

**République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de
l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**UNIVERSITE d'ADRAR
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE**



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en GENIE CIVIL

Option : Constructions Civiles et Industrielles

Présenté par :

Aissa abd elhoussien Raid

Bouaicha Mohammed el amine

Thème

**Calcul des structures métalliques de longue
portée :
application au calcul d'un auditorium**

Soutenu le :25/05/2017

Membres de jury :

Présidente : Mr.BEN Abd Elftahe

Univ. d'ADRAR

Encadreur : Dr. BENNACER Lyacine

Univ. d'ADRAR

Examineurs:Mr. IKHLEF Boualam

Univ. d'ADRAR

Promotion :2017

Dédicace

Je dédie ce mémoire à mes parents de m'avoir énormément encouragé et soutenu pendant la réalisation de ce travail, que je ne pourrai assez remercier de m'avoir apporté le nécessaire.

A toute la famille BOUAICHA et la famille BOUBAT.

A mes chers amis.

A tous mes proches collaborateurs qui ont fourni un grand effort pour l'élaboration de ce mémoire.

Amine

Dédicace

*Je dédie ce mémoire à mes parents de
m'avoir énormément encouragé et soutenu
pendant la réalisation de ce travail, que je
ne pourrai assez remercier de m'avoir
apporté le nécessaire.*

A toute la famille Aissa Abd Elhoussien .

A mes chers amis.

*A tous mes proches collaborateurs qui ont
fourni un grand effort pour l'élaboration de
ce mémoire*

Remerciements

Tout d'abord je remercie le bon dieu tout puissant qui ma guidé dans mes pas, qui ma donné le courage, la volonté, et la patience pour surmonter les épreuves que j'ai rencontré tout au long de ma vie.

Je tiens à exprimer ma sincère gratitude et reconnaissance à mon encadreur :

Mr : BENNACER LYACINE enseignant à l'Université d'Adrar pour avoir accepté de diriger ce travail, pour son aide, sa disponibilité et ses conseils.

Mes remerciements vont aussi à Monsieur Mr SOUCI YUCEF enseignant à l'Université d'Oran qui ma aider pendant la réalisation de ce travail .

Enfin, je remercie toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Sommaire

INTRODUCTION	01
PRESENTATION DEL'OUVRAGE	03
GENERALITEES	11
A - ETUDE DE CHARPENTE METALIQUE .	
Chapitre I: Etude climatique	
I.1 Introduction	19
I.2 Etude au vent	19
I.2.1 Les coefficients de calcul	20
I.2.2 Direction du vent V2 : (façade principale)	22
I.2.3 Direction du vent V4 : (façade principale)	27
I.2.4 Direction du vent V1 : (façade latérale)	31
I.2.4 Direction du vent V3 : (façade latérale)	34
I.2.4 Action de charge de sable	38
Conclusion.....	39
Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments	
II.1 Etude des pannes	41
II.1.1 Définition	41
II.1.2 Détermination des charges et surcharges	41
II.1-3 Les charges et surcharges appliquées.....	42
II.1-4 Combinaison d'action.....	43
II.1.5 Pré dimensionnement.....	43
II.1-6 Dimensionnement des pannes.....	44
II.2 Calcul de l'échantignolle	48
II.3 Calcul des fermes	51
II.3.1 Introduction	51
II.3.2 Pré dimensionnement des éléments	53
II.3.3 Vérification des éléments comprimés au flambement.....	54
II.3.3.1 Membrures supérieure.....	54
II.3.3.2 Membrures inférieures.....	56
II.3.3.3 La diagonale.....	57
II.3.3.4 Le montant.....	59

Chapitre III : Calcul des assemblages

III.1 Introduction	63
III.2 Assemblage des éléments de la ferme	63
III.2.1 Pré dimensionnement du gousset	63
III.2.2 Pré dimensionnement de la gorge	63
III.3 Assemblage poteau – ferme :	65
III.3.1 Disposition des boulons	65
III.3.2 Vérifications.....	67
III.4 Assemblage des deux éléments de la ferme	69
III.4.1 Détail d'assemblage du couvre joint	69
III.4.2 Vérifications.....	70
III.5 Assemblage de l'échantignolle	72
III.5.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle	72
III.5.2 Assemblage de l'échantignolle sur la membrure	72
III.6 Assemblages des palées de stabilité:	73
III.6.1 Dimensionnement de l'assemblage palée-gousset.....	74
III.6.2 Vérifications.....	75
III.7 Assemblage poutre au vent.....	77
III.7.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset	77
III.8 Assemblages des ciseaux de stabilité des fermes :	78
III.8.1 Dimensionnement de l'assemblage.....	78
III.8.2 Disposition des boulons.....	79
III.8.3 Vérifications.....	80
III.9 Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme :	80
III.9.1 Pré dimensionnement de la gorge	81
III.9.2 Calcul de la longueur du cordon	81
III.10 Assemblage de la ferme sur le poteau en béton	81
III.10.1 dimensionnement de la tige d'encrage	81
III.10.2 Vérification de la tige d'ancrage	83
III.10.3 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier	83
III.10.4 Calcul de l'épaisseur de la platine	85
Conclusion.....	86

B - ETUDE DES BLOC BETON

Chapitre I: Pré dimensionnement des éléments

I. Pré dimensionnement des poutres et des poteaux	88
A - Poutres principales [P.P]	88
B - Poutres secondaires [P.S]	88
I.2. Les Poteaux	89
A- Vérification à la compression simple	90
B- Vérification au flambement.....	90
I.3. Dimensions adoptées	91
Conclusion.....	91

Chapitre II: étude des éléments secondaires

II-1 Pré dimensionnement du plancher	93
II-1-1 Introduction	93
II-1-2 Plancher à corps creux.....	93
II-1-3 : Pré dimensionnement des poutrelles :	94

II.2 Etude de l'acrotère	114
II.2.1 calcul de l'acrotère	114
a) Evaluation des charges et surcharges	114
b) Combinaison d'action.....	115
c) Ferrailage de l'acrotère	115
d) vérification à l'ELU	116
e) Vérification à ELS.....	117
f) Schéma de Ferrailage :	119
II-3 Etude des escaliers :	120
II-3-1 Introduction :	120
II-3-2- Méthode de calcul	120
II-3-3 Evaluation des charges et surcharges :	122
II-3-4 Calcul du ferrailage :	123
II-3-5 Vérification :	124
II-3-6 Etude du palier	131
Conclusion.....	138
III. Ferrailage des éléments structuraux	139
III.1.1 Les recommandations du RPA 99 v2003.....	139
III.1.1.1 Les armatures longitudinales	139
III.1.1.2 Les armatures transversales	139
III.1.2- Ferrailage	140
III.1.2.1. Les armatures longitudinales.....	140
III.1.2.2. Armature transversale.....	141
III.1.3 Vérifications.....	141
III.2 Etudes des poutres	142
III.2.1.1 Armatures longitudinales.....	142
III.2.1.2 Armatures transversales	142
III.2.2 Ferrailage des poutres	143
III.2.2.1 Ferrailage des poutres principales	143
III.2.2.3 Ferrailage des poutres secondaires	146
Conclusion.....	148

C- Etude des Fondations

Chapitre I: Etude de l'infrastructure

I.1 Introduction	150
I.2 Choix du type de fondation	150
I.2 dimensionnement des semelles isolées	150
I.2.1 semelle de type	150
I.2.1.1 Détermination des sollicitations.....	150
I.2.1.2 Pré dimensionnement de la semelle	150
I.2.1.3 Dimensionnement de la semelle.....	151
I.2.2.Etude de la semelle	151
I.2.2.1.Vérification des contraintes.....	151
I.2.2.2.Ferraillage	152
I.3.Exemple du calcul de semelle jumelle	154
I.3.1.Pré dimensionnement :.....	154
I.3.2.Etude de la semelles jumelé :.....	154
I.3.2.1.Vérification des contraintes.....	154
I.3.2.2.Calcul des armatures :.....	155
I.4.1 Semelles filantes :.....	156
I.3.2.1 Vérification en tenant compte du poids de la semelle :.....	156
I.3.2.2 Vérification des semelles filantes.....	157
I.3.2.3 Vérification en tenant compte du poids de la semelle :.....	157
I.3.2.4 Vérification des contraintes :.....	157
I.3.2.5 Ferraillage de la semelle filante :.....	158
I.2.1.4 Calcul des longrines :.....	161
I.3.1.5 Ferraillage des longrines :.....	161
I.2.2.6 Ferraillage du fût en béton :.....	162
Conclusion.....	164
Conclusion général	166

LISTE DE FIGURE

Figure I.1 : Vue en plan du RDC.....	5
figure I.2 : Vue en plan du 1 ^{er} étage.....	6
Figure I.3 : Coupe A – A	7
Figure I.4 : Vue en 3D du bloc B1.....	7
Figure I.5 : Vue en 3D du bloc B2.....	8
Figure I.6 : Vue en 3D du bloc charpente.....	8
Figure II.1 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).....	12
Figure II.2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	13
Figure II.3 : Panneau sandwich TL 75 P BATICOMPOS.....	14
Figure II.4 : Diagramme du béton a l'ELU.....	16
Figure I.1 : vent sur les façades principales.....	19
Figure I-2 : vue en élévation.....	23
Figure I-3 : Légende pour les parois.....	24
Figure I-4 : Toiture en voûte – vent parallèle aux génératrices.....	24
Figure I-5 : Légende pour les toitures à deux versants.....	25
Figure I-6 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales.....	26
Figure I-7 : vue en élévation.....	27
Figure I-8 : Toiture en voûte – vent parallèle aux génératrices.....	28
Figure I-9 : Légende pour les toitures à deux versants.....	28
Figure I-10 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales.....	30
Figure I-11 vue en élévation.....	31
Figure I-12 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales.....	32
Figure I.13 : Légende pour le toiture a un versant.....	32
Figure I-14 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales.....	34
Figure I-15 vue en élévation.....	35
Figure I-16 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales.....	35
Figure I.17 : Légende pour le toiture a un versant.....	36
Figure I-18 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales.....	38
Figure I.19 : charge linéque a prendre dans le cas des toitures inclinées.....	39
Figure II-1 : Schéma de la disposition des pannes (image flexion simple).....	41
Figure II.2 : Schéma statique sous surcharge d'entretien.....	42
Figure II.3 : Moment dû à la surcharge d'entretien.....	42
Figure II-5 : L'échantignolle.....	48
Figure II-6 : Schéma statique de l'échantignolle.....	49
Figure II-7 : Le schéma statique de la ferme.....	51
Figure IV-8 : Doubles cornières.....	54
Figure III-1 : Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme.....	63
Figure III-2 : Longueurs de soudures.....	65
Figure III-3 : Détail assemblage ferme – poteau.....	66
Figure III-4 : Distribution des efforts	62
Figure III - 5 : Assemblage des deux tronçons de la ferme.....	69

Figure III-6 : Détail d'assemblage les deux tronçons de la ferme.....	69
Figure III-7 : Vue de face de l'échantignole.....	72
Figure III-8 : Vue de l'assemblage de gousset.....	73
Figure III-9 : Vue de l'assemblage palée-gousset.....	74
Figure III-10 : Détail de l'assemblage gousset-palée.....	75
Figure III-11 : Détail de l'assemblage des ciseaux de stabilité des fermes.....	78
Figure III-12 :Assemblages des ciseaux entre les fermes.....	79
Figure III-13 : dispositions constructives.....	82
Figure III-14 : Tige d'encrage du pied du poteau.....	82
Figure III – 15 : Réserve dans béton.....	83
Figure III-16 : les lignes de ruptures.....	85
Figure III-17 : Vérification dans la section 1-1.....	85
Figure III-18 : Vérification de la section 2-2	86
Figure III-19 :Vérification de la section 3-3	86
Figure I.1 : Coffrage des poteaux.....	89
Figure II.1 : Schéma d'une poutrelle.....	95
Figure II.2 : Schéma des types de poutrelles.....	97
Figure II. 3 : Ferrailage des poutrelles de type 01	113
Figure II.4 : Ferrailage des poutrelles de type 02	113
Figure II.5 : Ferrailage des poutrelles de type 03	113
Figure II .6 : Modélisation des charges sur l'acrotère	114
Figure II .7 : Dimension de l'acrotère.....	114
Figure II .8 : diagramme des efforts	115
Figure II.9 : Position de l'axe neutre	117
Figure II .10 : schéma de ferrailage de l'acrotère	119
Figure II.11 : dimensions des escaliers à deux volées	120
Figure II.12 : coupe des escaliers	121
Figure II.13 :Section à ferrailer	123
Figure II.14 : ferrailage de la 1ère volée.....	130
Figure II . 15 : ferrailage de la 2ème volée	130
Figure II.16 : Ferrailage de la dalle pleine dans les sens x-x et y-y	138
Figure III.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales en travées et aux appuis.....	145
Figure III.2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires en travées et aux appuis.....	148
Figure I.1 : Semelle isolé.....	151
Figure I.2 : Ferrailage de la semelle type 1	153
Figure I.3 : Schéma de ferrailage de la semelle jumelée	155
Figure I.4 : Efforts sollicitant la semelle filante	156
Figure I.5 : ferrailage de la semelle filante.....	160
Figure I.6 : ferrailage de longrine sens de poutre principale.....	161
figure I.7 : ferrailage de longrine , sens de poutre secondaire.....	161
Figure I.8 : Schéma de ferrailage du fût.....	163
Figure I.9 : Plan de repérage des fondations.....	164

LISTE DE TABLEAUX

Tableau II.1 : Valeurs nominales de et (CCMA97, tableau 3.1).....	11
Tableau I-1 : les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales.....	23
Tableau I-2 : les coefficients C_{pe} de chaque zone de toiture.....	25
Tableau I-4 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = - 0.5$	26
Tableau I-5 : les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales.....	26
Tableau I-6 : les coefficients C_{pe} de chaque zone de toiture.....	27
Tableau I-7 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi} = - 0.1$	29
Tableau I-8 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = - 0.1$	30
Tableau I-9 : les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales.....	31
Tableau I-10 : les coefficients C_{pe} de chaque zone de toiture.....	33
Tableau I-11 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pe} = - 0.19$	33
Tableau I-12 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = - 0.19$	34
Tableau I-13 : les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales.....	35
Tableau I-14 : les coefficients C_{pe} de chaque zone de toiture.....	37
Tableau I-15 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pe} = - 0.19$	37
Tableau I-16 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = - 0.19$	38
Tableau II.1 : les efforts max dans les éléments de la ferme. (valeurs obtenu par SAP2000).....	53
Tableau II.2 : Les sections des éléments de la ferme adoptés.....	61
Tableau III-1 : Efforts dans les éléments de la ferme.....	63
Tableau III-2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	63
Tableau III-3 : Gorges moyenne de la soudure.....	64

Tableau III -4: dimension des cordons de soudure.....	64
Tableau III-5: Les sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.....	81
Tableau I.1 : Pré dimensionnement des poutres principales.....	88
Tableau I.2 : Pré dimensionnement des poutres secondaires.....	88
Tableau I.3 : dimensions adoptées.....	89
Tableau I.4 : vérification au flambement.....	91
Tableau II.1 : Charges permanentes sur l'étage courant.....	94
Tableau II.2 : Charges permanentes sur la terrasse.....	94
Tableau II.3 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 01 du plancher courant.....	98
Tableau II.4 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 01 du plancher terrasse.....	99
Tableau II.5 : Efforts appliqué sur la poutrelle type 02 du plancher courant.....	99
Tableau II.6 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 02 du plancher terrasse.....	99
Tableau II.7 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 03 du plancher courant.....	100
Tableau II.8 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 03 du plancher terrasse.....	100
Tableau II.9 : Ferrailage de la poutrelle type 01 du plancher courant.....	102
Tableau II.10 : Ferrailage de la poutrelle type 01 du plancher terrasse.....	102
Tableau II.11 : Ferrailage de la poutrelle type 02 du plancher courant.....	102
Tableau II.12 : Ferrailage de la poutrelle type 02 du plancher terrasse.....	103
Tableau II.13 : Ferrailage de la poutrelle type 03 du plancher courant.....	103
Tableau II.14 : Ferrailage de la poutrelle type 03 du plancher terrasse.....	103
Tableau II.15 : Vérification des armatures longitudinales et transversales.....	107
Tableau II.16 : Vérification des poutrelles à l'état limite de compression du béton.....	108
Tableau II.17 : les contraintes.....	110
Tableau II.18 : type de poutrelles.....	112
Tableau II.19 : les poutrelles.....	112
Tableau II.20 : poutrelles.....	113
Tableau II .21 : sollicitation de calcul.....	115
Tableaux II.22 : Charges et surcharges appliquées à l'escalier.....	122
Tableau II.23 : Résumé des résultats de ferrailage.....	123
Tableau II.24 : Résumé des résultats de ferrailage.....	125
Tableau II.25 : Vérification des contraintes.....	126
Tableau II . 26 : Tableau des déférentes charges.....	127
Tableau II .27 : Résumé des résultats de ferrailage.....	132
Tableau II .28 : les charges appliquées sur le palier.....	134

Tableau III. 1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA	139
Tableau III.2 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	140
Tableau III.3 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	141
Tableau III.4 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales.....	143
Tableau III.5 : Vérification des contraintes tangentielles.....	144
Tableau III.6 : Vérification au cisaillement.....	144
Tableau III.4 : Les armatures longitudinales dans les poutres secondaire.....	146
Tableau III.5 : Vérification des contraintes tangentielles.....	147
Tableau III.6 : Vérification au cisaillement.....	147
Tableau I.1 : Les sollicitations à la base des poteaux	150
Tableau I.2: vérification des contraintes.....	158
Tableau I.3 : Les sections d'armatures de la semelle filante.....	160

Notations et symboles

W_n	Charge de vent normale
W_e	Charge de vent extrême
E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa)
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 81\,000$ MPa)
F_p	Effort de précontrainte dans un boulon
M	Moment sollicitant, en général
M_{cr}	Moment critique élastique.
M_{eff}	Moment efficace (section de classe 4)
M_{el}	Moment élastique
M_N	Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial
M_{pl}	Moment plastique
M_R	Moment résistant
N	Effort normal, en général
N_K	Effort normal critique d'Euler
N_{pl}	Effort normal de plastification
N_u	Effort normal ultime
V	Effort tranchant sollicitant
V_{pl}	Effort tranchant de plastification
V_u	Effort tranchant ultime
f (ou δ)	Flèche d'une poutre
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon
f_Y	Limite d'élasticité d'un acier
f_{red}	Limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement $f_{red} = (1-\rho) \cdot f_Y$
ε (epsilon)	Déformation linéaire unitaire
ε_Y	Déformation correspondant à la limite d'élasticité
σ (sigma)	Contrainte normale
σ_K	Contrainte critique d'Euler
τ (tau)	Contrainte tangentielle ou de cisaillement
τ_{cr}	Résistance critique élastique au voilement par cisaillement

τ_e	Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité $\left[\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right]$
ν (nu)	Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$)
Δ ou δ	Déplacement horizontal en tête de poteaux

COEFFICIENTS ET GRANDEURS SANS DIMENSIONS

K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre
a	$A_w/A =$ Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale
k_o	Coefficient de flambement (Additif 80)
k_D	Coefficient de déversement (Additif 80)
k_s	Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons
k_y et k_z	Coefficients de flambement flexion
k_τ	Coefficient de voilement par cisaillement
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement
n	N/N_{pl} ou nombre de boulons
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)
β_w	Facteur de corrélation (soudures)
ε (epsilon)	Coefficient de réduction élastique de l'acier $(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}})$
η (eta)	Facteur de distribution de rigidités (flambement)
λ (lambda)	Élancement $\left[\lambda = \frac{l_k}{i} \right]$
λ_k	Élancement eulérien
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit $\left[\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \right]$
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement
λ_w	Élancement de l'âme d'un poutre $\left[\lambda_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_o}} \right]$
μ (mu)	Coefficient de frottement
ρ (rho)	Rendement d'une section

χ (chi)	Coefficient de réduction de flambement
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement
ψ (psi)	Coefficient de distribution de contraintes
γ (gamma)	Coefficient partiel de sécurité
γ (gamma)	
A	Section brute d'une pièce
A_{eff}	Section efficace d'une pièce (classe 4)
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_f	Section d'une semelle de poutre en double T
A_v	Aire de cisaillement
A_w	Section de l'âme d'une pièce
A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A_s	Aire d'une section d'acier.
A_t	Section d'armatures transversales.
B	Aire d'une section de béton.
ϕ	Diamètre des armatures, mode propre.
φ	Angle de frottement.
C	Cohésion.
\bar{q}	Capacité portante admissible.
Q	Charge d'exploitation.
σ_c	Contrainte de consolidation.
C_c	Coefficient de compression.
C_s	Coefficient de sur consolidation.
K_t	Facteur de terrain.
Z_0	Paramètre de rugosité.
Z_{min}	Hauteur minimale.
C_r	Coefficient de rugosité.
C_t	Coefficient de topographie.
C_d	Coefficient dynamique.
C_e	Coefficient d'exposition.
C_{pe}	Coefficient de pression extérieure.
C_{pi}	Coefficient de pression intérieure.

