac{M_y}{2.H} \leq \frac{\pi.\phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t + 2M_y}{\pi.f_y.H}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{62.74 + 2.78,56.100}{3.14 \times 23.5.39}} = 2.34\text{cm}$$

Donc : $\phi = 2.5\text{cm}$

Soit des tiges d'ancrages de 25 mm de diamètre.

7.3.Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{75.21}{185.02} = 40cm$$

$$e = 40cm > \frac{D}{6} = \frac{55}{6} = 9.16cm$$

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).

$$A = 153.86 \times 2 = 307.72mm^2 \quad (A : \text{aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = 550 + \left(\frac{400}{3}\right) = 683.33mm$$

$$h = 550 + 100 = 650mm$$

$$b = 550mm$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3(l-h)h'^2 + 90A\frac{l}{b}h' - 90A\frac{l}{b}h = 0$$

$$h^3 + (190)h'^2 + (37429.77)h' - 25452246.3 = 0$$

$$h' = 210mm$$

7.4. Les contraintes de compression dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 185.02 \times 10^3 \times 683.33}{550 \times 210 \left(650 - \frac{210}{3}\right)} = 3.9MPa < f_{ub} = 14.2MPa \quad \text{Vérifiée}$$

7.5.Vérification des goujons à la traction :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{185.02 \times 10^3}{307.72} \cdot \frac{683.33 - 650 + \frac{210}{3}}{\left(650 - \frac{210}{3}\right)} = 131.64MPa \leq f_y = 235MPa \quad \text{Vérifiée}$$

7.6.Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

7.6.1. vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2). Les moments correspondants, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t , sont :

$$M_1 = 3.9 \times 180 \times \frac{180}{2} \times 10 = 0.63 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(180 \times \frac{1.39}{2} \right) \frac{180}{3} = 0.0075 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.622 \text{ KN.m}$$

- le module d'inertie de la platine pour $b = 1 \text{ cm}$

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{bt^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{bt^2}{6}$$

- la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.622 \times 10^6 \times 6}{50 \times 235}} = 17.82 \text{ mm}$$

$$t \geq 1.8 \text{ cm}$$

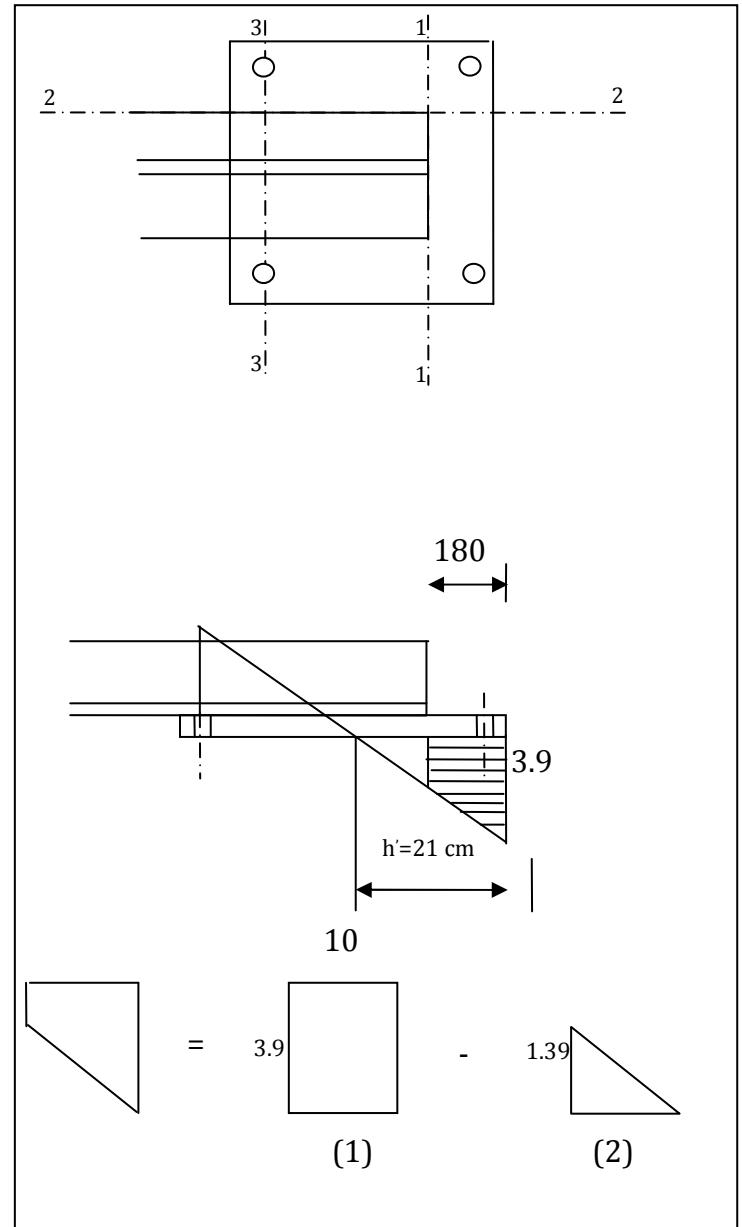


Figure VI.4 : Vérification dans la section 1-1

7.6.2. Vérification da la section 2-2 :

Par le même résonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 3.9 \times 200 \times \frac{200}{2} \times 10 = 0.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0.78 \times 10^6 \times 6}{50 \times 235}} = 19.95 \text{ mm}$$

$$t \geq 2 \text{ cm}$$

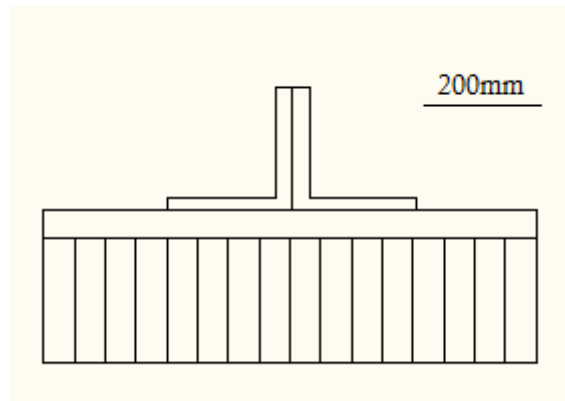


Figure VI.5: Vérification dans la section 2-2

7.6.3. Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 307.72 \times 131.64 = 40.50 \text{ KN}$$

$$M = 0.1 \times 40.50 = 4.05 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{4.05 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 4.05 \times 10^6}{50 \times 235}}$$

$$t \geq 45 \text{ mm}$$

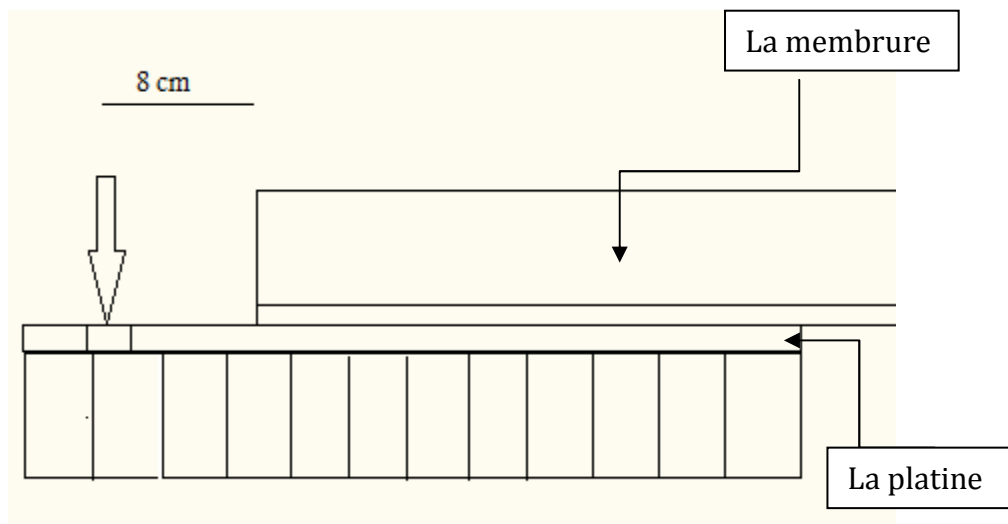


Figure VI.6 : Vérification de la section 3-3

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 4.5 cm.**

Remarque :

- Pour l'encastrement à la base du poteau mixte, en aura pas un assemblage car le profilé sera directement noyé dans la semelle.
- Assemblage poutre en béton armé et poteau mixte : le profilé (HEA500) sera percé pour faire passer les armatures de la poutre (diamètre de trou = diamètre de l'armature).

Chapitre VII : Etude de l'ossature

1. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivants :

- 1) $1,35G + 1,5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+1.2E$ RPA v2003 (Art 5.2)
- 4) $G+Q- 1.2E$
- 5) $0,8G+E$
- 6) $0,8G-E$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

1.1. Les recommandations du RPA 99 v2003 :

1.1.1. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal est de: $0,8 \% b_1 \times h_1$ (Zone II).
- Leur pourcentage maximal est de :
 - 4 % en zones courantes.
 - 6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Tableau 1: Armatures longitudinales maximales selon le RPA dans les poteaux.

Les différents poteaux	A : Section du poteau (cm ²)	$A_{\min}(\text{cm}^2)=0.8\%A$	$A_{\max}(\text{cm}^2)=4\%A$ Zone courante	$A_{\max}(\text{cm}^2) = 6\%A$ Zone nodale
Poteau 1	45.45 (cm ²)	16.2	81	121.5

1.1.2. Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale du poteau.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$\rho = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

avec λ_g : élancement géométrique.

$$t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm}) \quad (\text{zone nodale})$$

$$t \leq 15 \times \phi_l \quad (\text{zone courante}). (\phi_l \text{ diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau})$$

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$- A^{\min} = 0,3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A^{\min} = 0,8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g < 3$$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10Φ .

1.2.Ferraillage du poteau [45.45]cm² :

1.2.1. Les armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par des sollicitations maximales calculées à l'aide du logiciel **SOCOTEC** et cela après comparaison avec le ferraillage minimum donné par le RPA99 V2003 en zone **Ila**.

Tableaux : efforts et Résultats de ferraillage du poteau :

$N_{max}[KN]$	$M_{corr}[KN.m]$	$A_{cal}[cm^2]$	$A_{chois}[cm^2]$	$A_{min}[cm^2]$	ferraillage
373.90	2	7.2	8.04	16.2	4HA16

$N_{corr}[KN]$	$M_{max}[KN.m]$	$A_{cal}[cm^2]$	$A_{chois}[cm^2]$	$A_{min}[cm^2]$	ferraillage
173.06	153.17	15.6	16.2	16.2	4HA20/2HA16

$N_{min}[KN]$	$M_{corr}[KN.m]$	$A_{cal}[cm^2]$	$A_{chois}[cm^2]$	$A_{min}[cm^2]$	ferraillage
97.37	-26.07	10.6	10.6	16.2	4HA16

✓ **Donc on adopte un ferraillage de 4HA20/2HA16.**

1.2.2. Armature transversale :

Tableau 3 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Les différents poteaux	Poteau
Section (cm)	45.45
$\phi_l^{\max}(cm)$	2
$\phi_l^{\min}(cm)$	1.6
$l_f(cm)$	420
λ_g	9.33
$t_{zonenodale}(cm)$	15
$t_{zonecourante}(cm)$	24
$V_u(KN)$	50.13
$A^t(cm^2)$	0.12
$A_{min}^t(cm^2)zone\ nodale$	1.57
$A_{min}^t(cm^2)zone\ courante$	2.52
$A_{adoptee}^t(cm^2)$	2.01
Nombre de barres	4HA8

Conformément aux règles du RPA 99 V2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. $\left(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}\right)$. Ce qui est vérifiée dans notre cas.