C_p : Coefficient de pression nette.
 q_{dyn} : Pression dynamique.
 $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
 q_j : Pression dû au vent.
 F_{fr} : Force de frottement.
 R : Force résultante.
 γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 τ : Contrainte tangentielle.
 β : Coefficient de pondération.
 σ_{sol} : Contrainte du sol.
 σ_m : Contrainte moyenne.
 G : Charge permanente.
 ξ : Déformation relative.
 V_0 : Effort tranchant a la base.
 $E.L.U$: Etat limite ultime.
 $E.L.S$: Etat limite service.
 N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 T_u : Effort tranchant ultime.
 T : Effort tranchant, Période.
 S_r : Espacement.
 λ : Elancement.
 e : Epaisseur, Indice des vides.
 N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.

F : Force concentrée.
 f : Flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
 D : Fiche d'ancrage.
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 W_L : Limite de liquidité.
 W_p : Limite de plasticité.
 d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
 I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 M : Moment, Masse.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
 S_c^{adm} : Tassement admissible.
 Y, Y_j : Position de l'axe neutre.
 γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

Résumé :

L'objectif de ce travail est de réaliser un projet d'un auditorium, en deux systèmes de construction ; charpente métallique et béton armé, le projet est implanté dans une zone sismique nulle.

La conception et le calcul a été fait selon les règlements de construction en vigueur :

- BAEL 91
- RPA 99 Version 2003
- BA 93

Pour calculer les effets qui appliqués sur le squelette nous avons utilisés les programmes suivants :

- AOUTOCAD Version 2010
- SAP 2000 Version 12
- DTR (Document Technique Réglementaire)

Les caractères de cette étude c'est la rapidité de réalisation et les minimales des frais.

Mots clé : auditorium, charpente métallique, béton armé,

ملخص:

تهدف هذه الدراسة إلى إنجاز مشروع قاعة حفلات باستعمال نظامين أثبتت نظام الخرسانة المسلحة ونظام الهياكل المعدنية، وتجدر الإشارة إلى أن منطقة المشروع هي منطقة غير زلزالية، حسب الوثيقة الجزائرية المضادة للزلازل (RPA)، كما اعتمدنا في دراستنا على المعطيات الخاصة بالمشروع، وكل الوثائق المساعدة في ذلك منها:

- BAEL 91
 - RPA 99 Version 2003
 - BA 93
- وفي مواكبنا للتقنيات الرقمية اعتمدنا في دراستنا على البرامج والتطبيقات التالية، من أجل حساب التأثيرات المطبقة على الهيكل:
- AOUTOCAD Version 2010
 - SAP 2000 Version 12
 - DTR (Document Technique Réglementaire)

وتتميز الدراسة التي تستعمل فيها المزج بين نظامي الخرسانة المسلحة والهياكل المعدنية بسرعة الإنجاز وقلّة التكلفة **الكلمات المفتاحية:** قاعة حفلات، الخرسانة المسلحة، الهياكل المعدنية، الوثيقة الجزائرية المضادة للزلازل.

INTRODUCTION

INTRODUCTION

INTRODUCTION :

La construction métallique est un domaine qui répond aux besoins actuels de la construction. Ce dernier a subi une grande progression, fruit de développement et de recherche de nouvelles méthodes de calcul permettant une meilleure optimisation. Selon la destination, la construction métallique se divise en deux grandes catégories : la charpente métallique (bâtiments, halls, ponts, tours, etc.), et la chaudronnerie (réservoirs, cuves, etc.). Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée répond à son usage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tout au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliquées ; assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structurels.

La réalisation des structures se fait avec des matériaux et chacun d'entre eux a ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique et mécanique. Matériau de structure, mais aussi de plancher, de façade, de couverture, de cloisonnement, d'aménagement, l'acier peut être partout présent dans un édifice, et ce à des degrés très divers, en gros œuvre comme en second œuvre, suivant le désir des concepteurs et des clients. Il représente un choix déterminant dès la conception, structurel notamment, qui exige rigueur et précision mais qui donne maîtrise du projet, liberté de création et choix de solutions adaptées.

L'acier est un matériau dont la préparation et la mise en forme se fait en grande partie en usine et dont les éléments arrivent sur le chantier finis et prêts à être montés et associés à d'autres matériaux formant ainsi l'ouvrage. La logique de la construction avec l'acier est une logique d'assemblage, où l'ossature se fait par points porteurs de type poteaux-poutres, sur lesquels viennent se greffer les éléments de planchers, d'enveloppe et de partitions. Là aussi, l'anticipation des choix techniques permet de tirer parti au mieux des possibilités architecturales du matériau. Dans ce contexte, notre choix de projet de fin d'étude de Master s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. L'ouvrage en question est un Auditorium. L'étude de la structure est menée essentiellement en utilisant le logiciel d'éléments finis **SAP2000** qui permet à la fois de modéliser, d'analyser et de dimensionner différents types de structures. Ainsi après un pré dimensionnement des différents éléments de la structure, un modèle 3D de celle-ci est implémenté dans le logiciel.

PRESEBTATION DE L'OUVRAGE

PRESEBTATION DE L'OUVRAGE

I. Introduction :

Notre projet consiste en l'étude d'un Auditorium de forme presque ovale constitué de trois blocs, l'un avec ossature en charpente métallique et les deux autres (B1, B2) avec ossature en béton armé.

II. Etude du sol :

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

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance $\sigma_{adm} = 2\text{bar}$ (**Annexe 2**)
- Profondeur minimal d'ancrage égale à 2m par rapport à la cote du terrain naturel.

III. Situation :

Ce projet sera implanté au chef lieu de la wilaya de Adrar , classée selon le RPA99/version2003 comme zone 0 (sismicité négligeable).

IV. Caractéristiques :

IV.1 Architecturales : la structure est constituée de :

- Bloc (B1) en R+1 :
 - RDC : Salle de projection
 - 1^{er} étage : cafétéria
- Bloc (B2) en R+1 :
 - RDC : Arrière scène (Salon)
 - 1^{er} étage : Chambre froide, magasin et vestiaires dont la terrasse est inaccessible.
- Bloc en charpente Métallique :
 - RDC : Auditorium

IV.2 Géométriques :



Les dimensions géométriques du bloc en charpente :

- Longueur totale en plan : 24.5m
- Largeur totale en plan : 20 m
- Longueur totale de la couverture : 24.5m
- Largeur totale de la couverture : 20m
- La hauteur maximal de toiture : 11.10m
- La hauteur minimal de toiture : 8.5 m

PRESEBTATION DE L'OUVRAGE

❖ Les dimensions du bloc B1 sont :

- Longueur totale : 26 m
- Largeur totale : 8,50 m.
- La hauteur RDC : 6.85 m
- La hauteur d'étage : 4.25 m
- La hauteur totale : 11.10 m

❖ Les dimensions du bloc B2 sont :

- Longueur totale : 27.80 m
- Largeur totale : 9,45 m.
- La hauteur RDC : 4.25 m
- La hauteur d'étage : 4.25 m
- La hauteur totale : 8.50 m

PRESEBTATION DE L'OUVRAGE

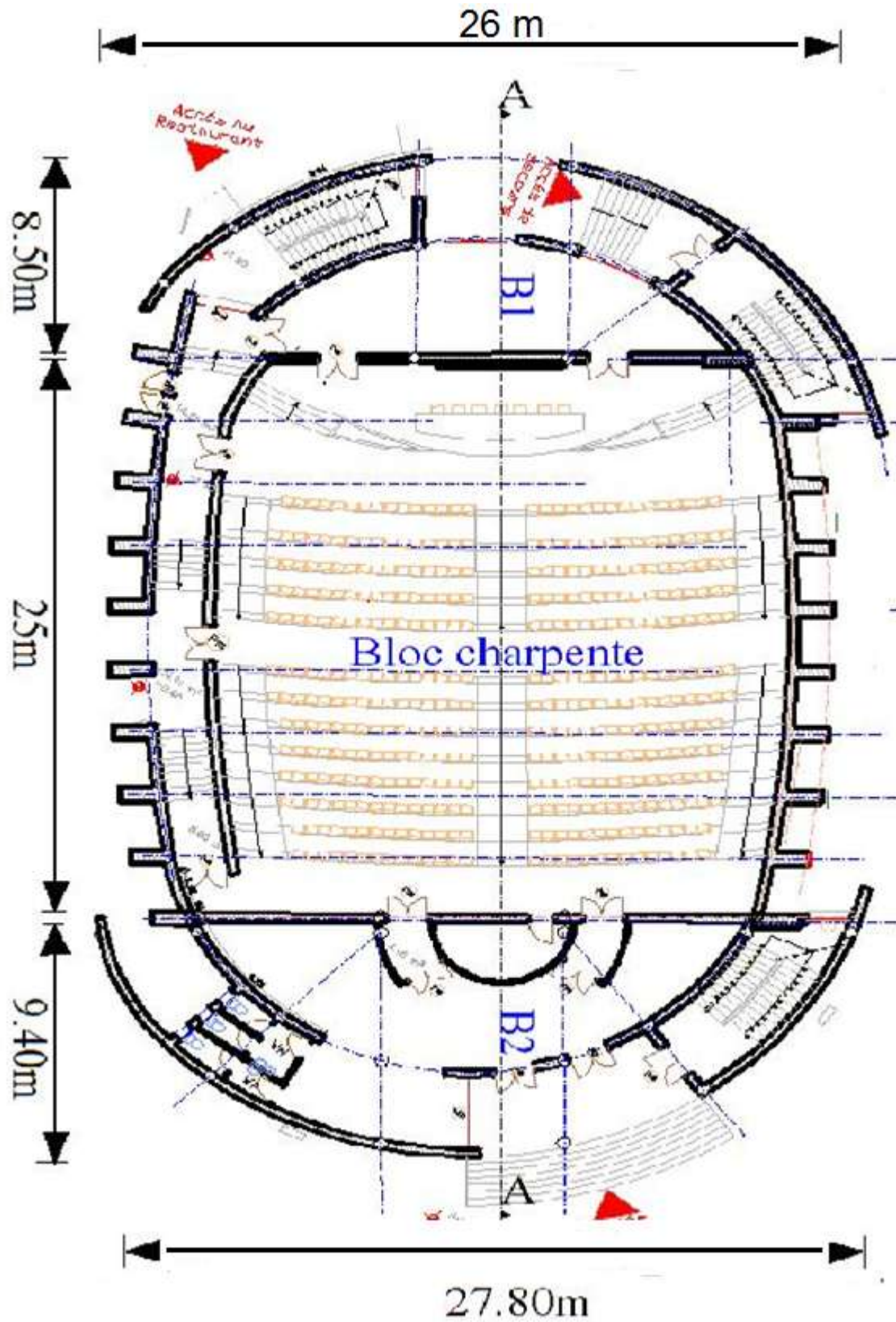
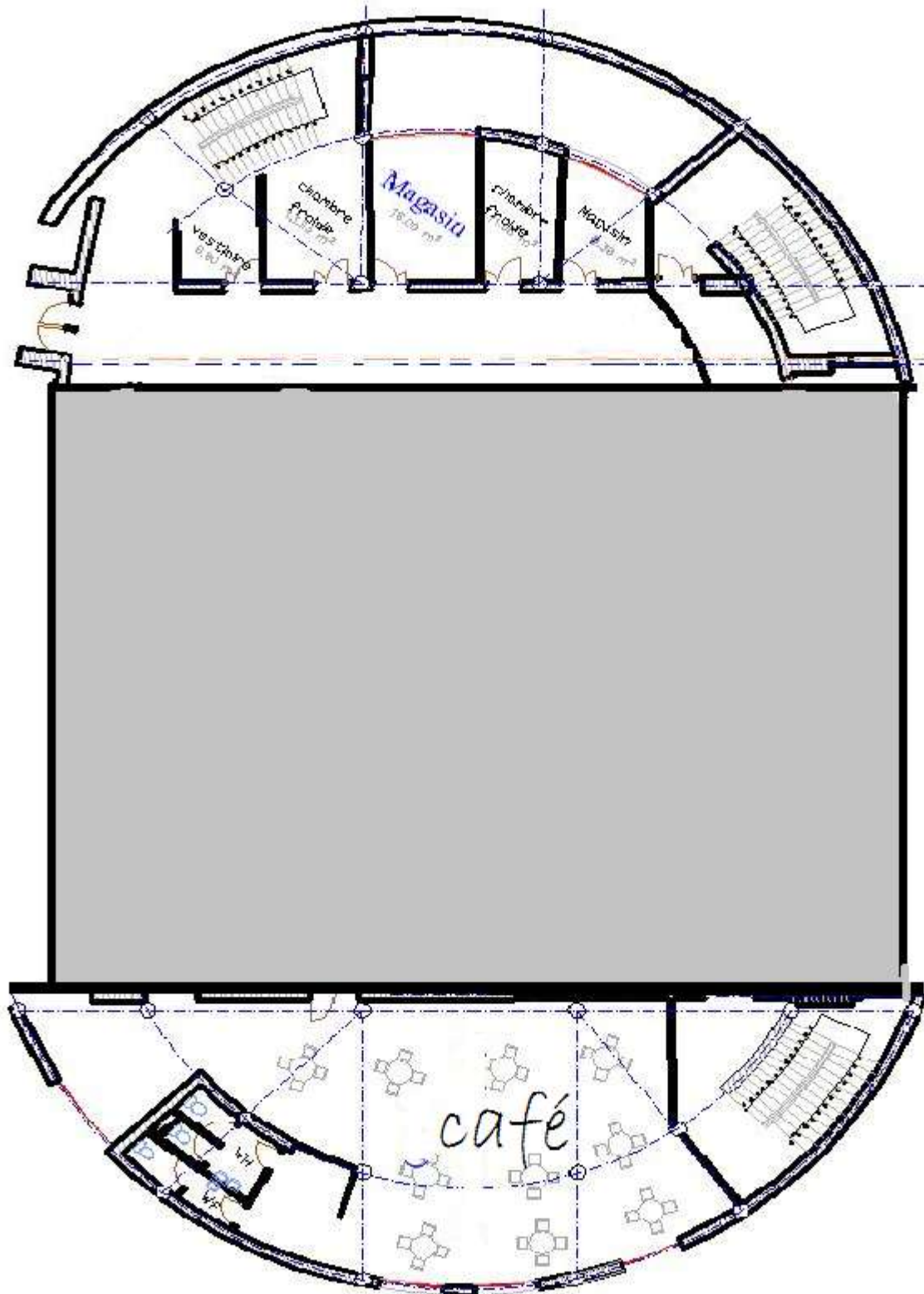


Figure I.1 : Vue en plan du RDC

PRESEBTATION DE L'OUVRAGE



7

figure I.2 : Vue en plan du 1^{er} étage

PRESEBTATION DE L'OUVRAGE

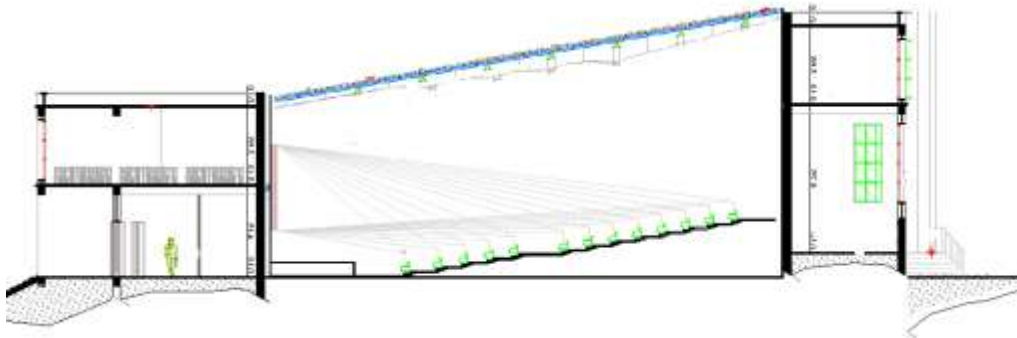


Figure I.3 : Coupe A – A

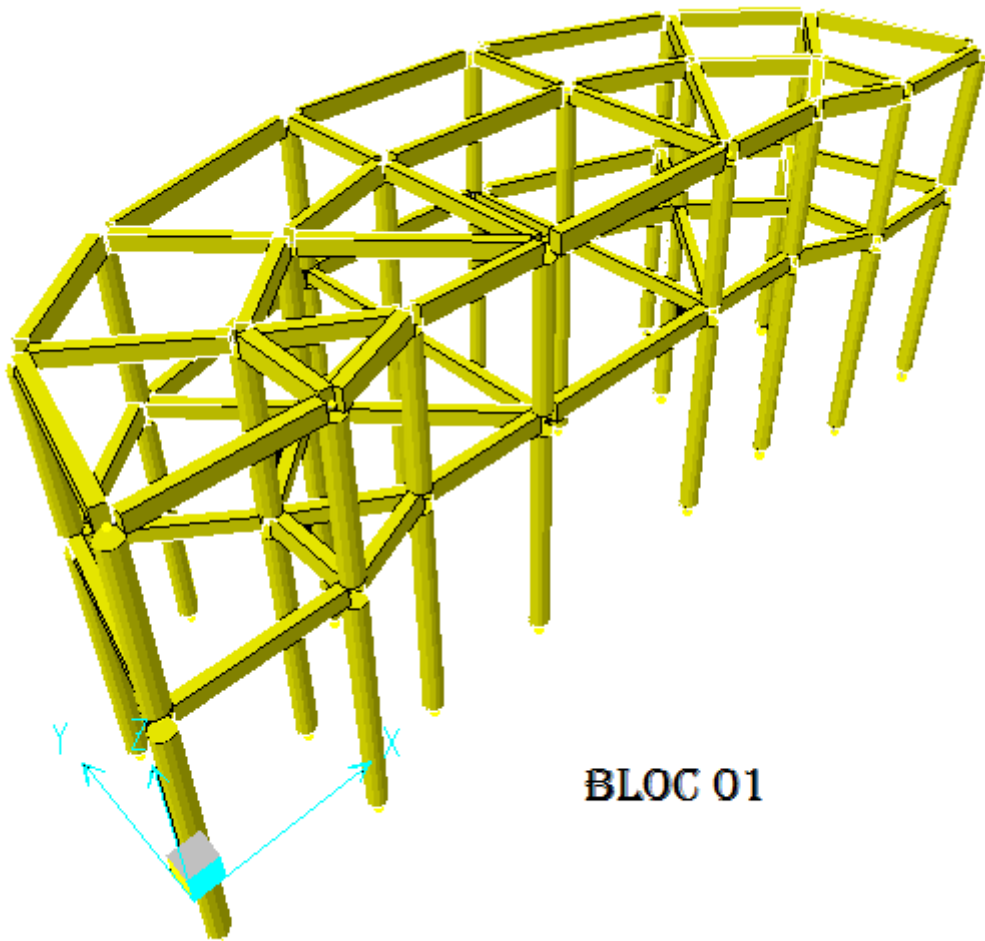


Figure I.4 : Vue en 3D du bloc B1

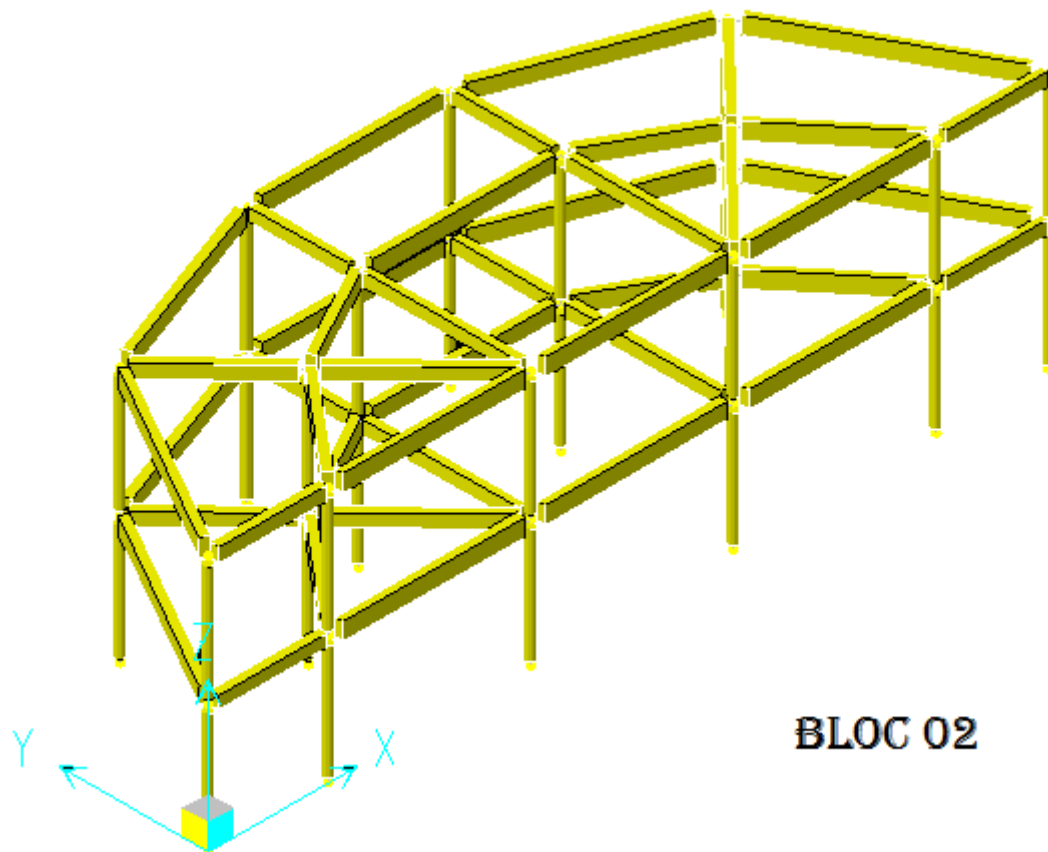


Figure I.5 : Vue en 3D du bloc B2

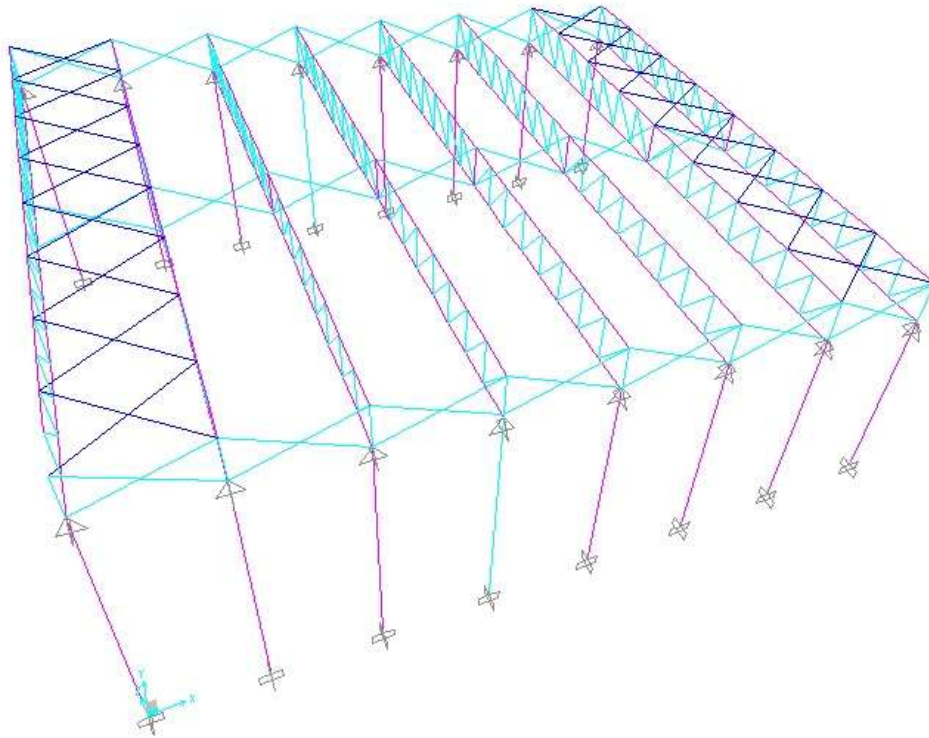


Figure I.6 : Vue en 3D du bloc charpente

PRESEBTATION DE L'OUVRAGE

V. Ossature et stabilité de la structure

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

- Economique ;
- Isolation thermique ;
- Isolation phonique.

La stabilité de la structure est assurée par une succession de portique autostable.

VI. La toiture

Généralement pour les auditoriums, le dégagement d'un espace à l'intérieure est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à adopter une toiture en charpente métallique, qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importants sont :

- Les poteaux intérieurs sont éliminés, permettant un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit.
- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé.
- La facilité et rapidité de montage.

VII. Les blocs en béton (B1, B2):

- **L'ossature** : L'ouvrage concerné a une hauteur de **11.10m** mètre .
- **Le plancher** : Il sera semi-préfabriqué constitué de corps creux avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé coulée sur place, rendant l'ensemble monolithique.
- **Maçonnerie** :
 - Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de 15/10 cm, séparé d'une âme d'aire de 5cm.

Les murs intérieurs sont réalisés de simple cloison de 10cm en briques creuses, leurs fonctions principales est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

Conclusion :

Dans lequel on a présenté l'ouvrage étudié, ses caractéristiques architecturales, géométriques et le site de son implantation.

GENERALITE

GENERALITEES

I. Matériaux utilisés

Les matériaux entrant dans la composition d'une structure, jouent un rôle important dans la résistance des constructions, leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le cout, la disponibilité 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.

I.1 L'acier

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

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

Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.

Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle dans ce cas d'aciers alliés.

I.1.1 Propriétés des profilés laminés :

a) Résistance :

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

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

b) Ductilité : [13]

Les aciers de construction doivent satisfaire aux conditions supplémentaires suivantes :

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

GENERALITEES

- Le diagramme contrainte-déformation doit montrer que la déformation ultime ϵ correspondant à σ_u représente au moins 20 fois la déformation élastique correspondant à σ_p .
- L'allongement à la rupture sur une longueur entre repère de $5.65 \sqrt{A_0}$ doit être supérieur à 15%, étant l'aire initiale de la section transversale.

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

c) Propriétés mécaniques : (§ 3.2.3 CCMA97)

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversal : $G = \frac{E}{2.1}$
- Coefficient de Poisson :
- Coefficient de dilatation thermique : $12 \cdot 10^{-6} \text{ par } C^\circ$
- Masse volumique : $7850 \text{ Kg} / m^3$

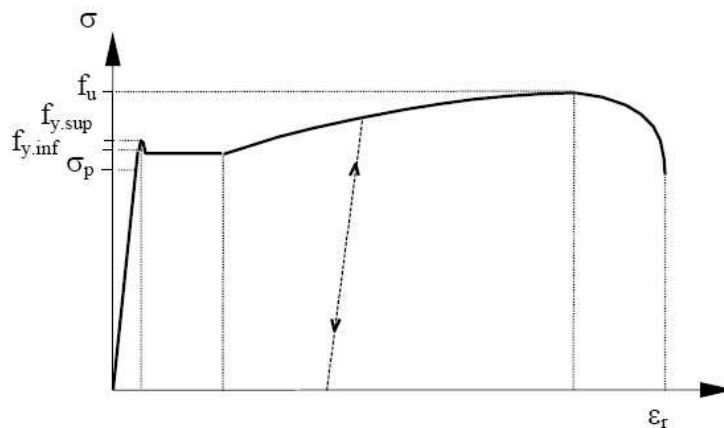


Figure II.1 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)

I.1.2 Propriétés des armatures de construction :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique: $\sigma_e = 400 \text{ Mpa}$.
- Contrainte admissible: $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.

- Coefficient de fissuration: $=1.6$
- Coefficient de sécurité: $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité: $E_s = 2.10^5$ MPa.

- **Diagramme contrainte- déformation de l'acier :**

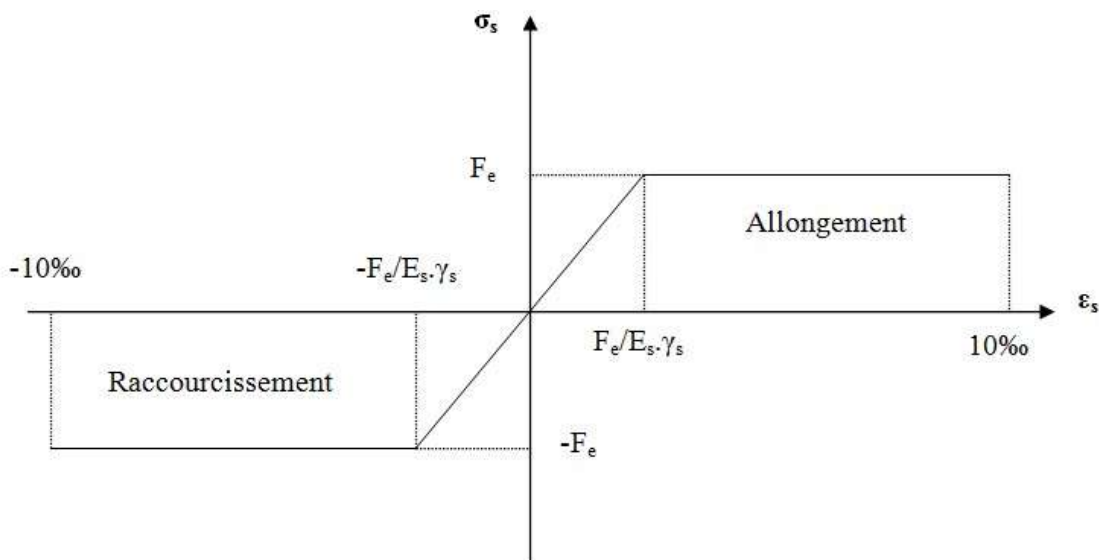


Figure II.2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

I.2 La couverture :

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

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés. Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on site :
- Le parvapeur
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante

- Un gain de temps appréciable au montage.

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

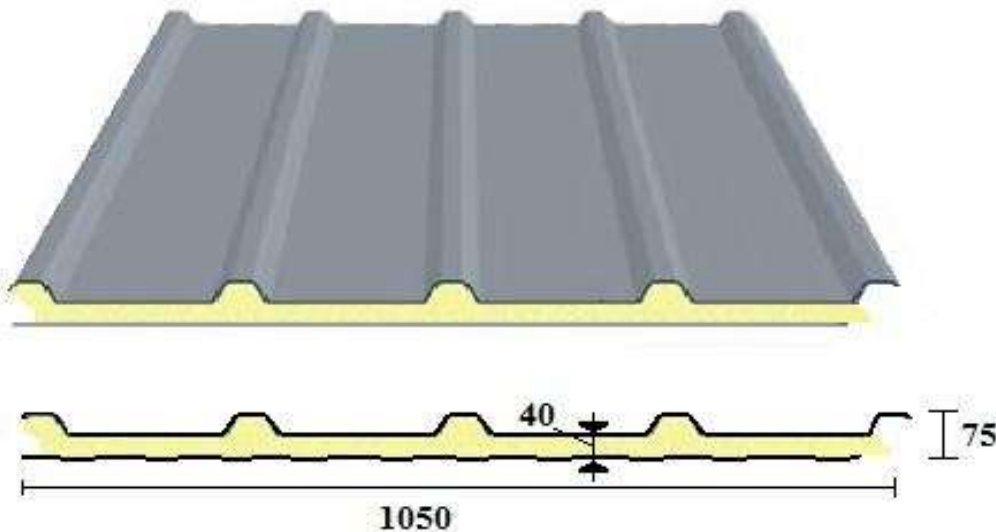


Figure II.3 : Panneau sandwich TL 75 P BATICOMPOS (Annexe 1)

I.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.

I.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, tels que la température, l'humidité, etc. Il est composé :

D'un liant hydraulique (ciment):

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

Des granulats:

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

GENERALITEES

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 d'avantages de gros grains que de petits.

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

D'eau de gâchage : hydratation du liant

D'adjuvants : c'est des produits chimiques qu'on ajoute au mélange pour améliorer la qualité du béton. 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).

I.3.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

a) 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.

b) 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.

c) Résistance caractéristique à la compression :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 \cdot 0,83^j} \cdot i \quad f_{c28} \quad \text{pour } f \leq 40 \text{MPa}$$

GENERALITEES

c28

j 28 jours **B**
A
E
L9
1
(A
.2.
1.
11
)

f_{cj} 1,4 0,95 f_{c28} pour f_{c28} 40MPa
 j

f_{cj} f_{c28} po j 28 jours
 28 ur

d) Resistance caractéristique à la traction :

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

e) Coefficient de Poisson :

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

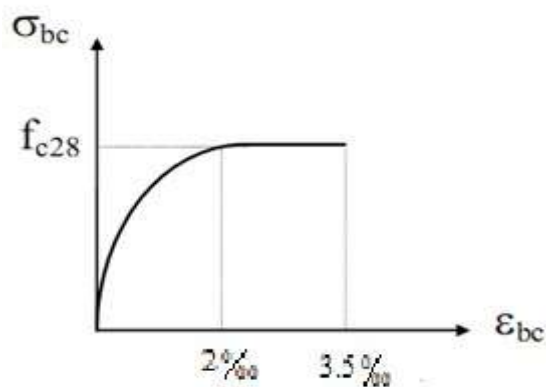


Figure II.4 : Diagramme du béton a l'ELU Par convention, le coefficient d'équivalence

acier-béton $n = \frac{E_s}{E_{bc}}$ 15

II Règlements utilisés

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

RNV A99 : L'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 1999.

CCMA97, Eurocode 3 : L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCMA97 et Eurocode 3.

RPA 99 V2003 : L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA2003 V2003.

DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.

B.A.E.L91 : Béton armé aux états limites.

CBA 93 : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.

PARTIE A
CHARPENTE
METALIQUE

Chapitre I

Etude climatique

I. Action du vent**I. 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 neige et vent RNV A99.

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

- De la région
- De site d'implantation
- De la hauteur de la construction
- De la forme géométrique de la construction
- De la rigidité de la construction

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

- Vent sur façade principale
- Vent sur façade secondaire,
- Vent sur façade latérale sud
- Vent sur façade latérale nord,

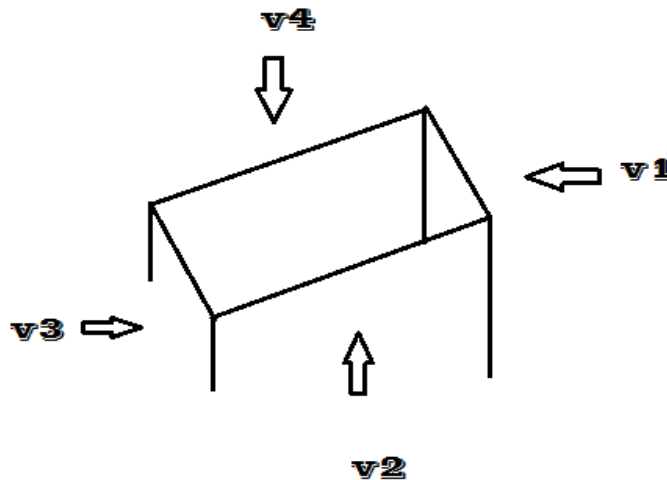


Figure I.1 : vent sur les façades principales

I.1-2 Coefficient de calcul**a) Effet de la région :**

Notre structure est située dans la zone II , dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-3 du RNVA99 (chapitre II) par $q_{ref} = 470 \text{ KN/m}^2$

b) Effet de site

La structure sera implantée en zone urbaines

D'où

Le facteur de terrain $K_t = 0.24$

Le paramètre de rugosité $Z_0 = 1 \text{ m}$ (tableau 2-4 chapitre 2 RNVA99)

La hauteur minimale $Z_{min} = 16 \text{ m}$

c) Coefficient de topographie $C_t (Z)$

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

d) Coefficient dynamique $C_d :$

La valeur de doit être déterminée à l'aide des abaques donnés dans les figures 3.1 à 3.7 (chapitre III de RNVA 99). Ces abaques correspondent à des bâtiments ou cheminées de moins de 200 m de hauteur. Pour les valeurs intermédiaires, il y lieu d'interpoler ou extrapoler linéairement.

Après interpolation linéaire on obtient :

$C_d = 0.917$ pour les directions V1 et V3

$C_d = 0.914$ pour les directions V2 et V4

N.B : $C_d = 0.91$ on prend pour toutes les directions du vent

$C_d < 1.2$, La structure est considérée peu sensible aux excitations dynamiques dans toutes les directions du vent. (Chapitre I §3.2)

I.1-3 Détermination de la pression q_{dvn} :

La structure a une hauteur $H= 11.10m$, et selon le règlement neige et vent (RNVA 99), les constructions avec planchers intermédiaires (bâtiments, tours ...) dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surfaces, de hauteurs égales à la hauteur d'étage avec n : c'est le nombre de niveaux de la construction.