1.3.Vérifications :

1.3.1. vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est 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.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

▪ **Poteau [45.45] cm² :**

$L = 6 \text{ m}$; $N_{\max} = 373.90 \text{ KN}$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 6 = 4.2 \text{ m} \quad (\text{longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12A}} = \sqrt{\frac{0.45 \times 0.45^3}{12 \times 0.45 \times 0.45}} = 0.12 \text{ m} \quad (\text{rayon de giration})$$

$$D'où \quad \lambda = \frac{4.2}{0.12} = 35 \Rightarrow \alpha = 0.70$$

$$B_r = 0.178 \text{ m}^2 \quad (\text{section réduite})$$

Donc

$$N_u = 0.70 \times \left(\frac{0.178 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 16.2 \times 10^2 \times \frac{400}{1.15} \right) = 2701.84 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 373.90 < 2701.84 \text{ KN}$ la condition est vérifiée.

Donc pas de risque de flambement

1.3.2. Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0,9 \times h$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Tableau 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)	σ̄ _{bc} (MPa)
Poteau type 1	45.45	40.5	16.2	24.42	20.57	0.0041	275.35	102.44	7.35	15

A partir du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

1.3.3. Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99v2003(Art 7.4.3.2)}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Tableau 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)	τ̄ _{adm} (MPa)
Poteau type 1	45.45	4.2	9.33	0.075	40.5	50.13	0.27	1.875

A partir du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée.

2. Etudes des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ROBOT millenium, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 qui sont :

- 1,35 G+1,5 Q
 - G + Q
 - G + Q + E
 - 0,8 G + E
 - 0,8 G – E
- RPA99 (Article 5.2)

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue un seul type de poutre, Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers données par le RPA 99 en zone IIa.

2.1.Recommandation du RPA99 :

2.1.1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5%, $A_l^{\min} = 0,5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \Phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

2.1.2. 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 :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$ dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre Φ_l est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

2.2.Ferraillage des poutres:

2.2.1. Les armatures longitudinales

Le ferraillage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraies du logiciel ROBOT millenium, et cela après comparaison avec le ferraillage minimum donné par le RPA99 V2003.

Tableau 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)
50×35	Appui/Z _c	243.62	120.38	15.44	8.75	3T20 + 3T16 = 15.44
	Travée /Z _r	108.51		6.02		3T16 = 6.02

Z_c : zone courante

Z_r : zone de recouvrement

➤ Longueur de recouvrement :

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

2.2.2. Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(2 ; \frac{50}{35} ; \frac{35}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(2 ; 1.42 ; 3.5) = 1.42 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

✓ Calcul des espacements des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{3.14 \times 10^2 \times 400}{0.4 \times 350} = 89.71 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} = 40 \text{ cm}$$

BAEL91 (Art H.III.3)

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{120.38 \times 10^3}{350 \times 405} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq 136.70 \text{ cm}$$

Et d'après le **RPA99/version2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \quad \text{On adopte un espacement de 20 cm pour la zone courante}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min(12.5 ; 24)$$

On adopte un espacement de 10 cm pour la zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times 50 = 1\text{m}$

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times d = 0.003 \times 20 \times 40.5 = 2.43\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_{\min} = 2.43\text{cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

2.3. Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.71\text{cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b) Vérifications des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \text{ tel que } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}) \quad (\text{F.P.N}) \quad \text{BAEL 91 (Art H.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 7 : Vérification des contraintes tangentielles.

Section	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
50×35	120.38	0.84	3,25

$$\tau_u = 0.84\text{MPa} < \bar{\tau}_u 3.25\text{MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

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 8 : Vérification au cisaillement.

section	A_l (cm ²)	M_u^a (MN.m)	A_p rive (cm ²)	A_p inter (cm ²)
50×35	15.44	0.243	3.46	1.54

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 :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$y = 16.12 \text{ cm}$$

$$I = 3.64 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{191.2}{3.64 \times 10^{-3}} \times 0.1612 = 8.47 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 8.47 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{la compression est vérifiée}$$

-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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$(1) \Rightarrow \frac{50}{600} > \frac{1}{16}$$

Vérifiée

$$M_t = 71.5 \text{ KN.m}$$

$$G = 16.44 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.50 \times 0.35 = 4.37 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 16.44 + 4.37 = 20.81 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{20.81 \times 6^2}{8} = 93.64 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{50}{600} = 0.083 > \frac{71.5}{10 \times 93.64} = 0.076 \quad \text{Vérifiée}$$

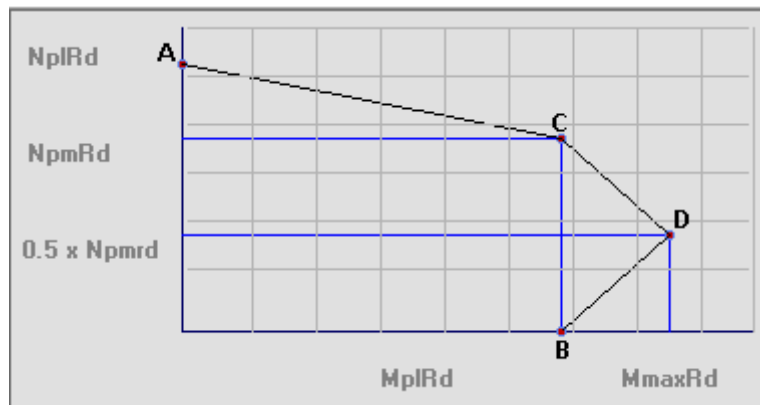
$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{15.44 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.450} = 0.009 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Vérifiée}$$

Tableau 9 : ferrailage des sections.

Poteau 45.45	4HA20/2HA16
Poutre 35.50	Appui : 3HA20 chapeau/3HA16 filantes Travée : 3HA16

3. Vérification des poteaux mixtes :

Il est nécessaire de procéder à une vérification du comportement dans chacun des plans principaux, en prenant en compte l'élancement, la distribution des moments fléchissant et la résistance en flexion associée au plan de sollicitation considéré. La résistance en section du poteau mixte sous combinaison de compression et de **flexion mono-axiale** est définie par une courbe d'interaction $M-N$, telle que celle présentée à la Figure 1.

**Figure VII.1:** Courbe d'interaction M-N (flexion mono-axiale).

Point A: résistance en compression seule:

$$N_a = N_{pl.rd} \quad M_a = 0$$

Point B: résistance en flexion seule:

$$N_b = 0 \quad M_b = M_{pl.rd}$$

Point C: résistance en flexion identique à celle associée à la situation du point B mais avec une résultante non nulle en compression:

$$N_c = N_{pm.rd} = \frac{A_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_s} \quad (\text{section enrobée})$$

Point D: moment résistant maximum :

$$N_d = \frac{1}{2} N_{pm.rd} = \frac{1}{2} \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{section enrobée})$$

$$M_d = (w_{pa} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}) + (w_{ps} \cdot \frac{f_s}{\gamma_s}) + (\frac{1}{2} \cdot w_{pc} \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c})$$

Point E: situé à mi-distance de A et C.

L'augmentation en résistance au point E est généralement faible par rapport au résultat d'une interpolation linéaire directe entre A et C. Le calcul du point E peut être négligé.

3.1. Les dimensions du poteau mixte :

- Effort max=515650 N
- Moment max (YY')=251260 N.m
- Moment max (ZZ')=220460 N.m

On choisit un profilé soit d'un HEA 500 au premier lieu on détermine l'enrobage nécessaire pour la section mixte :

$$40mm \leq c_y \leq 0.4b \quad \text{et} \quad 40mm \leq c_z \leq 0.3h.$$

$$40mm \leq c_y \leq 120mm \quad \text{et} \quad 40mm \leq c_z \leq 147mm.$$

$c_y = 12cm$ et $c_z = 14.7cm$. donc la section totale est de **(55*75)cm²**.

Après avoir prédimensionner la section mixte on détermine les caractéristiques mixtes de cette section :

$$I_{tot} = \frac{h.b^3}{12} = \frac{75.55^3}{12} = \quad \mathbf{1028764.8 \text{ cm}^4}$$

$$I_{az} = \quad \mathbf{10370cm^4}$$

$$A_c = A_t - A_a \text{ avec } A_c = \mathbf{4036.1cm^2}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \rightarrow A_s = \rho \cdot A_c = 0.003 \cdot A_c$$

donc on prend : $A_s = 15.12cm^2 \rightarrow \mathbf{[8T14]}$.

$$I_{sz} = 2 \cdot \left[3 \cdot \frac{3.14 \cdot 1.6^2}{4} \cdot 15^2 \right] = \quad \mathbf{2712.96cm^4}$$

$$I_{cz} = I_{tot} - I_{az} - I_{sz} = 1028764.8 - 10370 - 2712.96 = \quad \mathbf{1015681.84cm^4}$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1.35} = \frac{30.5}{1.35} = \quad \mathbf{22.59 \text{ KN/mm}^2}$$

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 E_{cd} I_c + E_s I_s.$$

$$(EI)_e = (21 \cdot 10370 \cdot 10^8) + (0.8 \cdot 22.59 \cdot 1015681.8 \cdot 10^7) + (21 \cdot 2712.96 \cdot 10^8)$$

$$(EI)_e = \mathbf{211028.23 \text{ KN} \cdot m^2}$$

$$E_m = \frac{(EI)_e}{I_{tot}} = \frac{211028.23}{1028764.8 \times 10^{-8}} = 20512.7 \text{ N/mm}^2$$

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu)} = \frac{20512.75}{2(1+0.2)} = 8547 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_m = \frac{\gamma_b \cdot s_b + \gamma_a \cdot s_a}{s_b + s_a} = \frac{(25 \times 0.4036) + (78.50 \times (0.0197 + 0.0015))}{0.4036 + 0.0197 + 0.0015} = 27.67 \text{ KN/m}^3$$

3.2. Détermination de l'effort (N) et moment résistant (M) selon l'axe fort [YY']

Point A :

$$\begin{aligned} N_a = N_{pl.rd} &= \left(A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{ma}} \right) + \left(A_c \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) + \left(A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \right) \\ &= \left(197.5 \cdot 10^2 \cdot \frac{235}{1.1} \right) + \left(4036.1 \cdot 10^2 \cdot 0.85 \cdot \frac{25}{1.5} \right) + \left(1512 \cdot \frac{400}{1.15} \right) \\ N_a &= 10463.039 \text{ KN} \end{aligned}$$