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

a) Détermination de coefficient de rugosité :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(Z) = Kt \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \text{ pour } Z_{\min} < Z < 200 \text{ m} \\ C_r(Z) = Kt \times \ln \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right) \text{ pour } Z < Z_{\min} \end{array} \right. \quad (\text{Formule 2.15 chapitre II RNVA 99})$$

On a $Z=11.10 < Z_{\min}=16$

Donc

$$C_r(Z) = Kt \times \ln \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right) == 0.24 \times \ln \left(\frac{16}{1} \right) = 0.66$$

$$C_r(Z) = 0.66$$

b) Détermination des 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 de la hauteur au dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. Dans le cas ou la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, $C_e(Z)$ est donné par la formule suivante :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times Kt}{c_r(z) \times c_t(z)} \right]$$

$$C_e(Z) = 1.54$$

c) Valeur de la pression dynamique q_{dyn} :

La pression dynamique q_{dyn} qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule 2.12 (chapitre II du RNVA 99) comme suit :

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

q_{dyn} : pression dynamique

q_{ref} : pression dynamique de référence, avec $q_{ref} = 470 \text{ N/m}^2$

$C_e(Z)$: coefficient d'exposition au vent

$$q_{dyn} = 1.54 \times 470 = 723.8 \text{ N/m}^2$$

I.1-4 Calcul des pressions sur les parois :**I.1.4.1 Vent sur façade principale (direction V2) :****a) Coefficient de pression extérieure C_{pe}**

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

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

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si } S < 1\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(s) \quad \text{si } 1\text{m}^2 < s < 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{si } s > 10\text{m}^2$$

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée en m^2

- **Parois verticales :**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (chapitre V de RNVA99). Les valeurs de $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$ sont données dans le tableau 5.1

$$d = 20 \text{ m} \quad b = 24.5 \quad \text{et} \quad h = 11,10$$

$$e = \min [b , 2h] = \min [24.5 , 22.20] = 22,20 \text{ m}$$

$$e = 22.20 \text{ m}$$

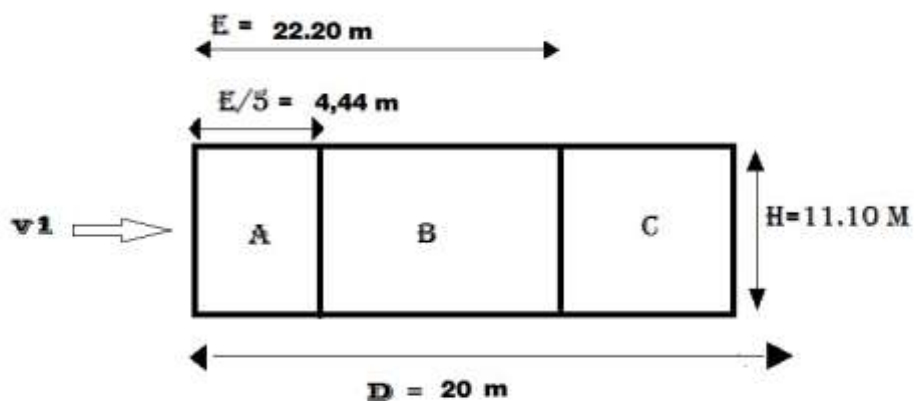


Figure I-2 : vue en élévation

Toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc $C_{pe,} = C_{pe,10}$

Les valeurs de $C_{pe,}$ sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I-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

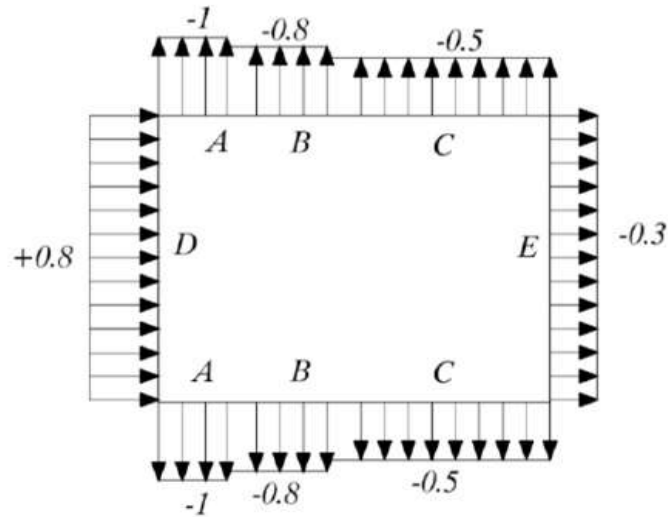


Figure I-3 : Légende pour les parois

- **Toiture en forme de voûte :**

pour un vent parallèle aux génératrices, on adopte pour C_{pe} , la valeur correspondant à une toiture à deux versants (chapitre 5 §1.1.5 RNVA 99) pour $\theta=90^\circ$ en prenant pour α (en $^\circ$) l'angle entre l'horizontale et la corde reliant la naissance de la voûte et sont sommet (voir figure ci-après)

$$\text{Tg } \alpha = \frac{11.10-8.5}{24.5} = 6.05^\circ$$

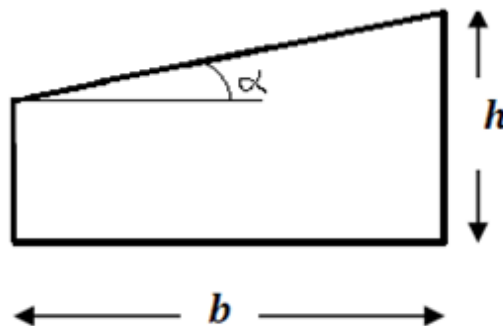


Figure I-4 : Toiture en voûte – vent parallèle aux génératrices

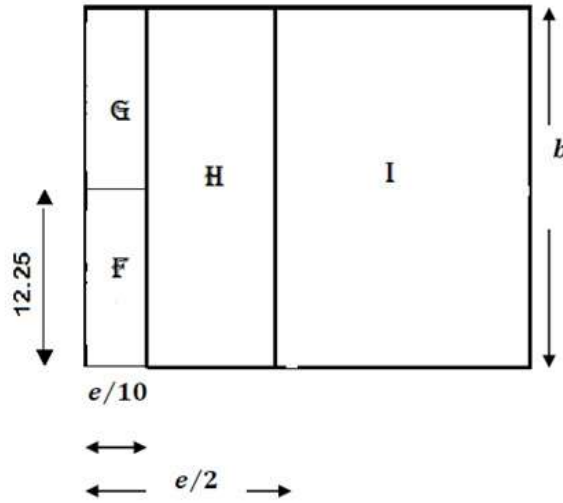


Figure I-5 : Légende pour les toitures à deux versants

Tableau I-2 : les coefficients Cpe de chaque zone de toiture

Zone	F	G	H	I
Cpe	-1.3	-1.9	-0.8	-0.7

b) coefficient de pression intérieure :

On détermine l'indice de perméabilité μ_p

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

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné par la figure 5.15 du RNVA 99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

Pour notre cas on prend les valeurs extrêmes :

$C_{pi} = -0.5$ (selon l'article 2.2.1 chapitre 5 RNVA 99)

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante (formule 2.1 et 2.2 RNVA 99) :

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

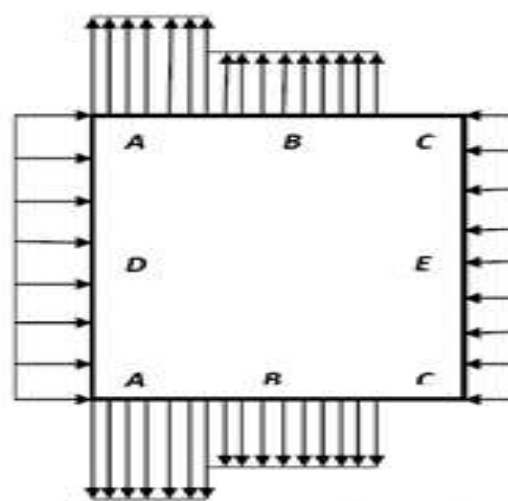
- Parois verticales :

Dépression intérieure $C_{pi} = -0.5$

Tableau I-3 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi} = -0.5$

Zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(N/m ²)
A	0.91	723.8	-1	-0.5	-329.33
B	0.91	723.8	-0.8	-0.5	-197.60
C	0.91	723.8	-0.5	-0.5	0
D	0.91	723.8	+0.8	-0.5	856,25
E	0.91	723.8	-0.3	-0.5	131.73

Figure I-6 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales



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

Tableau I-4 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0.5$

Zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(N/m ²)
F	0.91	723.8	-1.3	-0.5	-526.93
G	0.91	723.8	-1.9	-0.5	-922.12
H	0.91	723.8	-0.8	-0.5	-197.6
I	0.91	723.8	-0.7	-0.5	-131.73

C) Calcul des forces de frottement :

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

$d/b = 1.06$ Et $d/h = 2.34$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc les forces de frottement ne sont pas prises en compte.

I.1.4.2 Vent sur façade latérale (direction V4) :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (chapitre V de RNVA99). Les valeurs de $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$ sont données dans le tableau 5.1

$d = 20\text{ m}$ $b = 24.5$ et $h = 11,10$

$e = \min [b , 2h] = \min [24.5 , 22.20] = 22,20\text{ m}$

$e = 22.20\text{ m}$

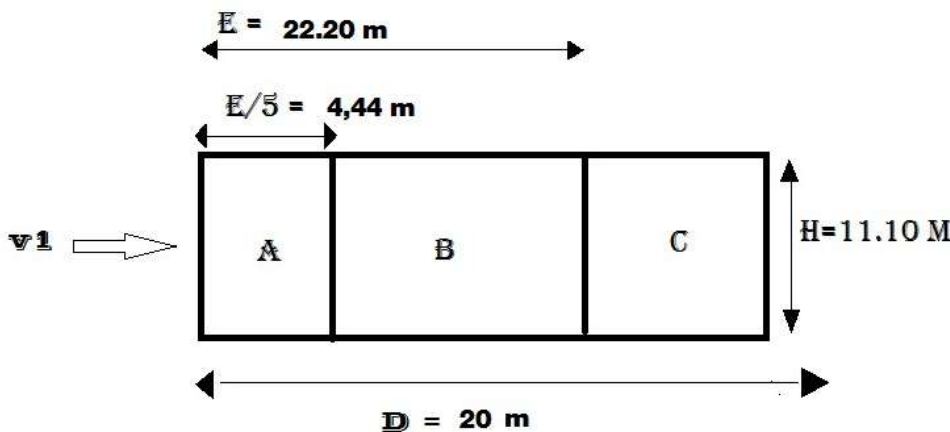


Figure I-7: vue en élévation

Tableau I-5 : 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

Toiture en forme de voûte :

Pour un vent parallèle aux génératrices, on adopte pour C_{pe} , la valeur correspondant à une toiture à deux versants (chapitre 5 §1.1.5 RNVA 99) pour $\theta = 270^\circ$ en prenant pour α (en $^\circ$)

l'angle entre l'horizontale et la corde reliant la naissance de la voûte et sont sommet (voir figure ci-après)

$$\text{tg } \alpha = \frac{11.10-8.5}{24.5} = 6.05^\circ$$

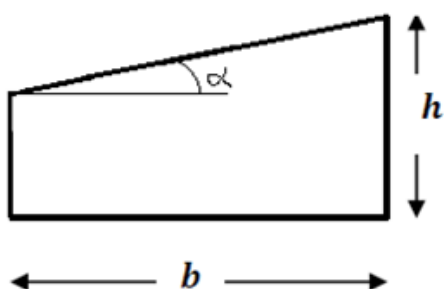


Figure I-8 : Toiture en voûte – vent parallèle aux génératrices

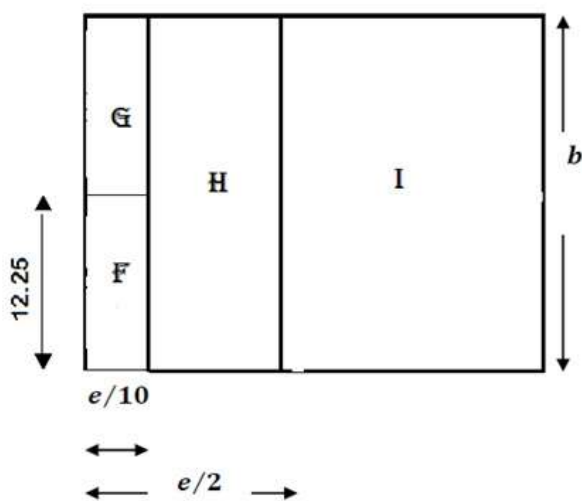


Figure I-9 : Légende pour les toitures à deux versants

Tableau I-6 : les coefficients Cpe de chaque zone de toiture

Zone	F	G	H	I
Cpe	-1.3	-1.9	-0.8	-0.7

coefficient de pression intérieur :

On détermine l'indice de perméabilité μ_p

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

Le coefficient de pression intérieure **Cpi** est donné par la figure 5.15 du RNVA 99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

Pour notre cas on prend les valeurs extrêmes :

Cpi = - **0.1**(selon l'article 2.2.1 chapitre 5 RNVA 99)

Les pressions **qj** sont calculées à l'aide de la formule suivante (formule 2.1 et 2.2 RNVA 99) :

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

Parois verticales :

Dépression intérieure Cpi= -0.1

Tableau I-7: valeur de la pression correspondant à chaque zone de parois verticales avec Cpi= - 0.1

Zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(N/m²)
A	0.91	723.8	-1	-0.1	-592,79
B	0.91	723.8	-0.8	-0.1	-461,06
C	0.91	723.8	-0.5	-0.1	-263,46
D	0.91	723.8	+0.8	-0.1	592,79
E	0.91	723.8	-0.3	-0.1	-131,73

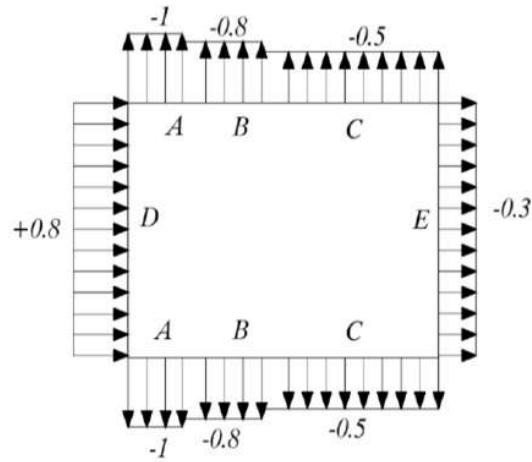


Figure I-10 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales

Toiture :

Dépression intérieure $C_{pi} = - 0.1$

Tableau I-8 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = - 0.1$

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j(N/m^2)$
F	0.91	723.8	-1.3	-0.1	-790,38
G	0.91	723.8	-1.9	-0.1	-1185,58
H	0.91	723.8	-0.8	-0.1	-461,06
I	0.91	723.8	-0.7	-0.1	-395,19

Calcul des forces de frottement :

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

$d/b = 0.81$ Et $d/h = 1.80$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc les forces de frottement ne sont pas prises en compte.

I.1.4.3 Vent sur façade latérale (direction V1) :

a) Coefficient de pression extérieur :

*** Parois verticales :**

On se réfère au paragraphe 1.1.1.2 du chapitre 5 à la figure 5-1 du RNVA 99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau 5-1 pour déterminer les valeurs des coefficients , pour chaque direction du vent considérée.

Dans notre cas :

$d = 24.5 \text{ m}$ et $b = 20 \text{ m}$ et $h = 11.10 \text{ m}$

$e = \min[b, 2h]$ donc $e = 20 \text{ m}$

$d > e \rightarrow$ On opte pour la division suivante

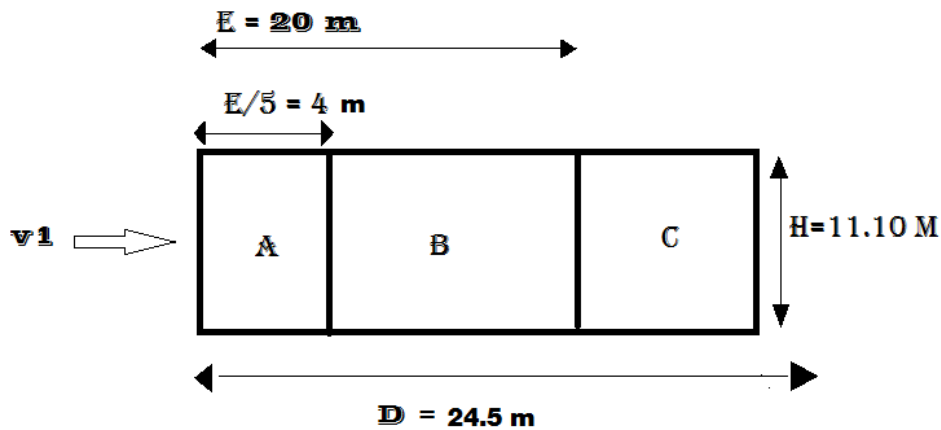


Figure I-11 vue en élévation

Toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 $C_{pe,} = C_{pe,10}$

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

Tableau I-9 : les coefficients **Cpe** correspondant à chaque zone de parois verticales

Zone	A	B	C	D	E
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

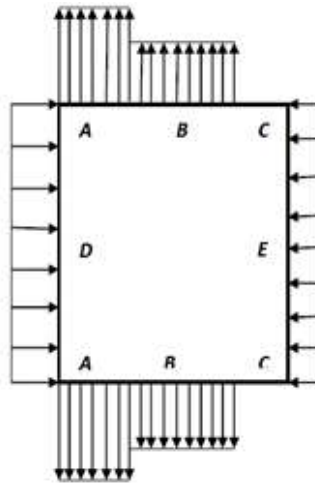


Figure I-12 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales

- **Toiture en forme de voûte :**

Pour un vent perpendiculaire aux génératrices, les coefficients de pression sont donnés sur le tableau 5-3 chapitre 5 du RNVA 99. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure 5-3

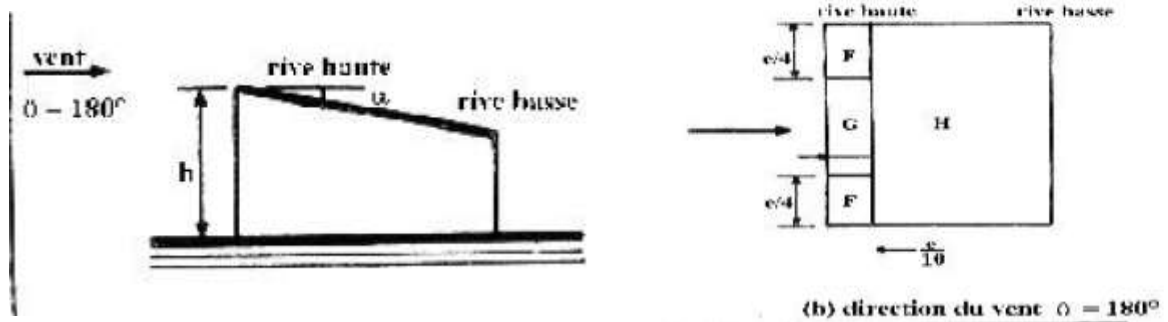


Figure I.13 : Légende pour le toiture a un versant

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

Tableau I-10 : les coefficients Cpe de chaque zone de toiture

Zone	F	G	H
Cpe	-2.5	-1.3	-0.9

coefficient de pression intérieure :

On détermine l'indice de perméabilité μ_p

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

Le coefficient de pression intérieure **Cpi** est donné par la figure 5.15 du RNVA 99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

Pour notre cas en prend les valeurs extrêmes :

$C_{pi} = -0.1$ (selon l'article 2.2.1 chapitre 5 RNVA 99)

Les pressions **qj** sont calculées à l'aide de la formule suivante (formule 2.1 et 2.2 RNVA 99) :

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

Ouvertures

Parois verticales :

Tableau I-11 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pe} = -0.19$

zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(N/m2)
A	0.91	737.9	-1	-0.19	-543.91
B	0.91	737.9	-0.8	-0.19	-409.61
C	0.91	737.9	-0.5	-0.19	-208.16
D	0.91	737.9	0.8	-0.19	664.78
E	0.91	737.9	-0.3	-0.19	-73.86

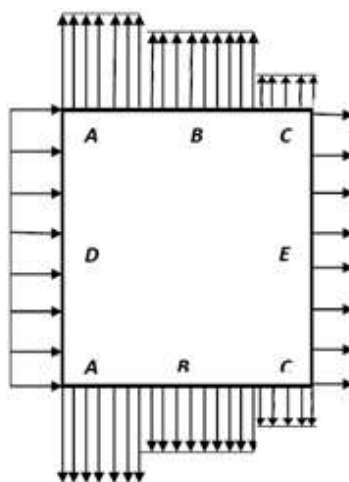


Figure I-14: Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales

Toiture :

Dépression intérieure $C_{pi} = -0.19$

Tableau I-12 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0.19$

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$Q_i(N/m^2)$
F	0.91	373.9	-2.5	-0.19	-1551.14
G	0.91	373.9	-1.3	-0.19	-745.35
H	0.91	373.9	-0.9	-0.19	-476.76

I.1.4.4 Vent sur façade latérale (direction V3) :

a) Coefficient de pression extérieur :

Parois verticales :

On se réfère au paragraphe 1.1.1.2 du chapitre 5 à la figure 5-1 du RNVA 99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau 5-1 pour déterminer les valeurs des coefficients, pour chaque direction du vent considérée.

Dans notre cas :

$$d = 24.5 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 20 \text{ m} \quad \text{et} \quad h = 11.10 \text{ m}$$

$$e = \min[b, 2h] \quad \text{donc} \quad e = 20 \text{ m}$$

$d > e \rightarrow$ On opte pour la division suivante

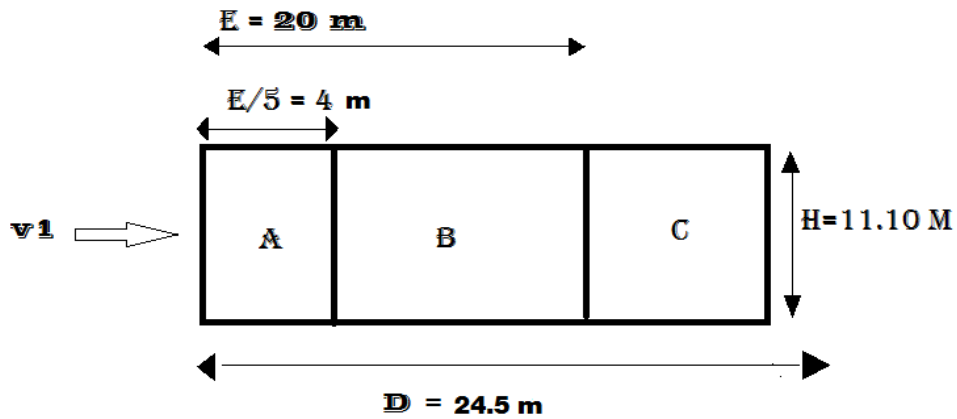


Figure I-15 vue en élévation

Toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 $C_{pe,= C_{pe,10}}$

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

Tableau I-13 : 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

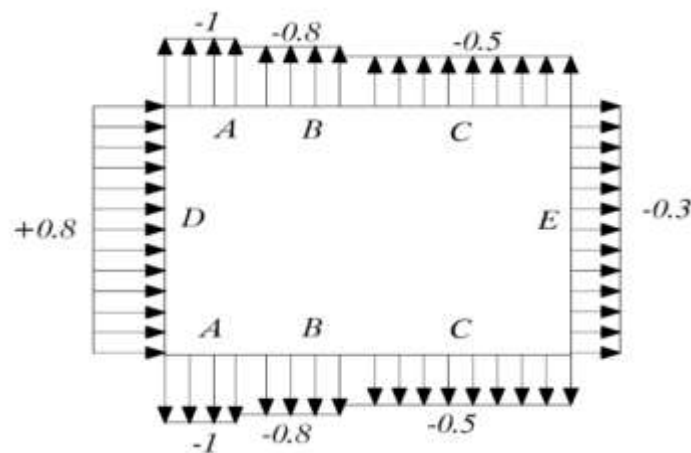


Figure I-16 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales

- Toiture en forme de voûte :

Pour un vent perpendiculaire aux génératrices, les coefficients de pression sont donnés sur le tableau 5-3 chapitre 5 du RNVA 99. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure 5-3

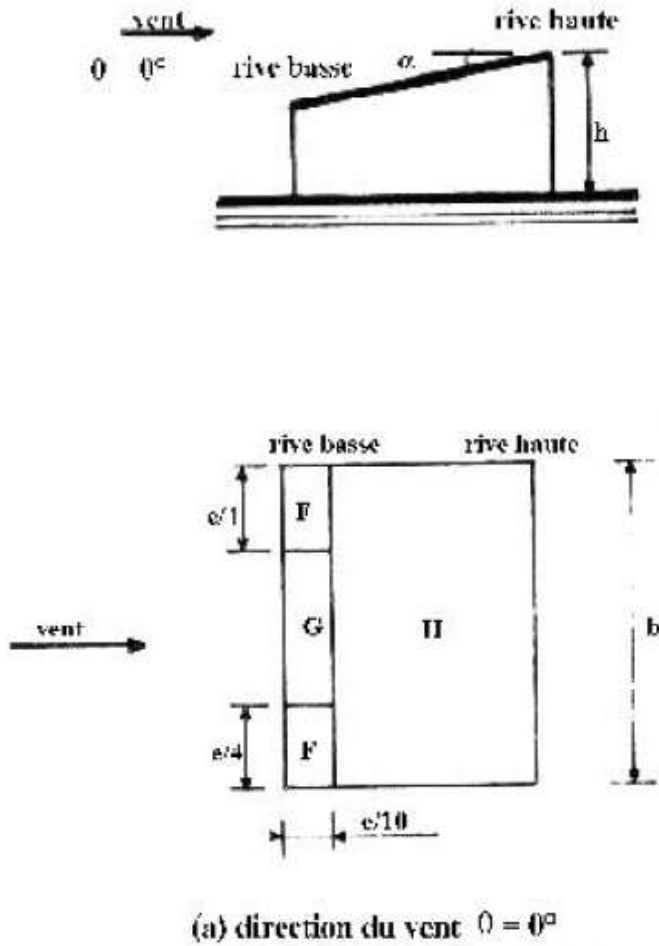


Figure I.17 : Légende pour le toiture a un versant

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

Tableau I-14 : les coefficients Cpe de chaque zone de toiture

Zone	F	G	H
Cpe	-0.9	-0.8	-0.3

coefficient de pression intérieur :

On détermine l'indice de perméabilité μ_p

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

Le coefficient de pression intérieure **Cpi** est donné par la figure 5.15 du RNVA 99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

Pour notre cas en prend les valeurs extrêmes :

Cpi = - **0.1**(selon l'article 2.2.1 chapitre 5 RNVA 99)

Les pressions **qj** sont calculées à l'aide de la formule suivante (formule 2.1 et 2.2 RNVA 99) :

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

Ouvertures

Parois verticales :

Tableau I-15 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de parois verticales avec Cpe = - 0.19

zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(N/m2)
A	0.91	737.9	-1	-0.19	-543.91
B	0.91	737.9	-0.8	-0.19	-409.61
C	0.91	737.9	-0.5	-0.19	-208.16
D	0.91	737.9	0.8	-0.19	664.78
E	0.91	737.9	-0.3	-0.19	-73.86

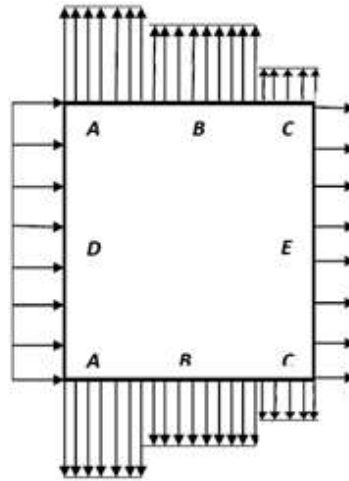


Figure I-18: Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales

Toiture :

Dépression intérieure $C_{pi} = -0.19$

Tableau I-16 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0.19$

Zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$Q_i(N/m^2)$
F	0.91	737.9	-0.9	-0.19	-476,75
G	0.91	737.9	-0.8	-0.19	-409,60
H	0.91	737.9	-0.3	-0.19	-73,86

c) Calcul des forces de frottement :

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

$d/b = 1.22$ Et $d/h = 2.20$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc les forces de frottement ne sont pas prises en compte.

1.2 Définition de la charge :

La charges de sable résulte de l'accumulation des grains de sable déposés pas le vent sur les toitures et autres parties non couvertes des planchers .

Les valeurs des charges données ci-après seront considérées comme variables , assimilables à la charge de neige .

Action de charge de sable :**Toitures rampantes :**

Dans le cas des toitures rampantes et des toitures inclinées (un ou plusieurs, versants ,toitures , En sheds , voutes et couples ,etc.),il y a lieu de considérer une charge linéaire localisée le long de arrêtes basses des versants ou à la naissance des voutes et coupoles . (fig.I.19) les valeurs des charge q_1 et q_2 (en kN /ml) à prendre dans les calculs sont données par le(tableau 7.1 en RNV) en fonction de la zone ou sera implanté l'ouvrage .

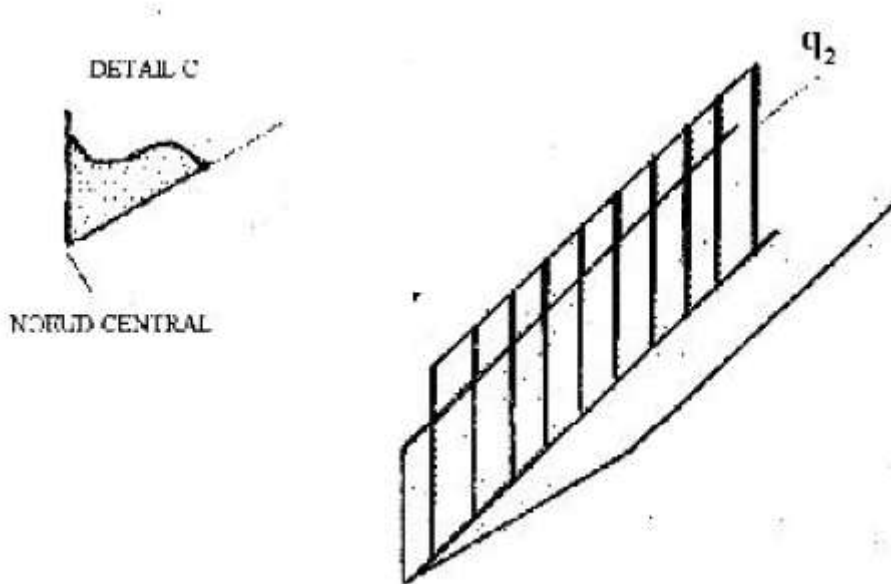


Figure I.19 : charge linéique a prendre dans le cas des toitures inclinées

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a estimé l'action du vent et celle de la neige qui seront éventuellement appliquées à notre ouvrage afin de les prendre on compte dans les calculs.

CHAPITRE II
PRE DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS

II.1-Etude des pannes :

II.1-1Définition :

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

(Figure II-1) .

Données de calcul:

Les pannes sont posées avec des travées de 3.5 m avec un espacement de 1,25 m.

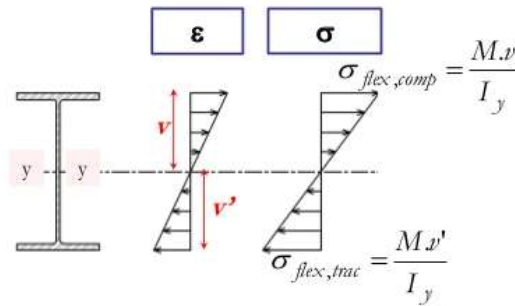


Figure II-1 : Schéma de la disposition des pannes (image flexion simple)

II.1-2 Détermination des charges et surcharges :

a) Charge permanent

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) $G_t = 14.2\text{Kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoire d'attache $G_a = 8\text{Kg/m}^2$
- Poids propre des pannes est estimées à $G_p = 12\text{Kg/m}$

$$G = [(G_t + G_a) \times e] + G_p$$

e: espacement entre les pannes e= 1.25m

$$G = [(14.2+8) \times 1.25] + 12$$

$$G = 39.75 \text{ Kg/m}_1$$

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 à deux charges concentrées de 100 Kg chacune située à 1/3 et 2/3 dz la portée de la panne.

(Figure II.2) .

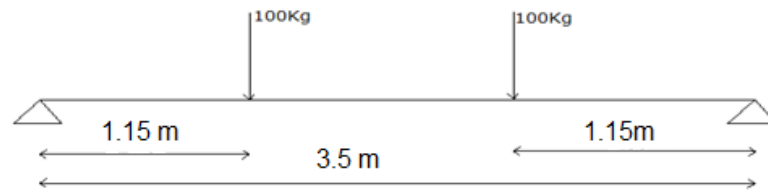


Figure II.2 : Schéma statique sous surcharge d'entretien

Le moment maximum :

$$M^{max} = \frac{P' \times l}{3} = \frac{P \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow P = \frac{8 \times P'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 3.5}$$

$$P = Q = 76.19 \text{ Kg/ml}$$

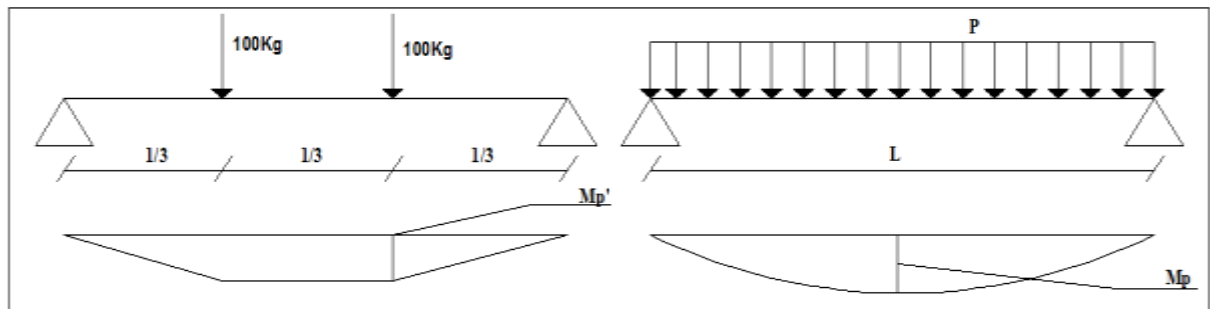


Figure II.3 : Moment dû à la surcharge d'entretien

c) Surcharge climatique due au vent

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur les façades latérales nord et sud dont $C_{pi} = -0.19$ chargée en zone F. $W = -1.551 \text{ KN/ml}$

II.1-3 Les charges et surcharges appliquées

$$G = 0.398 \text{ KN/ml}$$

$$P = Q = 0.762 \text{ KN/ml}$$

$$W = -1.551 \text{ KN/ml}$$

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

$$\alpha = 6.05^\circ$$

- **Décomposition des charges**
- **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{ZZ} = G \times \cos \alpha = 0.396 \text{ KN/ml}$$

$$W_{ZZ} = -1.551 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ZZ} = Q \cos \alpha = 0.758 \text{ KN/ml}$$

$$S_{ZZ} = S \cos \alpha = 0 \text{ KN/ml}$$

- **Suivant l'axe y-y**

$$G_{yy} = G \times \sin \alpha = 0.042 \text{ KN/ml}$$

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

$$Q_{yy} = Q \sin \alpha = 0.08 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \sin \alpha = 0 \text{ KN/ml}$$

II.1-4 Combinaison d'action:

E.L.U

- **Axe Z-Z**

$$G_{Z,min} + 1.5W_{ZZ} = 0.396 - 1.5 \times 1.551 = -1.931 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G_{Z,max} + 1.5S_{ZZ} = 1.35 \times 0.396 + 1.5 \times 0 = 0.535 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G_{Z,max} + 1.5Q_{ZZ} = 1.35 \times 0.396 + 1.5 \times 0.758 = 1.672 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y**

$$G_{y,min} + 1.5W_{yy} = 0.042 + 0 = 0.042 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G_{y,max} + 1.5S_{yy} = 1.35 \times 0.042 + 1.5 \times 0 = 0.057 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G_{y,max} + 1.5Q_{yy} = 1.35 \times 0.042 + 1.5 \times 0.08 = 0.177 \text{ KN/ml}$$

E.L.S

- **Axe Z-Z**

$$G_{Z,min} + W_{ZZ} = 0.396 - 1.551 = -1.155 \text{ KN/ml}$$

$$G_{Z,max} + S_{ZZ} = 0.396 + 0 = 0.396 \text{ KN/ml}$$

$$G_{Z,max} + Q_{ZZ} = 0.396 + 0.758 = 1.154 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y**

$$G_{y,min} + 1.5W_{yy} = 0.042 + 0 = 0.042 \text{ KN/ml}$$

$$G_{y,max} + S_{yy} = 0.042 + 0 = 0.042 \text{ KN/ml}$$

$$G_{y,max} + Q_{yy} = 0.042 + 0.08 = 0.122 \text{ KN/ml}$$

II.1.5 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche

$$f = \frac{5 q_s l^4}{384 EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = 1.75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{q_s l^3}{E}$$

$$I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{1.758 \times 3500^3}{2.1 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 93.5 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On opte pour un IPE100 $\Rightarrow I_y = 171.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$$I_y = 171.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 15.92 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A = 5.08 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$H = 100 \text{ mm}$$

$$G_p = 8.1 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Poids propre réel } G = [(14.2 + 8) \times 1.25] + 8.1 = 35.9 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.359 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = G \times \cos \alpha = 0.357 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = G \times \sin \alpha = 0.038 \text{ KN/ml}$$

II.1-6 Dimensionnement des pannes:

II.1-6-1 Les combinaisons de calcul :

$$\begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.35 \times 0.357 + 1.5 \times 0.758 = 1.622 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1.35G_y + 1.5Q_y = 1.35 \times 0.038 + 1.5 \times 0.08 = 0.171 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = G_z + 1.5w_z = 0.357 - 1.5 \times 1.551 = -1.97 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1.35G_y + 1.5w_y = 1.35 \times 0.038 + 1.5 \times 0 = 0.05 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5S_z = 1.35 \times 0.357 + 1.5 \times 0 = 0.482 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1.35G_y + 1.5S_y = 1.35 \times 0.038 + 1.5 \times 0 = 0.051 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

II.1-6-2 Détermination des sollicitations:

✓ Moments:

➤ Sous le vent :

$$\text{Axe Z-Z } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = 0.05 \times \frac{3.5^2}{8} = 0.077 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y } M_y = \frac{q_y l^2}{8} = -1.97 \times \frac{3.5^2}{8} = -3.02 \text{ KN.m}$$

➤ Sous la charge d'exploitation :

$$\text{Axe Z-Z } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = 0.171 \times \frac{3.5^2}{8} = 0.262 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Axe Y-Y } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = 1.622 \times \frac{3.5^2}{8} = 2.484 \text{ KN/ml}$$

➤ Sous le sable :

$$\text{Axe Z-Z } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = 0.051 \times \frac{3.5^2}{8} = 0.078 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Axe Y-Y } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = 0.482 \times \frac{3.5^2}{8} = 4.04 \text{ KN/ml}$$

✓ **Effort tranchant :**

- Effort tranchant due au vent: $V_W = \frac{q \times l}{2} = \frac{-1.97 \times 3.5}{2} = -3.45KN$
 - Effort tranchant due au poids propre : $V_G = \frac{q \times l}{2} = \frac{0.357 \times 3.5}{2} = 0.625KN$
 - Effort tranchant due aux charges d'exploitations : $V_Q = \frac{q \times l}{2} = \frac{1.622 \times 3.5}{2} = 2.84KN$
 - Effort tranchant due à la neige : $V_S = \frac{q \times l}{2} = \frac{0.482 \times 3.5}{2} = 0.845KN$
- 1^{ère} combinaison : $V_Z = V_G + 1.5V_W = 0.625 - 1.5 \times 3.45 = -4.55KN$
 2^{ème} combinaison : $V_Z = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35 \times 0.625 + 1.5 \times 2.84 = 5.10KN$
 3^{ème} combinaison : $V_Z = 1.35V_G + 1.5V_S = 1.35 \times 0.625 + 1.5 \times 0.845 = 2.11KN$

a) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

$$A_{vz} = 5.08 \times 10^2 mm^2 \text{ (IPE100)}$$

$$V_{plz} = \frac{5.08 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 68.92KN$$

Sous le vent : $V_Z = 3.45KN < V_{plz} = 689.2KN$ *Vérfifié*

Sous les charges d'exploitations: $V_Z = 2.84KN < V_{plz} = 689.2KN$ *Vérfifié*

Sous la neige : $V_Z = 0.845KN < V_{plz} = 689.2KN$ *Vérfifié*

b) Vérification au déversement :

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq \chi_{LT} \beta_W \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\beta_W = 1 \quad (\text{Section de classe 01})$$

χ_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

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

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

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E_a I_z}{(KL)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E_a I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{1/2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

(EC3 Art F.1.2 1)

C_1, C_2, C_3 : dépends des condition de charge .