Point D:

$$\begin{aligned} N_d &= \frac{1}{2} N_{pm.rd} = A_c \cdot 0.5 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \\ &= 4036.1 \cdot 10^2 \cdot 0.5 \cdot \frac{25}{1.5} \end{aligned}$$

$$N_d = 3363.416 \text{ KN}$$

$$M_d = \left(w_{pa} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \right) + \left(w_{ps} \cdot \frac{f_s}{\gamma_s} \right) + \left(\frac{1}{2} \cdot w_{pc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

Détermination des modules plastiques Selon l'axe fort [yy'] :

- **Acier :** $w_{pa} = 3949 \text{ cm}^3$
- **Armature :** $w_{ps} = A_i \cdot e_i = [6 \cdot 33.7 \cdot 2.009] = 406.21 \text{ cm}^3$
- **Béton :** $w_{pc} = \frac{b_c \cdot h_c^2}{4} - w_{pa} - w_{ps} = \frac{55 \cdot 75^2}{4} - 3949 - 406.21 = 72988.54 \text{ cm}^3$

$$M_d = M_{max.rd} = \left(3949 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1.1} \right) + \left(406.21 \cdot 10^3 \cdot \frac{400}{1.15} \right) + \left(\frac{1}{2} \cdot 72988.54 \cdot 10^3 \cdot \frac{25}{1.5} \right)$$

$$M_d = 1593.178268 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Point B:

$$N_b = 0$$

$$M_b = M_{max.rd} - M_{m.rd}$$

$$M_{m.rd} = \left(w_{pan} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \right) - \left(w_{psn} \cdot \frac{f_s}{\gamma_s} \right) + \left(\frac{1}{2} \cdot w_{pcn} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

➤ **Détermination de l'axe neutre de flexion de point « c » :**

$$hn = \frac{\left[N_{pm.rd} - A_{sn} * \left(2. \frac{f_s}{\gamma_s} - \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \right]}{\left[2. b_c. \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + 2. t_w. \left(2. \frac{f_y}{\gamma_a} - \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \right]} = 222.802 \text{ mm}$$

$$w_{pan} = t_w * h_n^2 = 12 * 222.802^2 = 655960.502 \text{ mm}^3$$

$$w_{psn} = 0$$

$$w_{pcn} = b_c * h_n^2 - w_{pan} - w_{psn} = 550 * 222.802^2 - 655960.502 = 29408895.86 \text{mm}^3$$

Donc :

$$M_{m.rd} = \left(655960.502 \cdot \frac{235}{1.1} \right) - 0 + \left(\frac{1}{2} \cdot 29408895.86 \cdot \frac{25}{1.5} \right) = 385.21114 \text{ KN m}$$

D'où :

$$M_b = 1593.1782 - 385.2114 = 1207.9671 \text{ KN m}$$

Point C:

$$N_C = 2 * N_D = 2 * 3363.416 = 6726.832 \text{ KN}$$

$$M_c = M_b = 1207.9671 \text{ KN.m}$$

D'après notre effort normal et moment sollicitant, on remarque que le point d'intersection des deux sollicitations se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction des efforts résistants [N-M] avec un ratio qui égale 0.587.

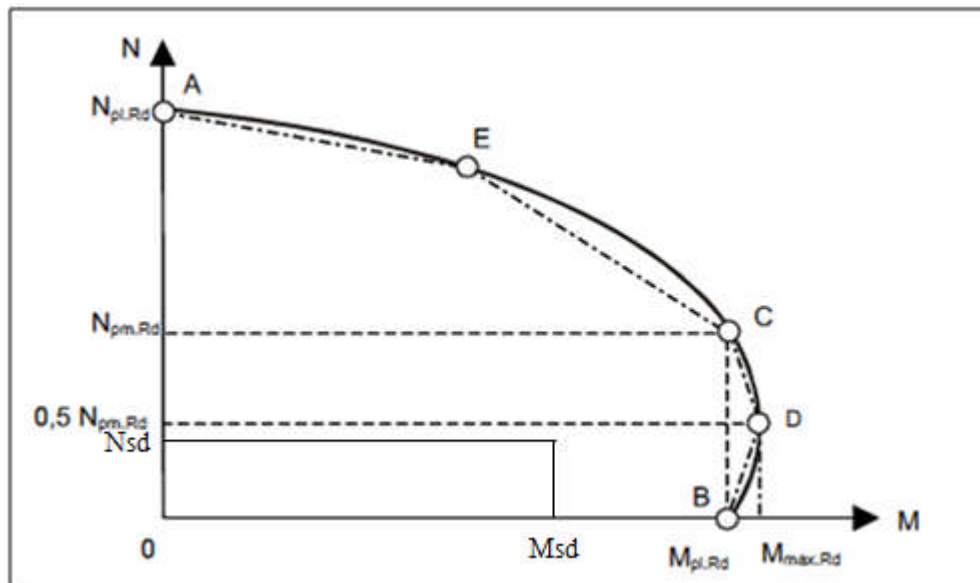


Figure VII.2 : Point d'intersection de N et M sollicitant selon l'axe YY

3.3.Détermination de l'effort(N)et moment résistant(M) selon l'axe faible [ZZ'] :

- **Acier** : $w_{pa} = 1059 \text{ cm}^3$
- **Armature** : $w_{ps} = A_i * e_i = [6 * 23.7 * 2.009] = 285.68 \text{ cm}^3$
- **Béton** : $w_{pc} = \frac{h_c * b_c^2}{4} - w_{pa} - w_{ps} = \frac{55 * 75^2}{4} - 1059 - 285.68 = 55374.07 \text{ cm}^3$

Point A :

$$N_a = N_{pl.rd} = 10463.039 \text{ KN}$$

Point D:

$$N_d = \frac{1}{2} N_{pm.rd} = A_c * 0.5 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$= 4036.1 * 10^2 * 0.5 * \frac{25}{1.5}$$

$$N_d = 3363.416 \text{ KN}$$

$$M_d = (w_{pa} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}) + (w_{ps} \cdot \frac{f_s}{\gamma_s}) + (\frac{1}{2} \cdot w_{pc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c})$$

$$M_d = M_{max.rd} = (1059 * 10^3 \cdot \frac{235}{1.1}) + (285.68 * 10^3 \cdot \frac{400}{1.15}) + (\frac{1}{2} \cdot 55374.07 \cdot 10^3 \cdot \frac{25}{1.5})$$

$$M_d = 787.05844 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Point B:

$$N_b = 0$$

$$M_b = M_{max.rd} - M_{m.rd}$$

$$M_{m.rd} = \left(w_{pan} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \right) - (w_{psn} \cdot \frac{f_s}{\gamma_s}) + (\frac{1}{2} \cdot w_{pcn} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c})$$

➤ Détermination de l'axe neutre de flexion de point « c » :

$$h_n = \frac{\left[N_{pm.rd} - A_{sn} * \left(2 \cdot \frac{f_s}{\gamma_s} - \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \right]}{\left[2 \cdot h_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + 2 \cdot h \cdot \left(2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} - \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \right]} = 101.9 \text{ mm}$$

$$w_{pan} = 2 * t_f * h_n^2 - \left[\frac{(h-2t_f)t_w^2}{4} \right] = 452302.06 \text{ mm}^3$$

$$w_{psn} = 0$$

$$w_{pcn} = h_c * h_n^2 - w_{pan} - w_{psn} = 7335405.44 \text{ mm}^3$$

$$M_{m.rd} = \left(452302.06 \cdot \frac{235}{1.1} \right) - 0 + \left(\frac{1}{2} \cdot 7335405.44 \cdot \frac{25}{1.5} \right) = 157.756 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

D'où :

$$M_b = 787.05844 - 157.756 = 629.302 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Point C:

$$N_c = 2 * N_D = 2 * 3363.416 = 6726.832 \text{ KN}$$

$$M_c = M_b = 629.832 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

D'après notre effort normal et moment sollicitant, on remarque que le point d'intersection des deux sollicitations se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction des efforts résistants [N-M].

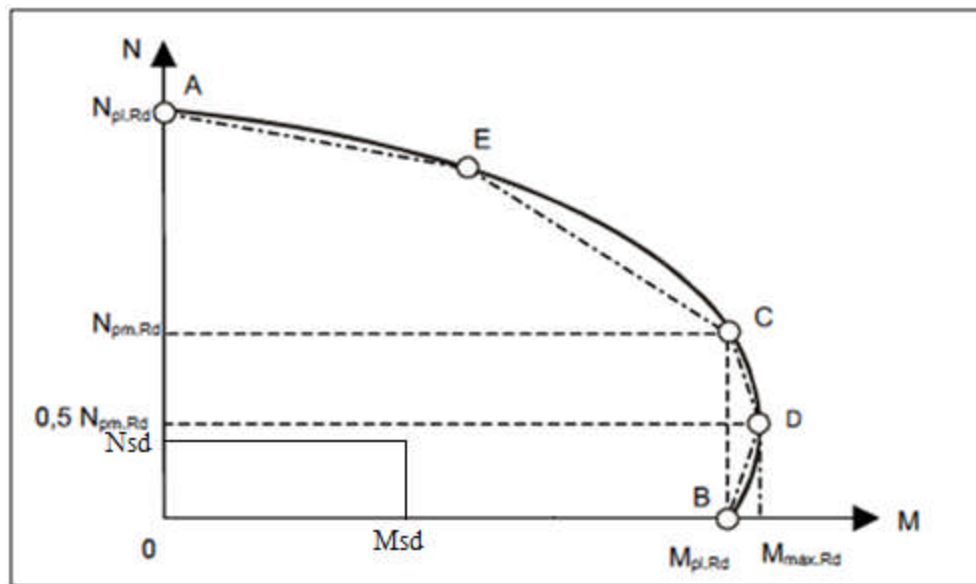


Figure VII.3: Point d'intersection de N et M sollicitant selon l'axe ZZ

Une deuxième vérification : avec le logiciel « EXPERT » qui est basé sur EC4, les résultats obtenus sont donnée ci-dessus :

Calcul de sections de poteaux

section

Profilé : Standard, HEA, HEA 500

Catégorie : , Famille : , Profils :

Définitions du profilé :

Enrobages en cm

Cz = 13, Cy = 12.5

h = 75.0, L = 55.0

flambement en m

l_{fy} = 8.4, l_{fz} = 8.4

Armatures

choix : 8 HA 14, 2HA 8

Longitudinales : 14, Transversales : 8

e = 30 mm

Dimensionnement automatique

Efforts en KN et/ou en KNm

cas	Nsd	Nsd p.	Msdy	Msdz	ry	rz
ELU	515,61	0	251,26	220,46	0	0
	0	0	0	0	0	0

δ = 0.418

NplRd = 10088.85 KN

Ncr = 29568.54 KN

λ = 0.671

Ratio = 0.587

Calculer, Note

Figure VII.4 : Fenêtre d'introduction des données (Robot-Expert)