CHAPITRE II PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

K=1 appui simple C1=1,132 , C2=0,459 , C3=0,525 KW=1 , L=350 cm ,

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

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

$$\begin{cases} Z_j = 0 \\ Z_s = 0 \end{cases} \quad \text{Section doublement symétrique}$$

$$\begin{cases} I_z = 15.92 \times 10^4 \text{mm}^4 \\ I_t = 1.20 \times 10^4 \text{mm}^4 \\ I_w = 0.35 \times 10^9 \text{mm}^6 \end{cases}$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1.132\pi^2 2.1 \times 10^5 \times 15.92 \times 10^4}{3500^2} \times \left\{ \left[\frac{0.35 \times 10^9}{15.92 \times 10^4} + \frac{3500^2 \times 80770 \times 1.20 \times 10^4}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 15.92 \times 10^4} - (0.459 \times 70)^2 \right]^{1/2} + (0.525 \times 70) \right\}$$

$$M_{cr} = 2.23 \text{KNm}$$

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

$$W_{ply} = 39.41 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{39.41 \times 10^3 \times 235}{2.23 \times 10^6}} = 2.03$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 2.03 \quad \rightarrow \quad \chi_{LT} = 0.2123$$

$$M_{Rd} = 0.2123 \times \frac{1 \times 39.41 \times 10^3 \times 235}{1.1}$$

$$M_{Rd} = 17.84 \text{KNm}$$

$$M_{sd} = 8.32 \text{KNm} > M_{Rd} = 17.84 \text{KNm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) **Condition de résistance :**

$$\left(\frac{M_{sdy}}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{sdz}}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1$$

$$\text{Avec } \alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 1$$

- **Sous le vent :**

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{39.41 \times 10^3 \times 235}{1} = 9.26 \text{KNm}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{9.15 \times 10^3 \times 235}{1} = 2.15 \text{KNm}$$

$$\left(\frac{3.02}{9.26}\right)^2 + \left(\frac{0.077}{2.15}\right)^1 = 0.15 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sous charges d'entretien:**

$$\left(\frac{2.484}{9.26}\right)^2 + \left(\frac{0.262}{2.15}\right)^1 = 0.19 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sous le sable :**

$$\left(\frac{4.04}{9.26}\right)^2 + \left(\frac{0.078}{2.15}\right)^1 = 0.23 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.1-6-5 Vérification à l'ELS :

- a) **les combinaisons de calcul :**

$$\begin{cases} q_z = G_z + Q_z = 0.396 + 0.758 = 1.154 \text{ KN/ml} \\ q_y = G_y + Q_y = 0.042 + 0.08 = 0.122 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = G_z + W_z = 0.396 - 1.551 = -1.155 \text{ KN/ml} \\ q_y = G_y + W_y = 0.042 + 0 = 0.042 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = G_z + S_z = 0.396 + 0 = 0.396 \text{ KN/ml} \\ q_y = G_y + S_y = 0.042 + 0 = 0.042 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- b) **calcul de flèche:**

Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5q_{sz} l^4}{384 EI_y} = \frac{5 \times 1.15 \times 3500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 171 \times 10^4} = 4.11 \text{mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{3500}{200} = 17.5 \text{mm}$$

$$f_z = 4.11 \text{mm} < \bar{f} = 17.5 \text{mm} \text{Condition vérifiée}$$

Suivant l'axe y-y :

$$f_y = \frac{5q_{sy} l^4}{384 EI_z} = \frac{5 \times 0.122 \times 3500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 15.92 \times 10^4} = 7.13 \text{mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{3500}{200} = 17.5 \text{mm}$$

$$f_z = 7.13\text{mm} > \bar{f} = 28\text{mm} \text{ Condition vérifiée}$$

II.2 Calcul de l'échantignolle :

Pour IPE 100 b=55 mm h=100 mm

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq \frac{3b}{2} \Leftrightarrow 55\text{mm} \leq t \leq 82.5\text{mm}$$

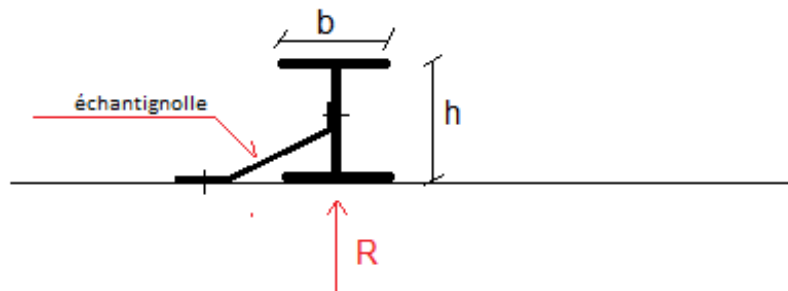


Figure II-5 : L'échantignolle

On porte t=80mm

❖ **Evaluation des charges :**

• **Sous le vent :**

$$R_{wz} = 2 \frac{ql}{2} = 2 \times \frac{-1.551 \times 3.5}{2}$$

$$R_{wz} = -5.43\text{KN}$$

• **Sous le poids propre :**

$$R_{Gz} = 2 \frac{ql}{2} = 2 \times \frac{0.396 \times 3.5}{2} = 1.39\text{KN}$$

$$R_{Gy} = 2 \frac{ql}{2} = 2 \times \frac{0.042 \times 1.75}{2} = 0.074\text{KN}$$

• **Sous les charges d'exploitations :**

$$R_{Qz} = 2 \frac{ql}{2} = 2 \times \frac{0.758 \times 3.5}{2} = 4.92\text{KN}$$

$$R_{Qy} = 2 \frac{ql}{2} = 2 \times \frac{0.08 \times 1.75}{2} = 0.98\text{KN}$$

❖ **Combinaisons d'action :**

- **Sous le vent :**

$$V_z = R_{GZ} + 1.5 R_{WZ} = 1.39 - 1.5 \times 5.43 = -6.76 \text{KN}$$

$$V_y = R_{Gy} + R_{Wy} = 0.074 + 0 = 0.074 \text{KN}$$

- **Sous charges d'exploitations :**

$$V_z = 1.35 R_{GZ} + 1.5 R_{QZ} = 1.35 \times 1.39 + 1.5 \times 4.92 = 9.26 \text{KN}$$

$$V_y = 1.35 R_{Gy} + 1.5 R_{Qy} = 1.35 \times 0.074 + 1.5 \times 0.98 = 1.57 \text{KN}$$

- **Sous le sable :**

$$V_z = 1.35 R_{GZ} + 1.5 R_{SZ} = 1.35 \times 1.39 + 1.5 \times 0 = 1.87 \text{KN}$$

$$V_y = 1.35 R_{Gy} + 1.5 R_{Sy} = 1.35 \times 0.074 + 1.5 \times 0 = 1.98 \text{KN}$$

❖ **Moment de renversement :**

- **Dû au vent :**

$$M_R = V_z \times t + V_y \times \frac{h}{2} = -6.76 \times 0.08 + 0.074 \times \frac{0.10}{2}$$

$$M_R = -0.54 \text{KNm}$$

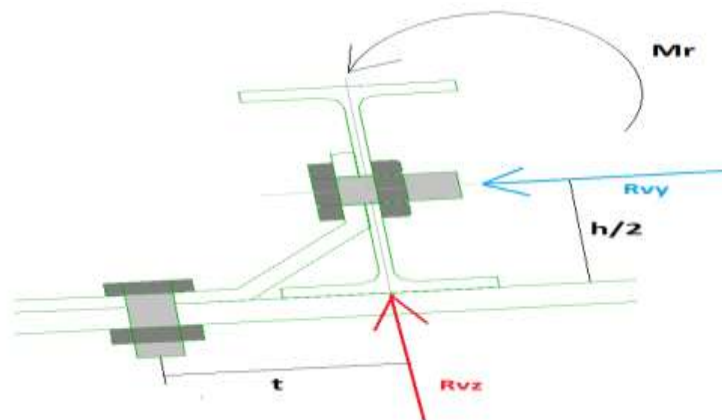


Figure II-6 : Schéma statique de l'échantignolle

- Dû aux charges verticales :

$$M_R = V_Z \times t + V_y \times \frac{h}{2} = 9.26 \times 0.08 + 1.57 \times \frac{0.10}{2}$$

$$M_R = 0.82 \text{KNm}$$

- Dû à le sable :

$$M_R = V_Z \times t + V_y \times \frac{h}{2} = 1.87 \times 0.08 + 1.98 \times \frac{0.10}{2}$$

$$M_R = 0.25 \text{KNm}$$

❖ Epaisseur de l'échantigole :

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

$$M_R = -0.54 \text{KNm}$$

$$\sigma = \frac{M_R}{W_{el}} \quad \text{Avec } W_{el} = \frac{a \times e^2}{6}$$

$$\Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R}{\sigma} = \frac{0.54 \times 10^6}{235} = 2.3 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$a = 200 \text{mm}$$

$$\text{Donc } \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 2.3 \times 10^3}{200}}$$

$$e \geq 8.31 \text{mm}$$

Soit

$$e = 10 \text{mm}$$

II.3. pré dimensionnement de la ferme:

II.3-1 Introduction :

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'élément verticaux (montant) et oblique (diagonales) Elles sont généralement articulées à leurs appuis. (Figure IV-7)

• **Hypothèse de calcul:**

- *les barres sont considérées comme rigides et indéformables.
- *les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds.
- *la ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.

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

Cas de soulèvement : $G + 1,5W$

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

Cas de charge de la maintenance : $1,35G + 1,5Q$

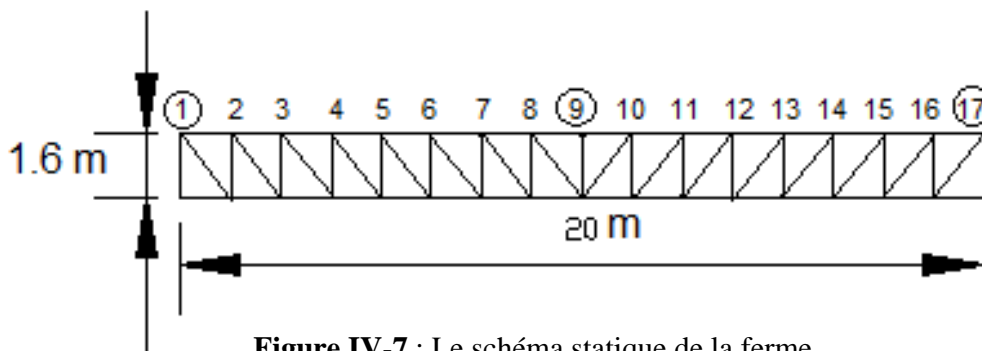


Figure IV-7 : Le schéma statique de la ferme

- Poids propre de la poutre $G_{PA} = 30 \text{ Kg/m}^2$
- Poids propre des pannes $G_{PP} = 8.1 \text{ Kg/ml}$
- Poids propre de la toiture $G_T = 14.2 \text{ Kg/m}^2$

➤ **Charge d'exploitation :**

$Q = 76.19 \text{ Kg/ml}$

➤ **La Neige :**

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

➤ Le vent :

$$W = -1.551 \text{ KN/m}^2$$

✓ Pour les nœuds 1 et 17 :

$$A_{1,2} = 3.5 \times \left(\frac{1.25}{2}\right) = 2.19 \text{ m}^2$$

$$G = 1.15 \text{ KN}$$

$$Q = 2.667 \text{ KN}$$

$$S = 0 \text{ KN}$$

$$W = -3.4 \text{ KN}$$

✓ Pour les nœuds 2 et 16 :

$$A_{3,4} = 1.25 \times 3.5 = 4.38 \text{ m}^2$$

$$G = 1.11 \text{ KN}$$

$$Q = 2.667 \text{ KN}$$

$$S = 0 \text{ KN}$$

$$W = -6.8 \text{ KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel **SAP2000 version 2012**. Les sollicitations maximales dans les éléments sont mentionnées dans le tableau ci-dessous.

II.3.2 Pré dimensionnement des éléments :

Tableau II.1 : les efforts max dans les éléments de la ferme.(valeurs obtenu par **SAP2000**)

barre	G (KN)	Q (Kn)	S (KN)	W (KN)	Elu1	Elu2	Elu3
Membrures supérieures	0.454	0.248	1.633	166.572	0.984	216.37	1.266
	-40.483	-68.723	-8.162	0.177	-157.737	0.209	-66.894
Membrures inférieures	41.449	70.173	8.209	-27.993	161.215	-30.404	68.27
	5.289	13.245	-1.649	-166.582	27.008	-216.329	6.717
montants	9.286	15.495	1.801	3.19	35.779	4.057	15.238
	-1.358	-1.276	-0.373	-39.57	-2.927	-51.447	-0.97
Diagonales	0.072	0.077	0.562	61.584	-1.444	122.964	-0.24
	-14.941	-25.947	-3.538	0.003	-103.287	2.39	-49.904

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{max} \quad \gamma_{m0} = 1,1 \quad f_y = 235MPA$$

- **Membrures supérieures :**

$$N_{max} = 216.37KN$$

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

$$A \geq \frac{216.37 \times 1,1}{23,5} = 10.12cm^2$$

Soit une double cornière : 2L50×50×6 $A = 11,38 cm^2$

- **Membrures inférieures**

$$N_{max} = 161.215 KN$$

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

$$A \geq \frac{161.215 \times 1,1}{23,5} = 7.54 cm^2$$

Soit une double cornière : 2L40×40×5

$$A = 7.58cm^2$$

• **Montants :**

$$N_{max} = 35.779 \text{ KN}$$

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

$$A \geq \frac{35.779 \times 1,1}{23,5} = 1.67 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière : 2L20x20x3

$$A = 2.24 \text{ cm}^2$$

• **Diagonals :**

$$N_{max} = 122.964 \text{ KN}$$

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

$$A \geq \frac{122.964 \times 1,1}{23,5} = 5.75 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière : 2L40 x 40 x4

$$A = 6.16 \text{ cm}^2$$

II.3.3 Vérification des éléments comprimés au flambement:

II.3.3.1 Membrures supérieure :

$$N_{max} = -157.737 \text{ KN}$$

$$l_0 = \frac{1.25}{\cos 6.05} = 126 \text{ cm}$$

$$l_y = 0,9 \times l_0 = 0,9 \times 126 = 113,4 \text{ cm}$$

$$l_z = l_0 = 126 \text{ cm}$$

$$2L(50 \times 50 \times 6) \quad A = 11.38 \text{ cm}^2$$

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

I_β : I_z d'une seule cornière

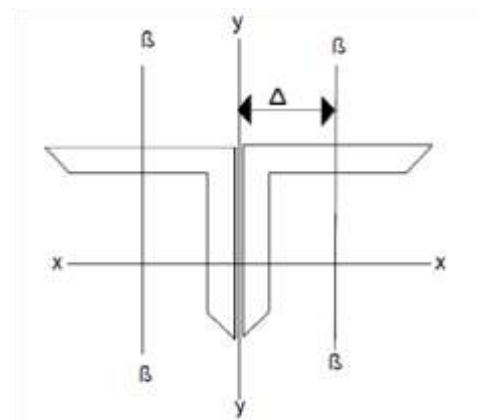


Figure IV-8: Doubles cornières.

A_c : aire d'un seul cornier

$$I_y = 2 \times I_\alpha = 2 \times 12,84 = 25.68 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[12.84 + 5,69(1,45 + 0,5)^2] = 68.95 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{25.68}{11.38}} = 1,50 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{68.95}{11.38}} = 2,46 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{113.4}{1.50} = 75.6$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{126}{2,46} = 51.21$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right)^{0,5} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) (\beta_w)^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9 \epsilon \quad \epsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{75,6}{93,9} \right) = 0.805$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{51,21}{93,9} \right) = 0.55$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.805 > 0,2 \quad \bar{\lambda}_z = 0.55 > 0,2$$

Il ya lieu de tenir compte de risque de flambement

- Calcul de χ_{min} min

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

Courbe (c) $\alpha=0,49$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49(0.805 - 0,2) + 0.805^2] = 0.97$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}} = \frac{1}{0.97 + (0.97^2 - 0.805^2)^{0,5}} = 0.66$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}} = \frac{1}{0.97 + (0.97^2 - 0.55^2)^{0,5}} = 0.56$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,56$$

$$N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0,56 \times 1 \times 11.38 \times \frac{23,5}{1,1} = 136.15 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 157.737 \text{ KN} > N_{crd} = 136.15 \text{ KN}$$

Donc: $N_{sd} \leq N_{crd}$

$$N_{sd} \leq \chi_{min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\chi_{min} \times \beta_w \times f_y} = \frac{157.737 \times 1,1}{0,56 \times 1 \times 23,5} = 13,18 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière à 2 L (**80 × 80 × 8**)

$$A = 24,6 \text{ cm}^2$$

II.3.3.2 Membrures inférieures :

$$N_{max} = -216.329 \text{ KN}$$

$$l_y = 0,9 \times l_0 = 0,9 \times 1,25 = 112,5 \text{ cm}$$

$$l_z = l_0 = 125 \text{ cm}$$

$$2L(40 \times 40 \times 5) \quad A = 7,58 \text{ cm}^2$$

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

I_β : I_z d'une seule cornière

A_C : aire d'une seule cornière

$$I_y = 2 \times I_\alpha = 2 \times 5,43 = 10,86 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[5,43 + 3,79(1,16 + 0,5)^2] = 31,74 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{10,86}{7,54}} = 1,2 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{31,74}{7,54}} = 2,05 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{112,5}{1,2} = 93,75$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{125}{2,05} = 60,97$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right)^{0,5} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) (\beta_w)^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9 \epsilon \quad \epsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{93.75}{93.9} \right) = 0.998$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{60.97}{93.9} \right) = 0.65$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.998 > 0.2 \quad \bar{\lambda}_z = 0.65 > 0.2$$

Il ya lieu de tenir compte de risque de flambement

- Calcul de χ_{min} min

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

EC3 Art 5.5.1.2

Courbe (c) $\alpha=0.49$

$$\phi = 0.5[1 + 0.49(0.998 - 0.2) + 0.998^2] = 1.19$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.19 + (1.19^2 - 0.998^2)^{0.5}} = 0.54$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.19 + (1.19^2 - 0.65^2)^{0.5}} = 0.457$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.457$$

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

EC3 Art 5.5.1.1

$$N_{crd} = 0.457 \times 1 \times 7.54 \times \frac{23.5}{1.1} = 73.61 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 216.329 \text{ KN} > N_{crd} = 73.61 \text{ KN}$$

Donc: $N_{sd} \leq N_{crd}$

$$N_{sd} \leq \chi_{min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\chi_{min} \times \beta_w \times f_y} = \frac{216.329 \times 1.1}{0.457 \times 1 \times 23.5} = 22.15 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière à **2 L (80 × 80 × 8)**

$$A = 24.6 \text{ cm}^2$$

II.3.3.3 La diagonale :

$$N_{max} = -59.09 \text{ KN}$$

$$l_0 = 202 \text{ cm}$$

$$l_y = 0.8 \times l_0 = 0.8 \times 202 = 161.6 \text{ cm}$$

$$l_z = l_0 = 202 \text{ cm}$$

$$2L(30 \times 30 \times 4) \quad A = 4.54 \text{ cm}^2$$

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

I_β : I_z d'une seul cornière

A_c : aire d'une seul cornière

$$I_y = 2 \times I_\alpha = 2 \times 1,8 = 3.2 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[1,8 + 2.27(0,88 + 0,5)^2] = 12.24 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{3.2}{4.54}} = 0,83 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{12.24}{4.54}} = 1,64 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{161,6}{0,83} = 194.69$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{202}{1,61} = 123.17$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right)^{0,5} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) (\beta_w)^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9 \epsilon \quad \epsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{194,69}{93,9} \right) = 2,07$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{123,17}{93,9} \right) = 1,31$$

$$\bar{\lambda}_y = 2.07 > 0,2 \quad \bar{\lambda}_z = 1,31 > 0,2$$

Il ya lieu de tenir compte de risque de flambement

- Calcul de χ_{\min} min

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

EC3 Art 5.5.1.2

Courbe (c) $\alpha=0,49$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49(2,07 - 0,2) + 2,07^2] = 3,09$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}} = \frac{1}{3,09 + (3,09^2 - 2,07^2)^{0,5}} = 0,185$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}} = \frac{1}{3,09 + (3,09^2 - 1,31^2)^{0,5}} = 0,17$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,17$$

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

EC3 Art 5.5.1.1

$$N_{crd} = 0,17 \times 1 \times 4.54 \times \frac{23,5}{1,1} = 16,48 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 59.09 \text{ KN} > N_{crd} = 16,48 \text{ KN}$$

Donc: $N_{sd} \leq N_{crd}$

$$N_{sd} \leq \chi_{min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\chi_{min} \times \beta_w \times f_y} = \frac{59.09 \times 1,1}{0,17 \times 1 \times 23,5} = 16.27 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière à 2 L (**70×70×6**)

A = 18.80 cm²

II.3.3.4 Le montant :

$$N_{max} = -59,09 \text{ KN}$$

$$l_0 = 10 \times \tan 6.05 = 105.98 \text{ cm}$$

$$l_y = 0,8 \times l_0 = 0,8 \times 105.98 = 84.78 \text{ cm}$$

$$l_z = l_0 = 105.98 \text{ cm}$$

2L(20 × 20 × 3) A = 2,24 cm²

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

I_β : I_z d'une seule cornière

A_c : aire d'une seule cornière

$$I_y = 2 \times I_\alpha = 2 \times 0,39 = 0,78 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[0,39 + 1,12(0,6 + 0,5)^2] = 3,49 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{0,78}{2,24}} = 0,59 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{3,49}{2,24}} = 1,25 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{84.78}{0,59} = 143.69$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{105.98}{1.25} = 84.784$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right)^{0,5} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) (\beta_w)^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \varepsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{143.69}{93,9} \right) = 1,53$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{84.784}{93,9} \right) = 0.90$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,53 > 0,2 \quad \bar{\lambda}_z = 0.90 > 0,2$$

Il ya lieu de tenir compte de risque de flambement

- Calcul de χ_{min} min

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

Courbe (c) $\alpha=0,49$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49(1,53 - 0,2) + 1,53^2] = 1,995$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}} = \frac{1}{1,995 + (1,995^2 - 1,53^2)^{0,5}} = 0,305$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}} = \frac{1}{1,995 + (1,995^2 - 0,90^2)^{0,5}} = 0,264$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,264$$

$$N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0,264 \times 1 \times 2,24 \times \frac{23,5}{1,1} = 12.63$$

$$N_{sd} = 59.09 > N_{crd} = 12.63$$

Donc: $N_{sd} \leq N_{crd}$

$$N_{sd} \leq \chi_{min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq (N_{sd} \times \gamma_{m0}) / (\chi_{min} \times \beta_w \times f_y) = \frac{59.09 \times 1,1}{0,264 \times 1 \times 23,5} = 10,47 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière à 2 L (**50*50*6**)

$$\mathbf{A = 11.38 \text{ cm}^2}$$

CHAPITRE II PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau II.2 : Les sections des éléments de la ferme adoptés.

Elément	Section choisie
Membrures supérieures	2L (80 × 80 × 8)
Membrures inférieures	2L (80 × 80 × 8)
Diagonale	2L (70 × 70 × 6)
Montant	2L (50 × 50 × 6)

Conclusion :

Ce chapitre s'est étalé sur le pré dimensionnement des éléments de La toiture sous le chargement statique.

CHAPITRE III
CALCUL DES
ASSEMBLAGES

III.1. INTRODUCTION :

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

III.2 Assemblage des éléments de la ferme:

L'assemblage se fait par la détermination des éléments les plus sollicités, et les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous

Tableau III-1 : Efforts dans les éléments de la ferme

Elément	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants	Montants de rive
Effort (KN)	216.370	161.215	122.964	35.779	40.887
Section	2L (80 x 80 x 8)	2L (80 x 80 x 8)	2L (70 x 70 x 6)	2L (50 x 50 x 6)	HEA 200

III.2.1 Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur est donnée par le tableau suivant :

Tableau III-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

Donc on choisit **e = 10 mm**

III.2.2 Pré dimensionnement de la gorge :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée en fonction de t_{max} dans le tableau suivant:

Avec :

t_{max} : Épaisseur maximal des pièces assemblées.

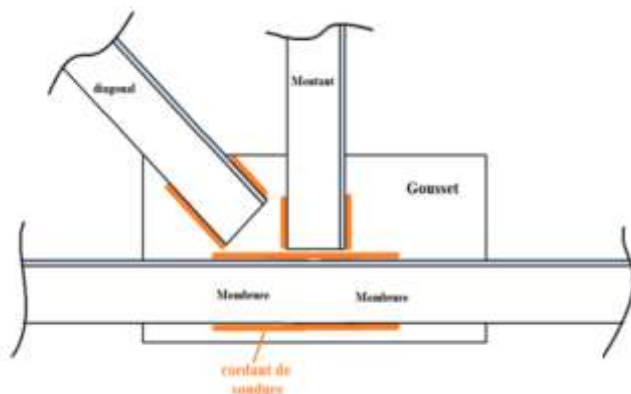


Figure III-1 : Détail assemblage Gousset-éléments de la ferme

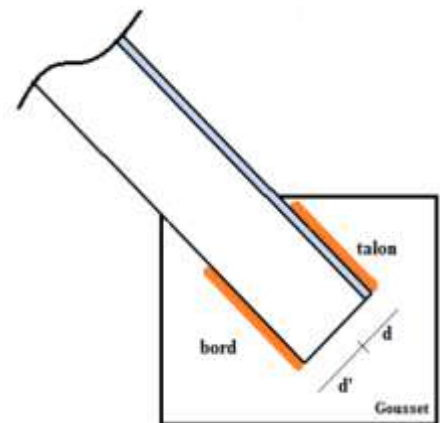


Figure III-2 : Longueurs de soudures

Tableau III-3 : Gorges moyenne de la soudure

(Annexe 1)

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants	Montants de rive
t_{max} (mm)	8	8	6	6	10
a (mm)	$2.75mm \leq a \leq 7mm$	$2.75mm \leq a \leq 7mm$	$2.75mm \leq a \leq 7mm$	$2.75mm \leq a \leq 7mm$	$2.75mm \leq a \leq 7mm$

Les longueurs de soudure sont calculées comme suit:

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

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

- $\frac{N}{2}$: effort repris par chaque cornière
- γ_{m0} : Coefficient de sécurité. $\gamma_{m0} = 1.25$
- β_w : Coefficient de corrélation. $\beta_w = 0.8$
- a : Gorge de la soudure.
- f_u : Résistance limite de rupture. $f_u = 360$ (Acier S235)
- d : Distance du centre de gravité au talon
- d' : Distance du centre de gravité au bord

Tableau III -4: dimension des cordons de soudure

Elément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorge (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L _{talon} (cm)	L _{bord} (cm)	
Membrures supérieures	2L(80 × 8 × 6)	5.73	2.26	9.40	3.67	4
Membrures inférieures	2L(80 × 8 × 6)	5.73	2.26	7	2.80	4
Diagonales	2L(70 × 7 × 6)	5.02	1.97	5.35	2.10	4
Montants	2L(50 × 5 × 6)	3.59	1.40	1.60	0.80	4

III.3 Assemblage poteau – ferme : (HEA200-et 2L(80×80×8)) :**III.3.1 Disposition des boulons :**

Pour des raisons constructives, on change les montants qui sont assemblés aux poteaux par 2L(80 ×80 ×8) .

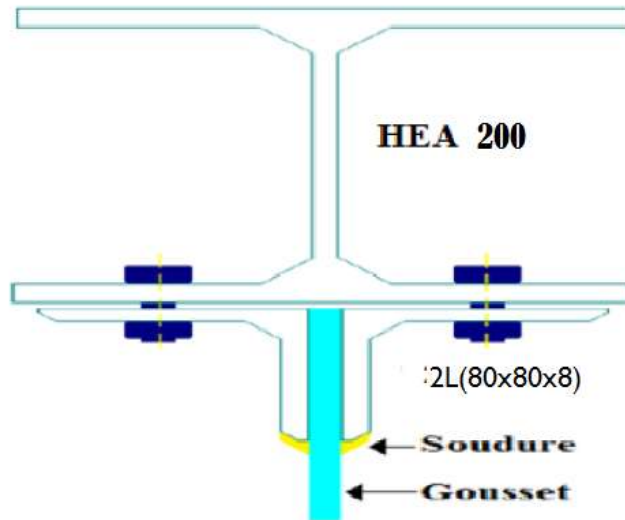


Figure III-3 : Détail assemblage ferme – poteau

L'assemblage sera sollicité par un moment M qui résulte des efforts de tractions dans les membrures (supérieures, inférieures) ainsi que les diagonales, et un effort tranchant V du à l'effort de traction dans le dernier montant.

On considérera forfaitairement 10 rangés de boulons M20 de classe 10.9 (Boulons HR);
 $d_0 = 22\text{mm}$, 2L (80x8) $t=8\text{mm}$, de longueur = 160cm.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 < e_2 \end{array} \right. \quad \text{D'où} \quad \left\{ \begin{array}{l} 26.4\text{mm} \leq e_1 \leq 96\text{mm} \\ 48.4\text{mm} \leq p_1 \leq 112\text{mm} \\ e_2 > 33\text{mm} \end{array} \right.$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = 60\text{mm} \\ p_1 = 80\text{mm} \\ e_2 = 40\text{mm} \end{array} \right.$$

❖ L'ELU : CAS (G + 1.5 W)

$$\begin{cases} M_u = 36.17 \text{ KN.m} \\ V_u = 69.24 \text{ KN} \end{cases}$$

Les 5 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^5 d_i^2}$$

d_i : La distance des boulons tendus au centre de gravité de la membrure inferieur

$$\begin{cases} d_1 = 160 - e1 = 154 \text{ cm} \\ d_2 = 154 - p1 = 146 \text{ cm} \\ d_3 = 146 - p1 = 138 \text{ cm} \\ d_4 = 138 - p1 = 130 \text{ cm} \\ d_5 = 130 - p1 = 122 \text{ cm} \end{cases}$$

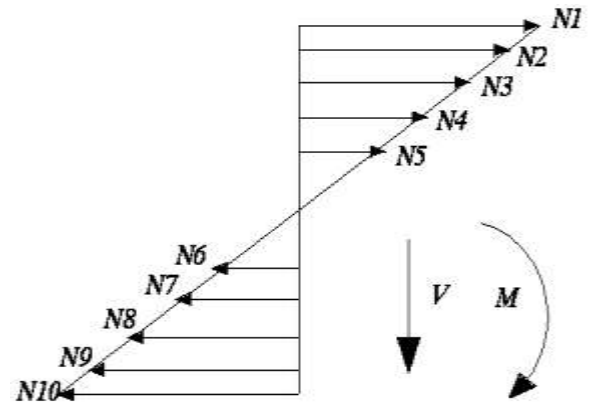


Figure III-4: Distribution des efforts

$$N_1 = \frac{36.17 \times 1.54}{1.54^2 + 1.46^2 + 1.38^2 + 1.3^2 + 1.22^2} = 5.81$$

$N_1 = 2.905 \text{ KN}$ Effort de traction sur le boulon le plus sollicité.

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \times p}$$

- n : Nombre de boulons
- p : Nombre de plans de cisaillement

$$V_{sd} = \frac{69.24}{20 \times 1} = 3.46 \text{ KN}$$

III.3.2 Vérifications :**III.3.2.1 Vérification des boulons soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction :**

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit:

$$F_{s,Rd} = K_s n \mu (F_{p,cd} - 0.8F_{t,sd}) / \gamma_{ms}$$

$$F_{p,cd} = 0.7f_{ub} A_s$$

- $F_{p,cd}$: Effort de précontrainte
- f_{ub} : Résistance ultime du boulon de classe 10.9 (haute résistance) $f_{ub} = 1000\text{MPa}$
- A_s : Section résistante de la partie filetée.
- γ_{ms} : Coefficient de sécurité, $\gamma_{ms} = 1.25$
- K_s : Facteur de forme ; trous nominaux $K_s=1$
- n : Nombre de plan de contact $n = 1$
- μ : Coefficient de frottement surface brossée $\mu = 0.3$

$$F_{s,Rd} : 1 \times 1 \times 0.3 \times ((0.7 \times 1000 \times 245) - 0.8 \times 2.905) / 1.25$$

$$F_{s,Rd} = 41.195 \text{ KN} \geq V_{sd} = 3.46$$

Condition vérifiée

III.3.2.2 Vérification de l'assemblage long :

La résistance au cisaillement V_{Rd} doit être minorée par un coefficient B_{Lf} si la distance L_j entre les centres des éléments d'attache situés aux extrémités, mesurée dans la direction de la transmission des efforts est supérieur à $15d$, d étant le diamètre nominal des boulons.

La longueur de l'assemblage est

$$L_j = 1600 - (2 \times 60) = 1480\text{mm} \quad , \quad 15 \times d = 15 \times 22 = 330\text{mm}$$

$$L_j = 1480 \text{ mm} > 15 \times d = 330\text{mm} \quad \Rightarrow \text{Assemblage long}$$

D'où l'effort résistant V_{Rd} sera réduit avec un coefficient B_{Lf}

$$B_{Lf} = 1 - \left(\frac{L_j - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{1480 - 330}{200 \times 22} \right) = 0.26$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 0.26 \times 41.195 = 10.71 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = 0.5f_{ub} A_s / \gamma_{mb}$$

$$V_{Rd} = 0.5 \times 100 \times \frac{245}{1.25} = 98\text{KN}$$

$$V_{Rd} = 98\text{KN} > V_{sd} = 10.71 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

III.3.2.3 Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0.6\pi d_m t_p f_u / \gamma_{mb}$$

d_m : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon

$$M20 \Rightarrow d_m = 32.4mm$$

- t_p : L'épaisseur de la cornière $t_p = 6mm$
- f_u : La limite de rupture, $f_u = 360MPa$

$$F_{t,sd} = 2.905KN$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \times \pi \times 32.4 \times 6 \times \frac{360}{1.25} = 105.47KN$$

$$F_{t,sd} = 2.905 KN < B_{p,Rd} = 105.47KN$$

Condition vérifiée

III.3.2.4 Vérification à La pression diamétrale :

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$V_{sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u d t_p / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = 0.90$$

$$F_{b,Rd} = 86.40KN$$

$$V_{sd} = 10.71KN < F_{b,Rd} = 86.40KN$$

Condition vérifiée

III.4 Assemblage des deux éléments de la ferme :

III.4.1 Détail d'assemblage du couvre joint :

Afin de faciliter le transport, ainsi que le montage (assemblage) sur chantier des fermes, on devra diviser cette dernière en trois éléments comme montré sur la figure ci-après : (Figure III - 5)

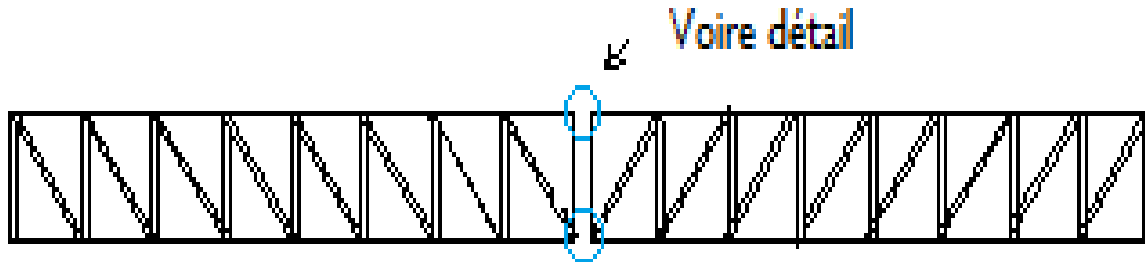


Figure III - 5 : Assemblage des deux tronçons de la ferme

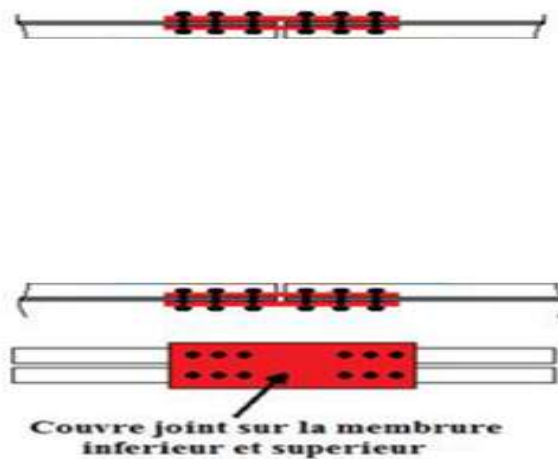


Figure III-6 : Détail d'assemblage les deux tronçons de la ferme

Cet assemblage sera sollicité par un moment en travée qui résulte des efforts normaux dans les barres, qui se réduit par la suite a un effort de cisaillement dans les boulons.

On considérera forfaitairement 6 rangés de boulons M12 de classe 6.8 .