La vérification des efforts sollicitant par rapport aux efforts résistants selon les deux axes (faible et fort):

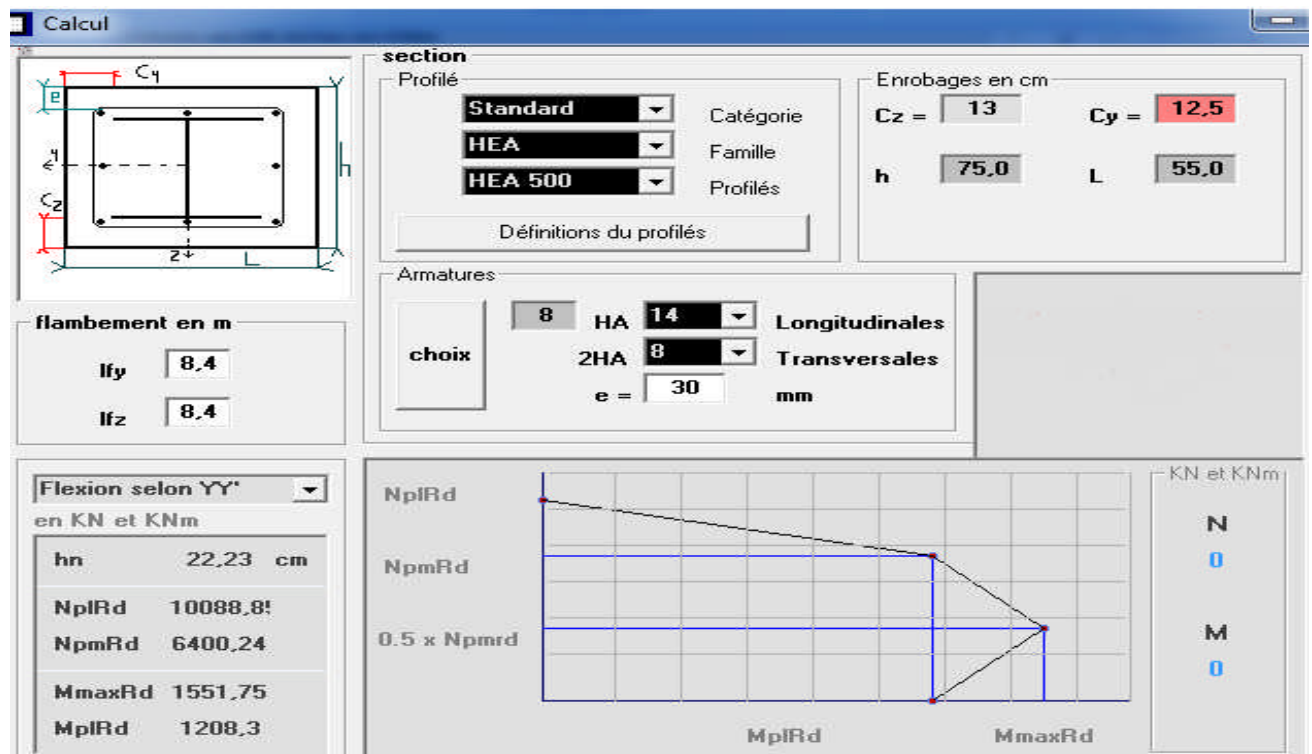


Figure VII.5 : Fenêtre résultats de calcul du poteau mixte par Robot-Expert.

On a fait une comparaison entre trois types de sections (mixte, métallique seul et béton armé) pour le poteau et on a tiré les remarques ci-dessous :

<u>section</u>	<u>Remarque</u>
Poteau métallique seul :	Pour la résistance il faut un HEA 550 , mais le comportement de la structure sera perturbé, ce qui demande le renforcement par des palées de stabilité qui ne seront pas réalisable [pour des raisons architecturales].
Poteau en béton armé :	Pour la résistance il faut une section de [90.80] cm² avec un ferrailage de (35HA20) qui est une section très grande.
Poteau mixte : rectangulaire totalement enrobé	Pour la résistance il faut une section mixte de [55.75] cm² avec un profilé métallique HEA500 et un ferrailage par [8HA14] .

Chapitre VIII : Calcul de l'infrastructure

1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif de recevoir les charges de la superstructure et les transmettre au sol. 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.

D'après le rapport de sol, La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars ;

La profondeur d'ancrage : $D = 1.6$ m

Catégorie du site S_3 (site meuble) : dépôts épais de sables et de graviers moyennement denses (d'après le RPA99/2003)

2. Calcul des fondations:

2.1. Sous poteau de section (55×75) cm² :

2.1.1. Détermination des sollicitations:

Pour le calcul, on considère les deux états limites (ELU, ELS et ELA). Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes:

$$G + Q + 1.2 E$$

$$0,8G + E$$

$$0,8G - E$$

(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 1 : Sollicitations à la base des poteaux (55×75) .

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	$G+Q+1.2E$	$1.35G+1.5Q+S$	$G+V2d$
N_{max} (KN)	515.61	507.65	396.49
M_y (KN.m)	247.64	75.35	2.24
M_z (KN.m)	218.28	78.74	56.99
V_y (KN)	72.50	0.05	0.24
V_z (KN)	80.74	34.77	1.12

2.1.2. Pré dimensionnement de la semelle :

Le dimensionnement de la semelle est choisie de manière qu'elle soit homothétique avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($a \times b$), donc les semelles sont rectangulaire ($A \times B$).

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

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

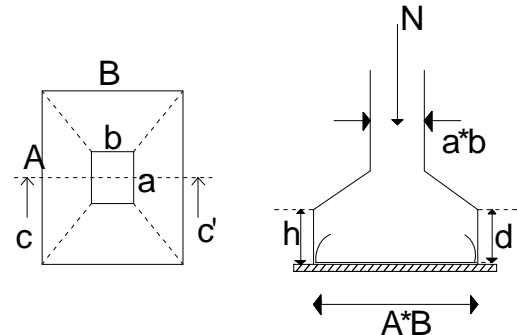


Figure VIII.1 : dimension de la semelle

- Critère de non poinçonnement:

$\sigma_M < \sigma_{su}$ Situation accidentelle

$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$ Situation durable

σ_{su} : Contrainte admissible du sol à l'ELA

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 2bar$$

$$a = 75cm$$

$$b = 55cm$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = \frac{4}{5}A$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = \gamma \cdot D + \frac{q_u - \gamma \cdot D}{3} \quad \text{donc} \quad q_u = 3\sigma_{sol} - 2\gamma \cdot D$$

avec : $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$ et $D = 1.60m$

D'où $q_u = 5.39 \text{ bars}$

$$\sigma_{su} = \gamma \cdot D + \frac{q_u - \gamma \cdot D}{2}$$

$$\sigma_{su} = 2.84 \text{ bars}$$

2.1.3. Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M < \sigma_{su}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \sigma_{su}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq \sigma_{su}$$

$$-A^3 + 1.75A + 6.90 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{247.64}{515.61} = 0.48$$

$$A = 2.60m$$

$$\Rightarrow B = \frac{2.6 \times 4}{5} = 2.08$$

$$B = 2.10m$$

Soit **A = 2.60 m** et **B = 2.10m**

- **Situation durable :** $\sigma_M < 1.33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 3.05A + 2.35 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{78.74}{507.65} = 0.155$$

$$A = 2.1m$$

$$\Rightarrow B = \frac{2.1 \times 4}{5} \Rightarrow B = 1.68m$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section (55*75) cm²

A=2.6m et B = 2.1m

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{2.1-0.55}{4} = 38cm, \frac{2.6-0.75}{4} = 46cm \right\}$$

soit **d = 46cm**

$$h = d + c = 46 + 5 = \mathbf{51 \text{ cm}}$$

l₁ : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1.60 - 0.51 = \mathbf{1.09 \text{ m}}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 2.6 \times 2.1 \times 0.51 \times 25 = 69.61 \text{ KN}$$

- **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 2 : sollicitations à la base de la semelle type 1.

Sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
	G+Q+1.2E	1.35G+1.5Q+S	G+V2d
N^{\max} (KN)	585.22	577.26	466.1
M_{by} (KN.m)	376.82	130.98	4.032
M_{bz} (KN.m)	334.28	78.82	57.37
V_y (KN)	72.50	0.05	0.24
V_z (KN)	80.74	34.77	1.12

2.1.4. Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensA \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} \sigma_{su} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensB \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} \sigma_{su} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{su} = 284 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau 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 B	0.64	$3.03 > 2.84$	-0.88	$2.05 > 2$
		Sens A	0.57	$2.48 < 2.84$	-0.33	$1.77 < 2$
Situation Durable	ELU	Sens B	0.22	$1.72 < 2.66$	0.39	$1.38 < 2$
		Sens A	0.13	$1.37 < 2.66$	0.74	$1.21 < 2$
	ELS	Sens B	0.008	$0.87 < 2.66$	0.83	$0.80 < 2$
		Sens A	0.12	$1.09 < 2.66$	0.61	$0.97 < 2$

Les contraintes moyennes à la situation accidentelle et à l'ELU dans le sens B n'est pas vérifiée donc on augmente la section de la semelle à **A= 2.9m et B = 2.4m**

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{2.4-0.55}{4} = 46.25\text{cm}, \frac{2.9-0.75}{4} = 53.75\text{cm} \right\}$$

soit $d = 55\text{cm}$

$h = d + c = 55 + 5 = \mathbf{60\text{cm}}$

$l_1 = 1.6 - 0.6 = \mathbf{1.00\text{ m}}$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 2.9 \times 2.4 \times 0.6 \times 25 = 104.4 \text{ KN}$$

- **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 4. : Les sollicitations à la base de la semelle type 1.

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+1.2E	1,35G+1.5Q+S	G+V2d
N^{\max} (KN)	620.01	612.05	500.89
M_{by} (KN.m)	376.82	130.98	4.032
M_{bz} (KN.m)	334.28	78.82	57.38
V_y (KN)	72.50	0.05	0.24
V_z (KN)	80.74	34.77	1.12

2.1.5. Vérification des contraintes :

$$\sigma_{su} = 284 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau 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 B	0.60	$2.22 < 2.84$	-0.44	$1.55 < 2$
	Sens A	0.53	$1.86 < 2.84$	-0.08	$1.37 < 2$
Situation Durable	ELU	Sens B	0,21	$1.34 < 2.66$	0.41
		Sens A	0.12	$1.09 < 2.66$	0.66
	ELS	Sens B	0.008	$0.73 < 2.66$	0.70
		Sens A	0.11	$0.88 < 2.66$	0.55

2.1.6. Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{2.9}{4} = 0.72m \rightarrow \text{sensA} \\ \frac{B}{4} = \frac{2.4}{4} = 0.6m \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$\text{sens A : } e_0 = 0.53m < 0.72m$$

$$\text{sens B : } e_0 = 0.60m < 0.60m$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite

2.1.7. 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 vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens A}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

• **situation accidentelle:**

Armatures parallèles à " B":

$$\begin{cases} e_0 = 0,60 > \frac{0,55}{6} = 0,091 \\ e_0 = 0,60 > \frac{2,4}{24} = 0,10 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,4 + 0,3 \times 0,55 - 9 \times 0,60) \left(\frac{\frac{2,4}{2} - 0,35 \times 0,55}{\frac{2,4}{2} - 0,60} \right)^2 \frac{620,01}{27}$$

$$M_1 = 282,62 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,49 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{291,65 \times 10^{-3}}{0,49 \times 400} = 14,42 \text{ cm}^2$$

$$A = 14,42 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles à " A":

$$\begin{cases} e_0 = 0,53 > \frac{0,75}{6} = 0,125 \\ e_0 = 0,53 > \frac{2,9}{24} = 0,120 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,9 + 0,3 \times 0,75 - 9 \times 0,53) \left(\frac{\frac{2,9}{2} - 0,35 \times 0,75}{\frac{2,9}{2} - 0,53} \right)^2 \frac{620,01}{27}$$

$$M_1 = 269,91 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{269.91 \times 10^{-3}}{0.49 \times 400} = 13.77 \text{ cm}^2$$

$$A = 13.77 \text{ cm}^2$$

• **Situation durable :**

- **A l'ELU**

Armatures parallèles à " B ":

$$\begin{cases} e_0 = 0.21 > \frac{0.55}{6} = 0.091 \\ e_0 = 0.21 > \frac{2.4}{24} = 0.10 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2.4 + 0.3 \times 0.55 - 9 \times 0.21) \left(\frac{\frac{2.4}{2} - 0.35 \times 0.55}{\frac{2.4}{2} - 0.21} \right)^2 \frac{612.05}{27}$$

$$M_1 = 184.88 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{184.88 \times 10^{-3}}{0.49 \times 400} = 9.43 \text{ cm}^2$$

$$A = 9.43 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèle à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0.12 < \frac{0.75}{6} = 0.125 \\ e_0 = 0.12 < \frac{2.9}{24} = 0.12 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 612.05 \left(1 + \frac{3 \times 0.12}{2.9} \right) = 688.02 \text{ KN}$$

$$N' = 688.02 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{688.02 \times 10^{-3} \times (2.9 - 0.75)}{8 \times 0.55 \times 348} = 9.66 \text{ cm}^2$$

- **EL S:**

Armatures parallèles à " B ":

$$\begin{cases} e_0 = 0.008 < \frac{0.55}{6} = 0.091 \\ e_0 = 0.008 < \frac{2.4}{24} = 0.10 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 500.89 \left(1 + \frac{3 \times 0.008}{2.4} \right) = 505.89 \text{ KN}$$

$$N' = 505.89 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{(505.89 \times 10^{-3} \times (2.4 - 0.55))}{8 \times 0.55 \times 348} = 6.11 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles à "A":

$$\begin{cases} e_0 = 0.11 < \frac{0.75}{6} = 0.125 \\ e_0 = 0.11 < \frac{2.9}{24} = 0.12 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 500.89 \left(1 + \frac{3 \times 0.11}{2.9} \right) = 557.88 \text{ KN}$$

$$N' = 557.88 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{557.88 \times 10^{-3} \times (2.9 - 0.75)}{8 \times 0.55 \times 348} = 7.83 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.83 \text{ cm}^2$$

2.1.8. Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 290 \times 60$$

$$\text{Min } A_A = 21.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 240 \times 60$$

$$\text{Min } A_B = 17.38 \text{ cm}^2$$

2.1.9. 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 :**

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 56.43 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 60 \text{ cm}$$

- **Suivant A :**

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 56.43 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 72.5 \text{ cm}$$

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 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)	14.42	9.43	6.11	17.38	9HA16	18.08	56.43	26
A_s (A)	13.77	9.66	7.83	21.01	11HA16	22.10	56.43	27

2.2. Sous poteau de section (45*45) cm² :

2.2.1. Détermination des sollicitations:

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Tableau 7 : Les sollicitations à la base des poteaux (45*45).

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+1.2E	1.35G+1.5Q+S	G+V2d
N^{\max} (KN)	515.65	507.81	396.51
M_y (KN.m)	274.66	75.38	2.24
M_z (KN.m)	218.29	78.74	56.99
V_y (KN)	72.52	0.05	0.24
V_z (KN)	80.75	34.76	1.12

2.2.2. Pré dimensionnement de la semelle :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base (a*b), donc les semelles sont carrées (A*B).

A et b : dimension du poteau considéré.

A et B : dimension de la semelle

h : hauteur utile de la semelle est donnée par.

$$h = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

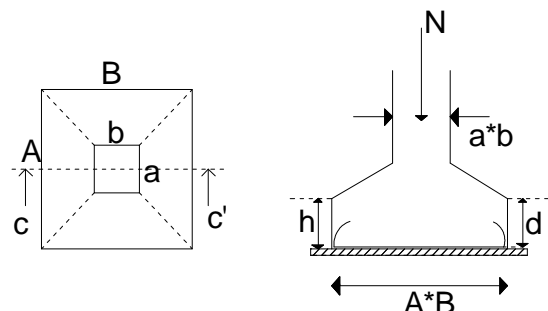


Figure VIII.2 : Dimension de la semelle

- **Critère de non poinçonnement:**

$\sigma_M \prec \sigma_{su}$ Situation accidentelle

$\sigma_M \prec 1,33\sigma_{sol}$ Situation durable

σ_M : La contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 2bars$$

$$\sigma_{su} = 2.84bars$$

$$a = 45cm$$

$$b = 45cm$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = A$$

2.2.3. Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M \prec \sigma_{su}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \sigma_{su}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq \sigma_{su}$$

$$-A^3 + 1.81A + 5.77 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{274.66}{515.65} = 0,53$$

$$A = 2.2m$$

$$B = A \Rightarrow B = 2.2m$$

Soit **A = 2.2 m** et **B = 2.2 m**

- **Situation durable :** $\sigma_M \prec 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 2,3A + 0,11 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{75,38}{507,81} = 0,148$$

$$A = 1,7m$$

$$B = A \Rightarrow B = 1,7m$$

Soit **A = 1.7 m** et **B = 1.7 m**

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section (45*45) cm² **A=2.2 m** et **B = 2.2m**

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{2,2-0,45}{4} = 43cm, \frac{2,2-0,45}{4} = 43cm \right\}$$

$$\text{soit } d = 45cm$$

$$h = d + c = 45 + 5 = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1,6 - 0,5 = 1,10 \text{ m}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 2,2 \times 2,2 \times 0,5 \times 25 = 60,5 \text{ KN}$$

- **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 8 : Les sollicitations à la base de la semelle type 2.

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+1.2E	1.35G+1.5Q+S	G+V2d
N^{\max} (KN)	576.15	568.31	457.01
M_{by} (KN.m)	403.86	130.99	4.032
M_{bz} (KN.m)	334.32	78.82	57.37
V_y (KN)	72.52	0.05	0.24
V_z (KN)	80.75	34.76	1.12

2.2.4. Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\begin{aligned}
 \text{sens A} \left\{ \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} \sigma_{su} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{aligned} \right. \\
 \text{sens B} \left\{ \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} \sigma_{su} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau 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 B	0.70	3.46 > 2.84	-1.08	2.32 > 2
		Sens A	0.58	3.07 > 2.84	-0.69	2.13 > 2
Situation Durable	ELU	Sens B	0.23	1.91 < 2.66	0.43	1.54 < 2
		Sens A	0.13	1.59 < 2.66	0.75	1.38 < 2
	ELS	Sens B	0.008	0.96 < 2.66	0.92	0.95 < 2
		Sens A	0.12	1.25 < 2.66	0.63	1.09 < 2

Les contraintes moyennes à la situation accidentelle et à l'ELU ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à **A= 2.6 m et B = 2.6 m**

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{2.6-0.45}{4} = 53 \text{ cm}, \frac{2.6-0.45}{4} = 53 \text{ cm} \right\}$$

$$\text{soit } d = 55 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 55 + 5 = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

l₁ : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1.6 - 0.60 = \mathbf{1 \text{ m}}$$

• **Poids de la semelle:**

$$P = 2.6 \times 2.6 \times 0.6 \times 25 = 101.4 \text{ KN}$$

• **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 10 : Les sollicitations à la base de la semelle type 2.

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+1.2E	1.35G+1.5Q+S	G+V2d
N_{\max} (KN)	617.05	609.21	497.91
M_{by} (KN.m)	403.86	130.99	4.032
M_{bz} (KN.m)	334.32	78.82	57.37
V_y (KN)	72.52	0.05	0.24
V_z (KN)	80.75	34.76	1.12

2.2.5. Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles sont données par les expressions suivantes :

$$\text{sens A} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} \sigma_{su} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$\text{sens B} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} \sigma_{su} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$\sigma_{su} = 284 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 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 B	0.65	$2.28 < 2.84$	-0.45	$1.59 < 2$
		Sens A	0.54	$2.05 < 2.84$	-0.22	$1.48 < 2$
Situation durable	ELU	Sens B	0,21	$1.33 < 2.66$	0.46	$1.11 < 2$
		Sens A	0.12	$1.15 < 2.66$	0.65	$1.02 < 2$
	ELS	Sens B	0.008	$0.75 < 2.66$	0.72	$0.74 < 2$
		Sens A	0.11	$0.92 < 2.66$	0.54	$0.82 < 2$

2.2.6. Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{2.6}{4} = 0.65m \rightarrow \text{sensA} \\ \frac{B}{4} = \frac{2.6}{4} = 0.65m \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

sens A : $e_0 = 0.54m$

sens B : $e_0 = 0.65m$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

2.2.7. 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 vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensA}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensB}$$

- situation accidentelle:**

Armatures parallèle à " B":

$$\begin{cases} e_0 = 0.65 > \frac{0.45}{6} = 0.075 \\ e_0 = 0.65 > \frac{2.6}{24} = 0.108 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2.6 + 0.3 \times 0.45 - 9 \times 0.65) \left(\frac{\frac{2.6}{2} - 0.35 \times 0.45}{\frac{2.6}{2} - 0.65} \right)^2 \frac{617.05}{27}$$

$$M_1 = 330.78 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.55 = 0.49$$

$$A_s = \frac{330.78 \times 10^{-3}}{0.49 \times 400} = 16.87 \text{ cm}^2$$

$$A = 16.87 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèle à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0.54 > \frac{0.45}{6} = 0.075 \\ e_0 = 0.54 > \frac{2.6}{24} = 0.108 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2.6 + 0.3 \times 0.45 - 9 \times 0.54) \left(\frac{\frac{2.6}{2} - 0.35 \times 0.45}{\frac{2.6}{2} - 0.54} \right)^2 \frac{617.05}{27}$$

$$M_1 = 294.25 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{294.25 \times 10^{-3}}{0.49 \times 400} = 15.01 \text{ cm}^2$$

$$A = 15.01 \text{ cm}^2$$

• **situation durable :**

- **à l'E L U:**

Armatures parallèle à " B ":

$$\begin{cases} e_0 = 0.21 > \frac{0.45}{6} = 0.075 \\ e_0 = 0.21 > \frac{2.6}{24} = 0.108 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2.6 + 0.3 \times 0.45 - 9 \times 0.21) \left(\frac{\frac{2.6}{2} - 0.35 \times 0.45}{\frac{2.6}{2} - 0.21} \right)^2 \frac{609.21}{27}$$

$$M_1 = 214.30 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.55 = 0.49$$

$$A_s = \frac{214.30 \times 10^{-3}}{0.49 \times 400} = 10.93 \text{ cm}^2$$

$$A = 10.93 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles à "A":

$$\begin{cases} e_0 = 0.12 > \frac{0.45}{6} = 0.075 \\ e_0 = 0.12 > \frac{2.6}{24} = 0.108 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2.6 + 0.3 \times 0.45 - 9 \times 0.12) \left(\frac{\frac{2.6}{2} - 0.35 \times 0.45}{\frac{2.6}{2} - 0.12} \right)^2 \frac{609.21}{27}$$

$$M_1 = 200 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{200 \times 10^{-3}}{0.49 \times 400} = 10.67 \text{ cm}^2$$

$$A = 10.20 \text{ cm}^2$$

- **E L S:**

Armatures parallèles à "B":

$$\begin{cases} e_0 = 0.008 < \frac{0.45}{6} = 0.075 \\ e_0 = 0.008 < \frac{2.6}{24} = 0.108 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 497.91 \left(1 + \frac{3 \times 0.008}{2.6} \right) = 502.50 \text{ KN}$$

$$N' = 502.50 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{502.50 \times 10^{-3} \times (2.6 - 0.45)}{8 \times 0.55 \times 348} = 7.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.05 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèle à "A":

$$\begin{cases} e_0 = 0.11 < \frac{0.45}{6} = 0.075 \\ e_0 = 0.11 < \frac{2.6}{24} = 0.108 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 497.91 \left(1 + \frac{3 \times 0.11}{2.6} \right) = 561.10 \text{ KN}$$

$$N' = 561.10 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{561.1 \times 10^{-3} \times (2.6 - 0.45)}{8 \times 0.55 \times 348} = 7.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.87 \text{ cm}^2$$

2.2.8. Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h$$

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 260 \times 60$$

$$\text{Min } A_A = 18.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 260 \times 60$$

$$\text{Min } A_B = 18.83 \text{ cm}^2$$

2.2.9. Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si ($l_s > B/4$ dans le sens B et $l_s > A/4$ dans le sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA}$$

- **Suivant B :**

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 56.43 \text{ cm} < \frac{260}{4} = 65 \text{ cm}$$

- **Suivant A :**

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 56.43 \text{ cm} < \frac{260}{4} = 65 \text{ cm}$$

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 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 (B)	16.87	10.93	7.05	18.83	10HA16	20.09	56.43	26
A_s (A)	15.01	10.20	7.87	18.83	10HA16	20.09	56.43	26

3. Calcul des longrines :

3.1.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.

3.2.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 : (35x45) cm²

3.3.Ferraillage :

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)

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{510.55}{12} \right) = 42.54KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{391.65}{12} \right) = 32.63KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{42.54 \times 10^{-3}}{348} = 1.22cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{32.63 \times 10^{-3}}{348} = 0.93cm^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 35 \times 45$$

$$A_{\min} = 9.45cm^2$$

Donc on ferraille avec $A_{\min} \rightarrow$ Soit **6HA14**, avec $A_s = 9.23 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{35 \times 45 \times 2.1}{400} = 8.03$$

$$8.03cm^2 < 9.23cm^2 \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

La flèche n'est pas à craindre car les longrines sont posées sur le sol ce qui empêche leurs flexion.

3.4.Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à :

$$\text{Min (20 cm, } 15\Phi) \rightarrow S_t < (20\text{cm, } 15 \cdot 0.8) = 12\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en zone courante et de 10cm en zone nodale.

Chapitre IX : Vérification de la stabilité de l'ensemble

1. 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 :

$\sum \text{Moments résistants (stabilisateurs)} \geq \sum \text{moments renversants.}$

$$\sum M_{st} \geq \sum M_R$$

2. Détermination des moments renversants (M_R)

2.1. 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 principal avec dépression intérieur ($C_{pi} = -0.5$) :

Tableau 1 : Vent sur façade principale $C_{pi} = -0,5$

ZONE	$Q_j(N/m^2)$	$S(m^2)$	$F_H(KN)$	$F_V(KN)$	POINT d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	816.118	144.71	118.10	0	22.44	0	3.54
	1043.03	144.71	150.93	0	22.44	0	7.08
	1171.89	144.71	169.58	0	22.44	0	10.62
	1259.97	144.71	182.33	0	22.44	0	14.16
	1328.09	12.00	15.93	0	22.44	0	17.70
F ₁	-1064.5	29.73	0	-31.64	40.57	1.72	13
F ₂	-1064.5	29.73	0	-31.64	4.31	1.72	13
G	-834.90	95.35	0	-79.60	22.44	1.72	15.20
H	-177.41	564.14	0	-100.08	22.44	10.35	15.20
F _{TH} = 636.87					22.44	0	10.62
F _{TV} = -242.96					22.44	3.87	14.1

MR/XX: moment renversant par rapport à l'axe XX.

MR/YY: moment renversant par rapport à l'axe YY.

Calcul de M_R :

$$M_R / yy = F_V \times X$$

$$M_R / xx = F_V \times Y + F_H \times Z$$

$$M_R / XX = 5823.3 KN.m$$

$$M_R / YY = -5452.02 KN.m$$

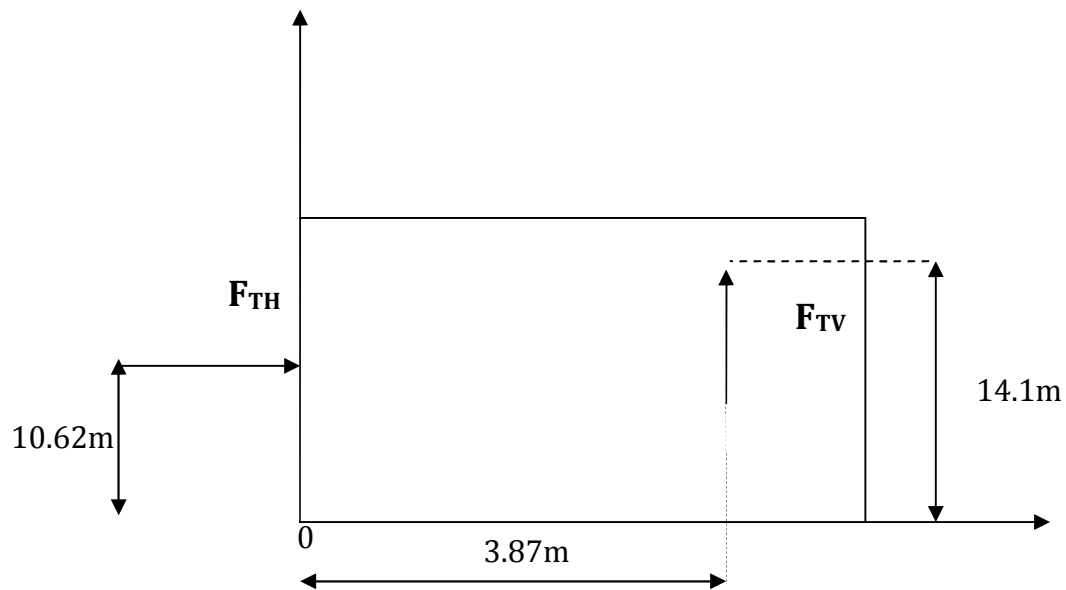


Figure IX.1 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade principale avec surpression intérieure

b) Vent sur façade principale avec surpression intérieur ($C_{pi} = 0,8$) :

Tableau 2 : Vent sur 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)
D	0	144.71	0	0	22.44	0	3.54
	0	144.71	0	0	22.44	0	7.08
	0	144.71	0	0	22.44	0	10.62
	0	144.71	0	0	22.44	0	14.16
	0	12	0	0	22.44	0	17.7
F₁	-2421.23	29.73	0	-71.98	40.57	1.72	13
F₂	-2421.23	29.73	0	-71.98	4.31	1.72	13
G	-2191.63	95.35	0	-208.97	22.44	1.72	15.20
H	-1534.14	564.14	0	-865.47	22.44	10.35	15.20
F_{TH} = 0					0	0	0
F_{TV} = -1218.40					22.44	3.87	14.1

$$M_{R/XX} = -4715.20 KN.m$$

$$M_{R/yy} = -27340.89 KN.m$$

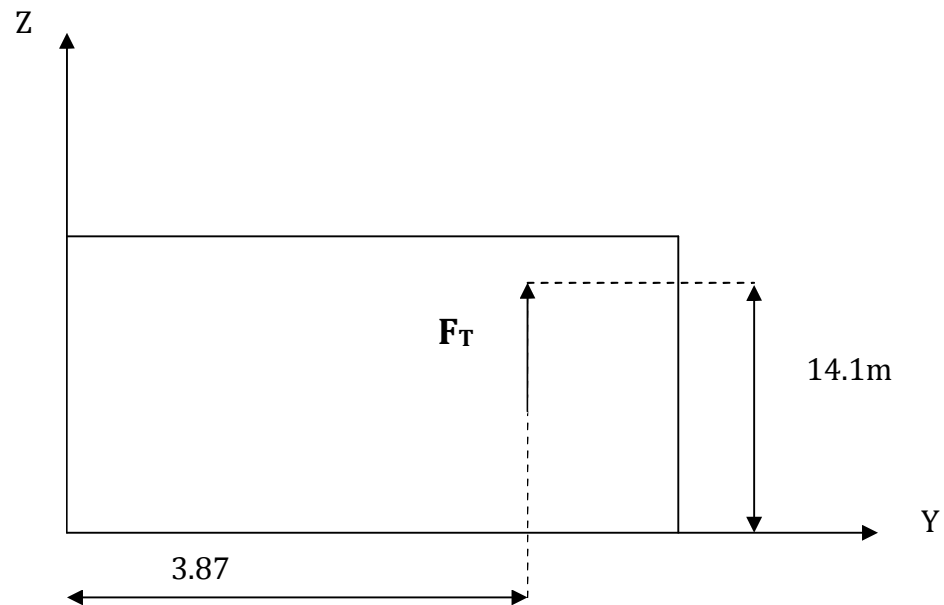


Figure IX.2 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur façade principale avec surpression intérieure

c) Vent sur façade latérale avec dépression intérieur : $C_{pi} = -0.5$

Tableau 3 : Vent sur façade latérale $C_{pi} = -0,5$

ZONE	$Q_j(N/m^2)$	$S(m^2)$	$F_H(KN)$	$F_V(KN)$	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	825.28	122.13	100.79	0	0	17.25	3.54
	1054.75	122.13	128.81	0	0	17.25	7.08
	1185.06	122.13	144.73	0	0	17.25	10.62
	1274.13	122.13	155.60	0	0	17.25	14.16
	1343.01	40.5	54.39	0	0	17.25	17.70
E	126.96	122.13	15.50	0	44.88	17.25	3.54
	162.27	122.13	19.81	0	44.88	17.25	7.08
	182.31	122.13	22.26	0	44.88	17.25	10.62
	196.02	122.13	23.93	0	44.88	17.25	14.16
	206.61	20.00	4.13	0	44.88	17.25	17.70
F	728.19	388.12	0	282.62	5.62	17.25	13
G	-337.71	776.25	0	-262.14	22.5	17.25	15
H	105.53	388.12	0	40.95	39.38	17.25	13
			$F_{TH} = 670.04$		44.88	17.25	10.62
			$F_{TV} = 61.43$		22.5	17.25	13.66

$$M_R/XX = 8175.49 \text{ KN.m}$$

$$M_R/yy = 1382.62 \text{ KN.m}$$

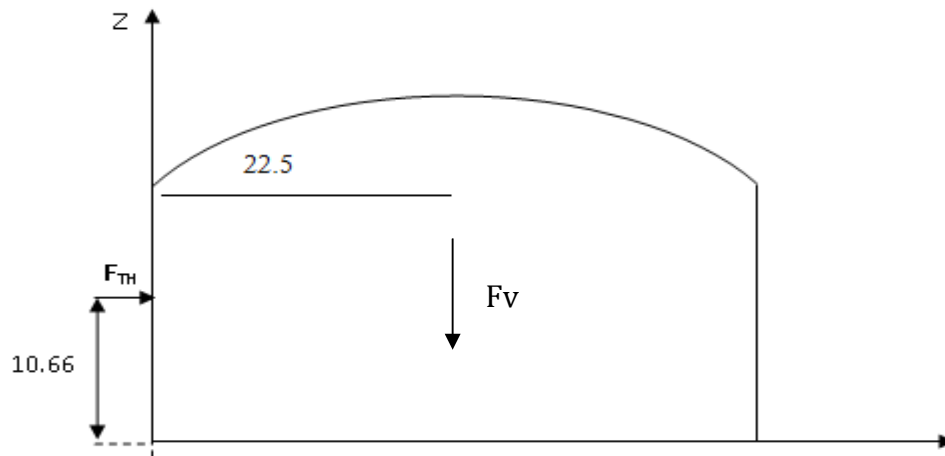


Figure IX.3 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur façade principale avec dépression intérieure

d) Vent sur façade latérale avec surpression intérieur ($C_{pi} = 0,8$) :

Tableau 4 : Vent sur façade latérale $C_{pi} = 0,8$

ZONE	$Q_i(\text{N/m}^2)$	$S(\text{m}^2)$	$F_H(\text{KN})$	$F_V(\text{KN})$	POINT d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
E	-698.32	122.13	-85.28	0	44.88	17.25	3.54
	-892.48	122.13	-109	0	44.88	17.25	7.08
	-1002.74	122.13	-122.46	0	44.88	17.25	10.62
	-1078.11	122.13	-131.67	0	44.88	17.25	14.16
	-1136.39	20.00	-22.72	0	44.88	17.25	17.70
F	-643.77	388.12	0	-249.86	5.62	17.25	13
G	-1709.68	776.25	0	-1327.14	22.5	17.25	15
H	-1266.43	388.12	0	-491.52	39.38	17.25	13
$F_{TH} = -471.13$				44.88	17.25	10.62	
$F_{TV} = -2068.52$				22.5	17.25	13.66	

$$M_R/XX = -40685.37 \text{ KN.m}$$

$$M_R/YY = -46541.7 \text{ KN.m}$$

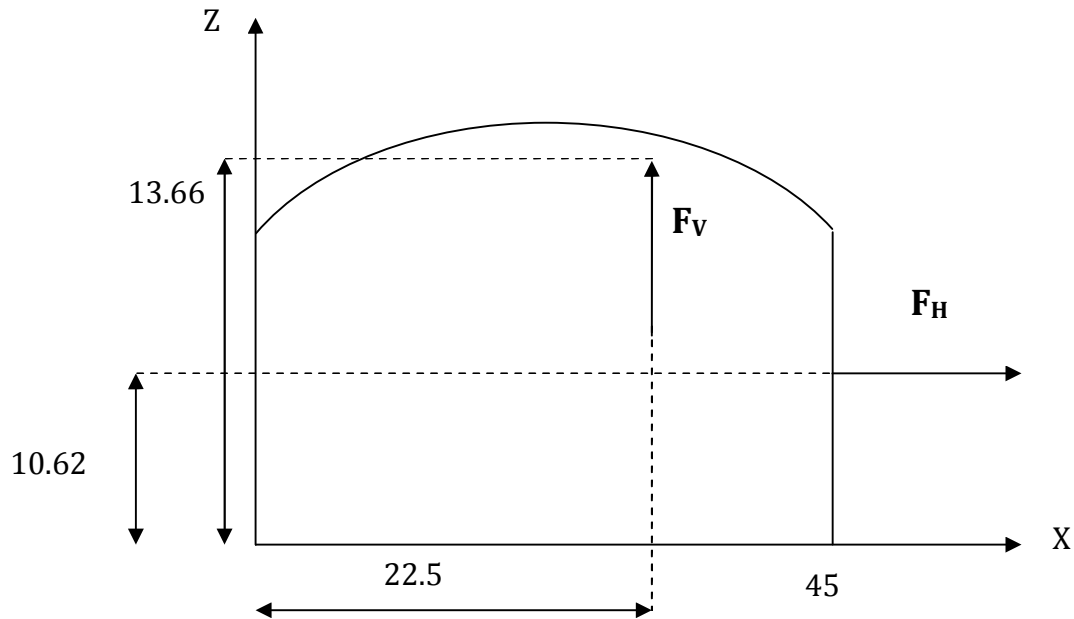


Figure IX.4 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade latérale avec surpression intérieure

2.2.Cas du séisme :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

2.2.1. Réaction à la base :

Tableau. 5 : Réaction à la base due aux effets sismiques.

Le mode	Réaction				
	$F_x(\text{KN})$	$F_y (\text{KN})$	$F_z(\text{KN})$	$M_{xx}(\text{KN.m})$	$M_{yy}(\text{KN.m})$
CQC	1210.32	1388.80	1416.60	4199.28	3800.48

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/XX} = M_{XX} + F_Z \times Y_G = 28635.63 \text{KN.m}$$

$$M_{R/YY} = M_{YY} + F_Z \times X_G = 35588.98 \text{KN.m}$$

3. Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

Poids de la structure après dimensionnement :

$$P_T = 10420.65 \text{KN}$$

Moment résistant :

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/XX} = 10420.65 \times 17.25 = 179756.21 \text{ KN.m}$
- $M_{st/YY} = 10420 \times 22.44 = 233839.38 \text{ KN.m}$

a) Vérification au renversement de la structure :

Tableau 6 : Vérification au renversement de la structure de l'extrémité.

		C _{Pi}	M _R (KN.m)		M _{St} (KN.m)	
			/XX	/YY	/XX	/YY
CAS DE VENT	Vent sur façade principale(V1)	-0.5	5823.3	-5452.02	179756.21	233839.38
		0.8	-4715.2	-25340.89		
	Vent sur façade secondaire(V2)	-0.5	8175.49	1382.62		
		0.8	-40685.37	-46541.7		
Cas du séisme			28635.63	35588.98	0.8M _{St}	0.8M _{St}
					143804.96	187071.5

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque de renversement, et la stabilité d'ensemble est assurée.

Conclusion générale

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, et c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en application leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années et de développer l'esprit de la recherche.

Notre projet a pour objet de dimensionner une salle omnisport en charpente métallique d'une grande travée et de hauteur assez importante, dont l'objectif qu'elle soit conçue conformément aux règles de l'art en garantissant la stabilité et la résistance.

Dans ce cas, nous avons pu connaître les actions les plus extrêmes à prendre au sérieux, qui sont l'action de vent qui est le cas défavorable sur le portique, et l'effort sismique qui est très important au niveau des poteaux ce qui a engendré des effets d'arrachement assez importants au niveau des fondations.

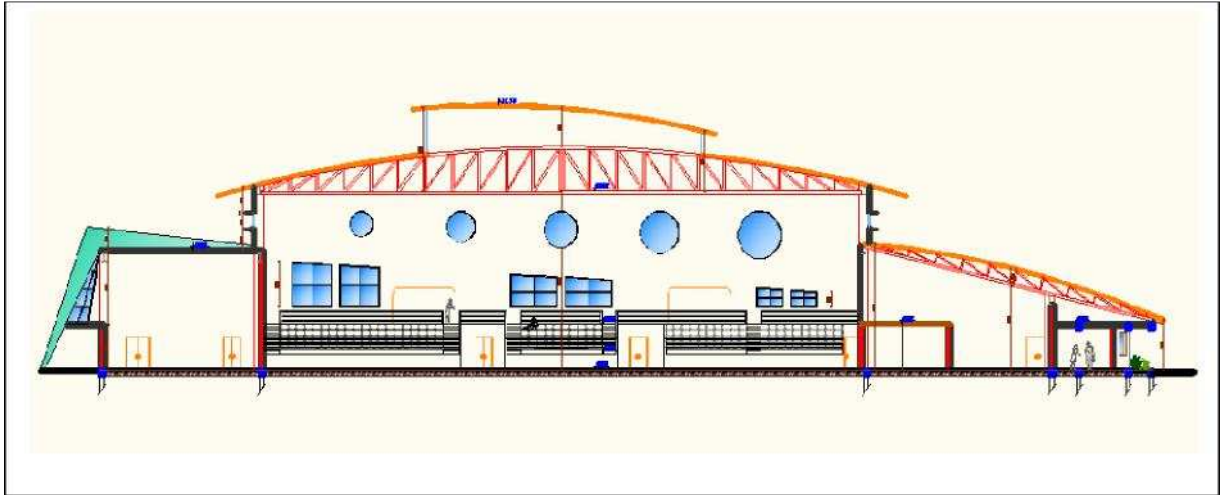
La bonne maîtrise de règlements de calcul comme EC3 et EC4, ainsi les logiciels comme Robot millenium sont très pertinents pour une meilleure conception, justification de calculs et optimisation d'éléments constructifs.

Notons enfin, que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique est très bénéfique, et nous espérons que ce modeste travail sera un bon guide pour les futures promotions.

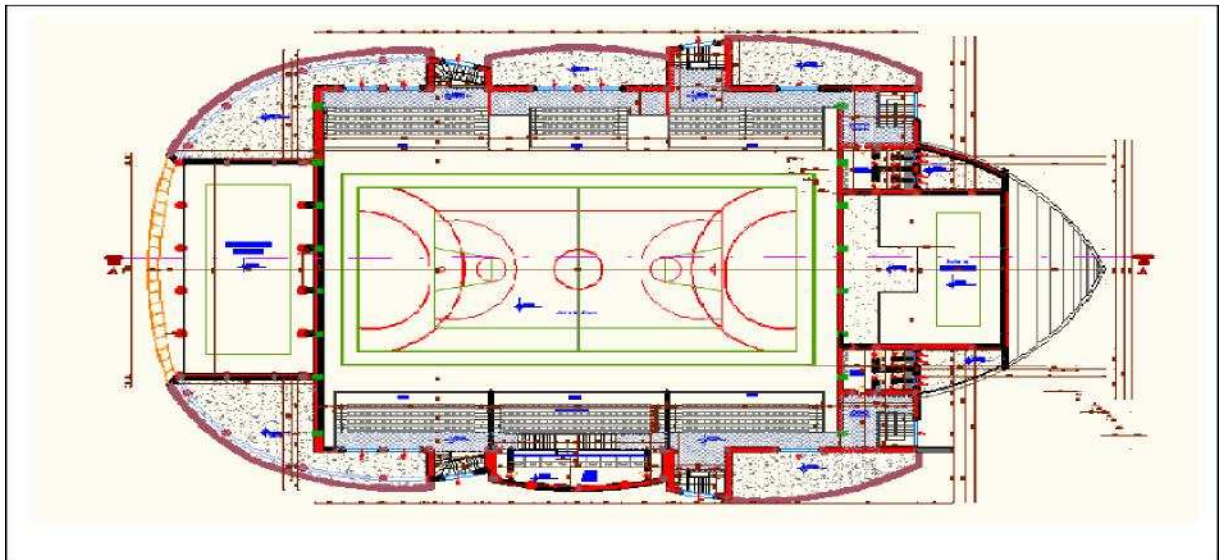
BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habita, 1999.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [3] DTR-BC 2-4-10 .2006 «conception et dimensionnement des structures mixtes acier béton»
- [4] Calcul des Eléments Résistants d'une Construction Métallique. *Lahlou Dahmani*. Office des publications universitaires, 2009.
- [5] EC4 «calcul des structures mixtes acier béton», et document d'application nationale.
- [6] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel*. Eyrolles Paris, 2008
- [7] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [8] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [9] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [10] Jean Marie Aribert.24/09/2008,«enseignement de construction mixte acier béton en conformité avec l'EC4 – partie 1-1».

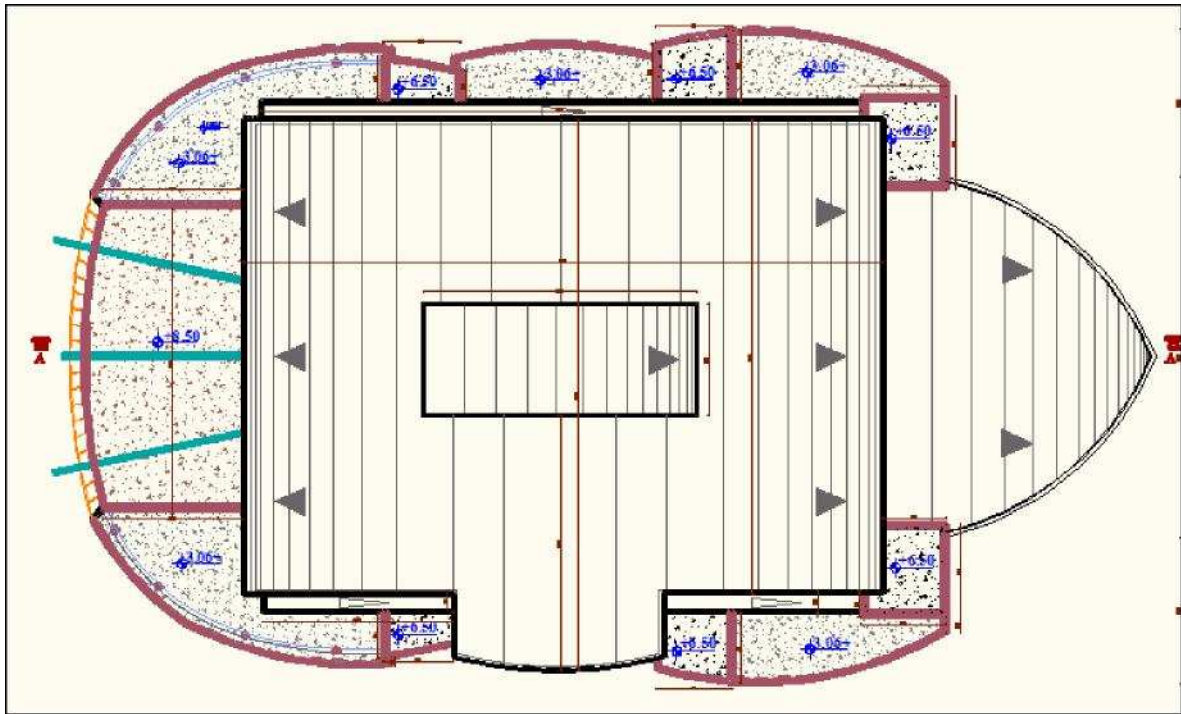
Annexe : Plans d'architecture



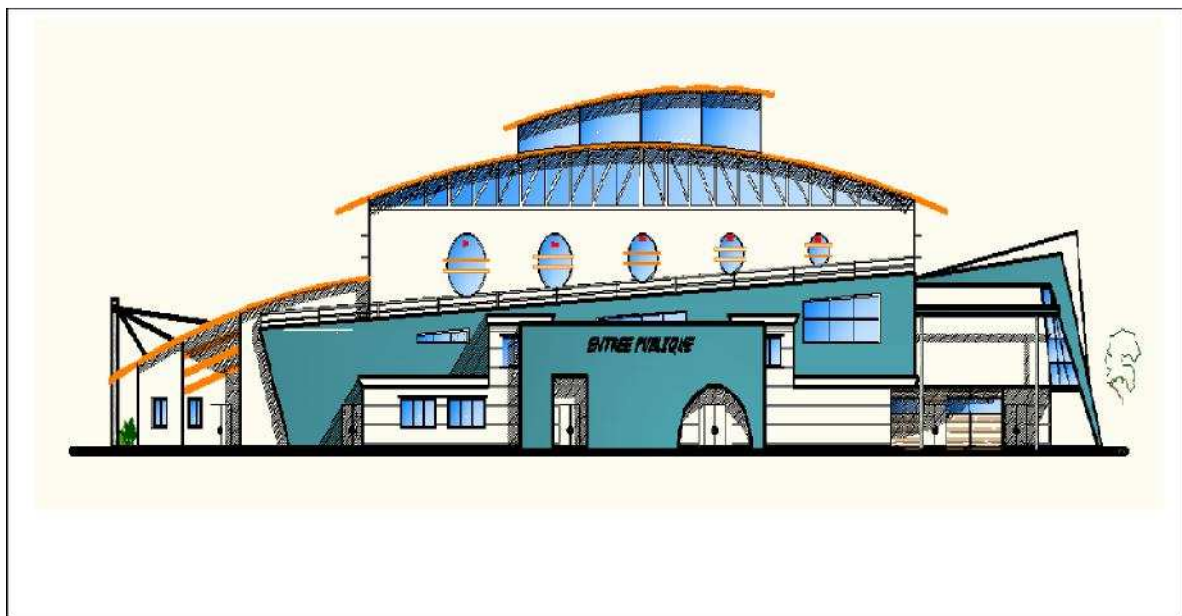
Coupe longitudinale



Vue de dessus



Vue de la toiture



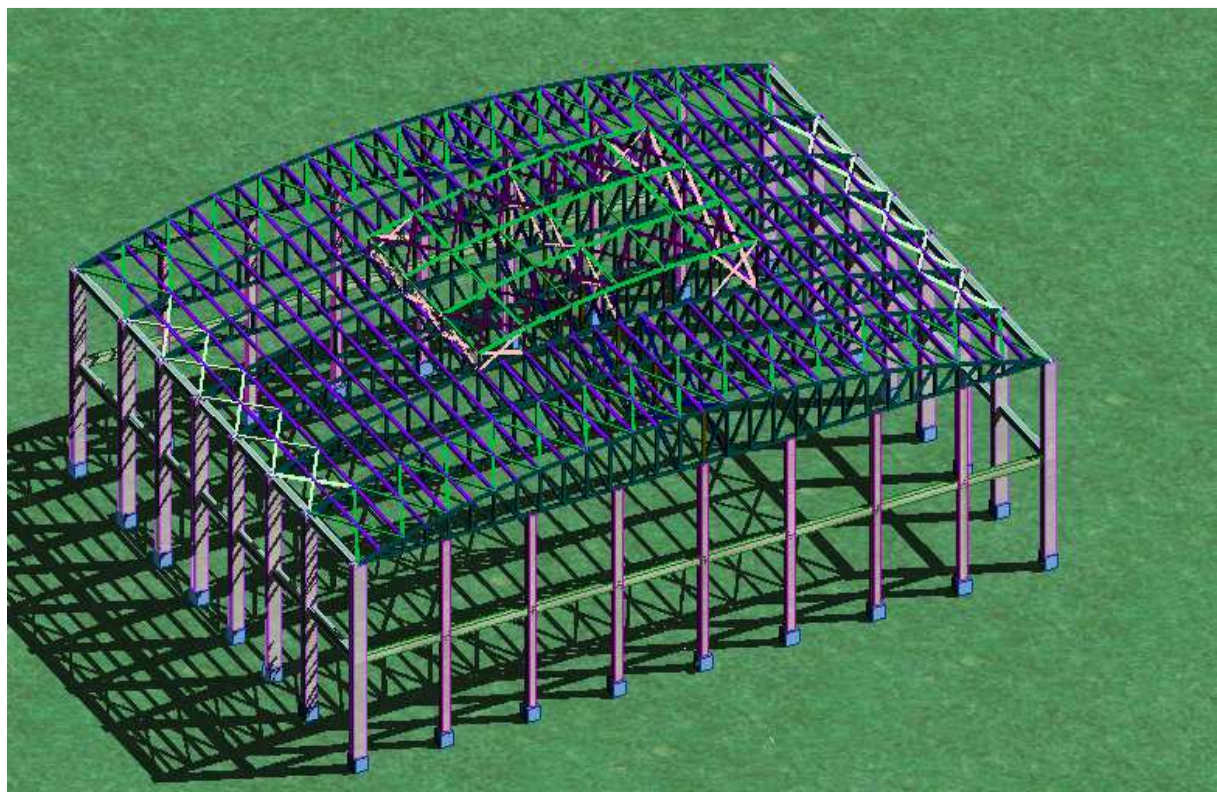
Façade principale

Tableau des armatures en (cm²)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882



Vue en perspective