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \quad \begin{cases} 15.6mm \leq e_1 \leq 96mm \\ 28.6mm \leq p_1 \leq 112mm \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_1 = 60mm \\ p_1 = 70mm \end{cases}$$

❖ L'ELU : CAS (G + 1.5 W)

Le moment est tiré à partir du logiciel **SAP2000** qui vaut :

$$M_u = 135.25 \text{ KN.m}$$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir G + 1,5 W. Le couvre joint sera sollicité à un effort de traction qui vaut :

Les 6 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_{max} = \frac{M_{max}}{h} = \frac{135.25}{1.6} = 84.53 \text{ KN}$$

D'où l'effort repris par chaque boulon est calculé comme suite :

$$F_{v,sd} = \frac{N_{max}}{n \times p} = \frac{84.53}{12 \times 2} = 3.52 \text{ KN}$$

III.4.2 Vérifications :**III .4.2.1 Vérification de l'assemblage long :**

La longueur du couvre joint est 625mm

La longueur de l'assemblage est : $L_j = 625 - (2 \times 60) = 505 \text{ mm}$

$$15 \times d = 15 \times 12 = 180 \text{ mm}$$

$$L_j = 505 \text{ mm} > 15 \times d = 180 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Assemblage long}$$

D'où l'effort résistant V_{Rd} sera réduit avec un coefficient B_{Lf}

$$B_{Lf} = 1 - \left(\frac{L_j - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{505 - 180}{200 \times 12} \right) = 0.86$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 0.86 \times 3.52 = 3.02 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = 0.5 f_{ub} A_s / \gamma_{mb}$$

$$V_{Rd} = 0.5 \times 600 \times \frac{84.3}{1.25} = 20.23 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = 20.23 \text{ KN} > V_{sd} = 3.02 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Donc : il n'y a aucun risque de rupture des boulons par cisaillement

III.4.2.2 Vérification à La pression diamétrale :

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$V_{sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u dt_p / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = 1, f_u = 360, d = 12 \text{ et } t_p = 8$$

$$F_{b,Rd} = 96.120 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 3.02 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 96.120 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

III.4.2.3 Rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9A_{nette} f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{nette} = 2(A_1 + \zeta A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (120 - 13) \times 8 = 856 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1$$

$$A_2 = 2750 - (13 \times 8) - 856$$

$$A_2 = 1998 \text{ mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 856}{3 \times 856 + 1998} = 0.562$$

$$A_{nette} = 2(856 + 0.562 \times 1998)$$

$$A_{nette} = 3813.986 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 3813.986 \times 10^{-3} \times \frac{360}{1.25} = 988.329 \text{ KN}$$

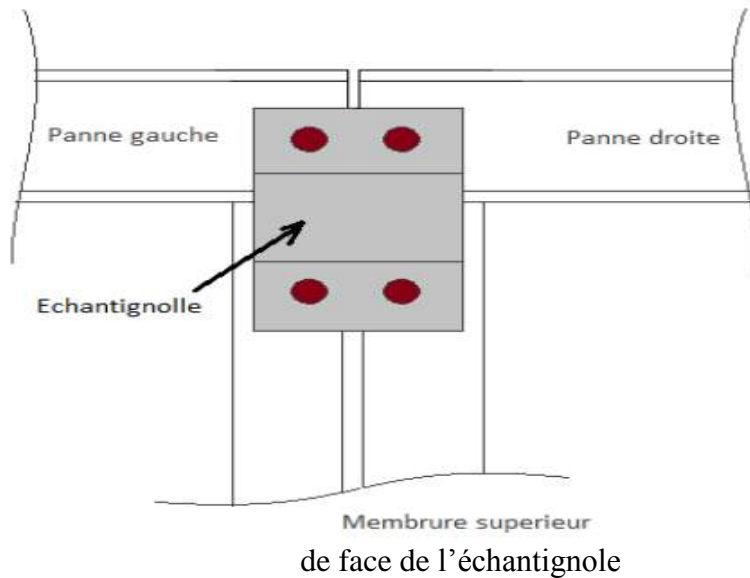
$$N_{u,Rd} = 988.329 \text{ KN} > F_{v,sd} = 135.25 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

III .5 Assemblage de l' chantignolle :

III.5.1 Assemblage de la panne sur l' chantignolle :

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_{wz}/2$ (chaque boulon reprend une seul panne). Voir schéma statique de l'échantignolle (**Figure II.6 chapitre II**).



FigureIII-7: Vue

de face de l'échantignolle

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation. Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub}=600$ MPA

R_{vz} max = **6.76 KN** est l'effort due au vent (voir évaluation des charges chapitre II du calcul de l'échantignolle)

$$N_{u,Rd} = \frac{0.5 A_s F_u}{\gamma_{mb}} = 0.5 \times 84.5 \times \frac{600}{1.25} = 20.28 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = 20.28 \text{ KN} > \frac{6.76}{2} = 3.38 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée

III.5.2 Assemblage de l' chantignolle sur la membrure :

Dans ce cas la, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_z = - 6.76 \text{ KN}$$

$$V_y = 0.074 \text{ KN}$$

Soit des boulons ordinaires M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600$ MPa

Il faut vérifiée que :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 F_{t,rd}} \leq 1$$

$$F_{t,sd} \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 A_s F_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 84.5 \times 600}{1.25} = 36.50 \text{ KN}$$

$$f_{v,Rd} = \frac{0.5 A_s F_u}{\gamma_{mb}} = 0.5 \times 84.5 \times \frac{600}{1.25} = 20.28 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{0.037}{20.28} + \frac{3.38}{1.4 \times 36.50} \right) = 0.061 < 1$$

$$3.38 \text{ KN} < 36.50 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée

III.6 Pré dimensionnement du gousset :

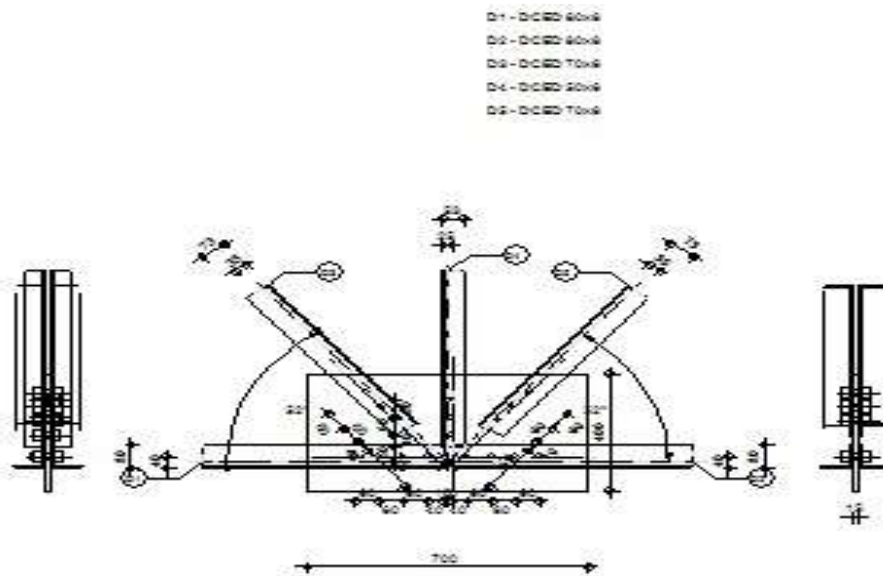


Figure III-8 : Vue de l'assemblage de gousset

On considérera forfaitairement 10 rangées de boulons M20 de classe 10.9 (Boulons HR);
 $d_0 = 22 \text{ mm}$, 2L (80×10) $t=80\text{mm}$, de longueur = 100cm.

III.6 Assemblages des palées de stabilité:

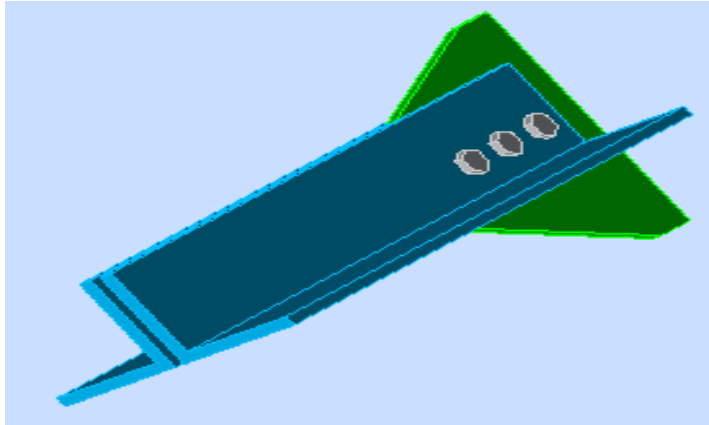
Profilés : Cornière 2L 80 × 80 × 8

L'effort tiré à partir du logiciel ROBOT est :

$$N_{sd} = 297.56 \text{ KN}$$

$$\text{Soit des boulons HR 10.9} \rightarrow \begin{cases} f_{ub} = 1000 \\ f_{yb} = 900 \end{cases}$$

L'épaisseur du gousset $a = 10\text{mm}$

II.6 .1 Dimensionnement de l'assemblage palée-gousset:**Figure III-9** : Vue de l'assemblage palée-gousset

Distribution de N_{sd} sur les boulons :

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n \times p}$$

$$F_{v,sd} = \frac{297.56}{3 \times 2} = 49.58 \text{KN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5A_s f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

Condition de résistance du boulon au cisaillement :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,sd} \leq \frac{0.5A_s f_{ub}}{\gamma_{mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{v,sd}}{0.5 \times f_{ub}} = \frac{1.25 \times 49.58}{0.5 \times 1000} = 123.96 \text{mm}^2$$

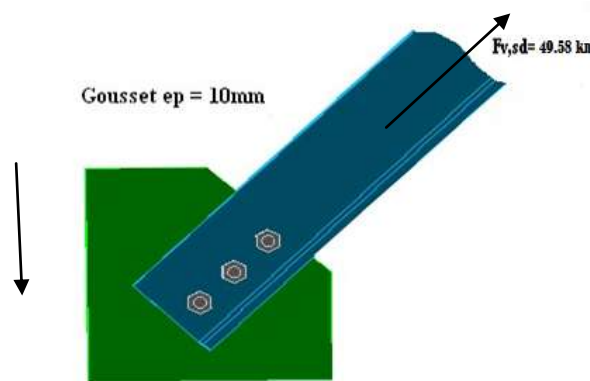
$$A_s \geq 123.96 \text{mm}^2$$

On adopte des boulons de type M16 avec $A_s = 157 \text{mm}^2$

III.6.2 Vérifications :**III.6.2.1 Vérification de la pression diamétrale:** (Figure III-9)

a) Sur la cornière :

$$F_{v,sd} = 49.58 \text{ KN}$$

**Figure III-10 :** Détail de l'assemblage gousset-palée

Il faut vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u dt_p / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \alpha = 1$$

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \\ 2.2d_0 \leq p_1 \\ 1.5d_0 < e_2 \end{cases} \quad \begin{cases} 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \\ 39.6 \text{ mm} \leq p_1 \\ e_2 > 27 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_1 = 60 \text{ mm} \\ p_1 = 80 \text{ mm} \\ e_2 = 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 1 \times 360 \times 16 \times \frac{12}{1.25} = 138.24 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 49.58 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 138.24 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

b) Sur le gousset :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u dt_p / \gamma_{mb}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{297.56}{3} = 99.18KN$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 1 \times 360 \times 16 \times \frac{10}{1.25} = 115.20KN$$

$$F_{v,sd} = 99.18KN < F_{b,Rd} = 115.20KN$$

Condition vérifiée

c) Rupture de la section nette de la cornière :

$$N_{u,Rd} = 0.9A_{nette} f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{nette} = 2(A_1 + \zeta A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (60 - 18) \times 6 = 252 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1$$

$$A_2 = 2750 - (18 \times 12) - 1224$$

$$A_2 = 1310 \text{ mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 1224}{3 \times 1224 + 1310} = 0.737$$

$$A_{nette} = 2(1224 + 0.737 \times 1310)$$

$$A_{nette} = 4378.94 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 4378.94 \times \frac{360}{1.25} = 1135.02KN$$

$$N_{u,Rd} = 1135.02KN > F_{v,sd} = 285.13KN$$

Condition vérifiée

III.7 Assemblage poutre au vent

III.7.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales [70 × 70 × 6] les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N = 105.57 \text{ KN}$$

On utilise des boulons ordinaires M20 de classe 10.9 et $d_0 = 22$ et $A_s = 245 \text{ mm}^2$ et $F_{ub} = 1000 \text{ (N/mm)}$ soumis au cisaillement d'où

$$f_{v,Rd} = \frac{0.5 A_s F_u}{\gamma_m 2}$$

$$f_{v,Rd} = \frac{0.5 \times 245 \times 1000}{1.25} = 98 \text{ KN}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est : $F_{v,Sd} = \frac{N}{n \times p}$

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd} \implies n \geq \frac{N}{f_{v,Rd}} = \frac{105.57}{98} = 1.07$$

$n \geq 1.07$ boulons et on prend $n = 2$ boulons

III.7.1.1 Disposition des boulons:

$\left\{ \begin{array}{l} E1 \geq 1.2 d_0 \\ E2 \geq 1.5 d_0 \\ P1 \geq 2.2 d_0 \end{array} \right.$		$\left\{ \begin{array}{l} E1 \geq 26.4 \text{ mm} \\ E2 \geq 30 \text{ mm} \\ P1 \geq 48.4 \text{ mm} \end{array} \right.$
<p>ou :</p> $\left\{ \begin{array}{l} E1 = 35 \text{ mm} \\ E2 = 40 \text{ mm} \\ P1 = 60 \text{ mm} \end{array} \right.$		

III.7.1.2 Vérifications

a) - Pression diamétrale :

$$F_{p,Rd} = 2.5 \times \alpha \times d_m \times T \times (f_u / \gamma_m 2)$$

$$\alpha = \min (e1/3d_0 , (p1/3d_0) - (1/4) , f_{ub}/f_u , 1) = 0.53$$

$$F_{p,Rd} = 2.5 \times 0.53 \times 32.4 \times 6 \times 360 / 1.25 = 74.181 \text{ KN}$$

$$F_{p,Rd} = 74.181 \text{ KN}$$

$$F_{v,Sd} = 52.785 \text{ KN}$$

$$F_{v,Sd} = 52.785 \leq F_{p,Rd} = 74.181$$

Condition Vérifiée

b) - Rupture de la section nette :

$$N_{u,rd} = 0.9 A_{nette} f_u / \gamma_m$$

$$A_{nette} = 2 (A_1 + \zeta A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (85 - 22) \times 8 = 504 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1880 - (22 \times 8) - 504 = 1200 \text{ mm}^2$$

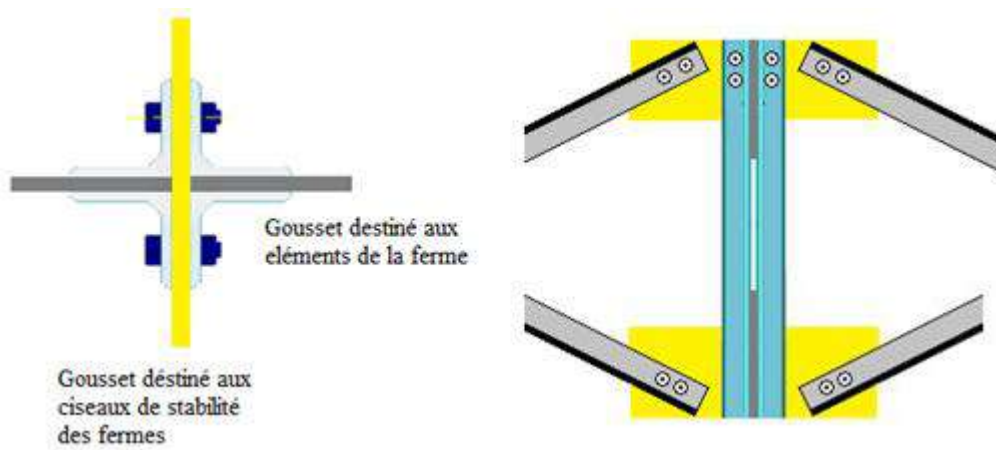
$$\zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0.557$$

$$A_{nette} = 2 (A_1 + \zeta A_2) = 2 (504 + (0.557 \times 1200))$$

$$A_{nette} = 2344.80 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,rd} = 0.9 \times 2344.80 \times 360 / 1.25$$

$$N_{u,rd} = 607.77 \text{ KN} \geq F_{v,Sd} = 52.785 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée**III.8 Assemblages des ciseaux de stabilité des fermes :****Figure
III-11:**

Détail de l'assemblage des ciseaux de stabilité des fermes

III.8.1 Dimensionnement de l'assemblage :

Les barres constituées de 2L (40×40×4), sont soumises uniquement aux efforts de traction ou compression, se qui se traduit en effort de cisaillement dans les boulons.

$$N_{max} = 29.705 \text{ KN}$$

On utilisera des boulons ordinaires M10 de classe 5.8 a fin de réaliser une articulation.

$$F_{ub} = 500 \text{ Mpa}$$

$$\text{Boulons M10 } A_s = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,rd} = 0.5 \times A_s \times F_{ub} / \gamma_{m2}$$

$$F_{v,rd} = 0.5 \times 0.58 \times 50 / 1.25 = 11,6 \text{ N}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est: $F_v = \frac{N}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante :

$$F_v \leq F_{s,rd} \rightarrow n = \frac{N}{F_{v,rd} \times p} = \frac{29.705}{11.6 \times 2} = 1.28$$

Soit $n=2$ Boulons. Donc on opte pour un gousset de 10 mm et 2 boulons M10 de classe 5.8

III.8.2 Disposition des boulons:

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{max} \end{cases} \quad \begin{cases} e_2 \geq 1.5d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{max} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p_1 \geq 2.2d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{max} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} e_1 = 30\text{mm} \\ e_2 = 30\text{mm} \\ p_1 = 40\text{mm} \end{cases}$$

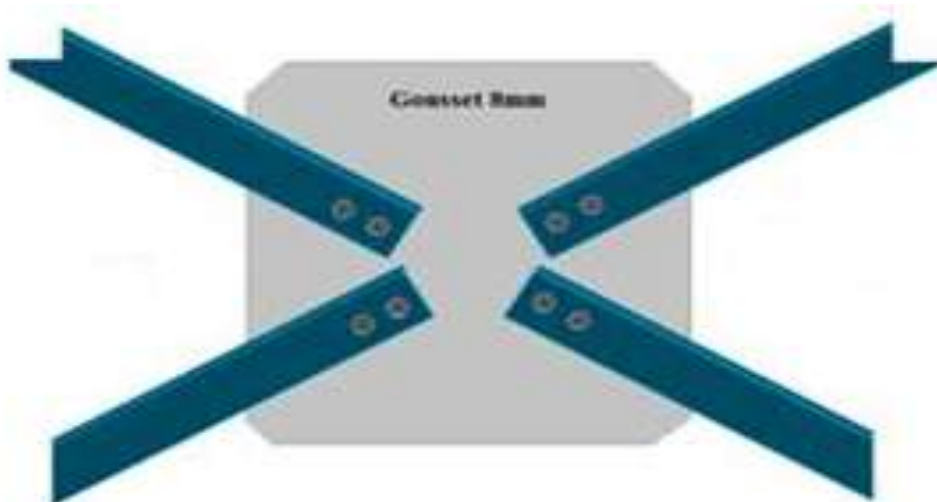


Figure III-12 :Assemblages des ciseaux entre les fermes

III.8.3 Vérifications**a) - Pression diamétrale :**

$$F_{p,rd} = 2.5 \times \alpha \times d_m \times T \times (f_u / \gamma_m 2)$$

$$\alpha = \min (e_1/3d_0, (p_1/3d_0) - (1/4), f_{ub}/f_u, 1) = 0.90$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 0.90 \times 18.3 \times 6 \times 360 / 1.25 = 71.150 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 71.150 \text{ KN}$$

$$F_{v,Sd} = 29.905 / 4 \text{ KN}$$

$$F_{v,Sd} = 7.47 \leq F_{p,rd} = 71.150$$

Condition Vérifiée**b) - Rupture de la section nette :**

$$N_{u,rd} = 0.9 A_{nette} f_u / \gamma_m 2$$

$$A_{nette} = 2 (A_1 + \zeta A_2)$$

$$A_1 = (1 - d_0) \times e = (35 - 11) \times 3 = 72 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1200 - (11 \times 3) - 72 = 1095 \text{ mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0.164$$

$$A_{nette} = 2 (A_1 + \zeta A_2) = 2 (72 + (0.164 \times 1095))$$

$$A_{nette} = 503.16 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,rd} = 0.9 \times 503.16 \times 360 / 1.25$$

$$N_{u,rd} = 130.419 \text{ KN} \geq F_{v,Sd} = 7.47 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée**III.9 Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme :**

$$\text{On doit vérifier } \frac{F_{v,Sd}}{2} \leq \alpha \times 1 \times \frac{f_u / \sqrt{3}}{\gamma_m 2 \times B_w}$$

$$\text{Avec } F_{v,sd} = 233.628 \text{ KN}$$

III.9.1 Pré dimensionnement de la gorge :L'épaisseur de la cornière $t_f = 7$ mmL'épaisseur du gousset $t_g = 10$ mmL'épaisseur la plus mince est : $t = 7$ mm $2.5 \text{ mm} \leq a \leq 6 \text{ mm}$ $a = 5$ mm**III.9.2 Calcul de la longueur du cordon :**

$$L \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{m2} \times B_w}{2 \times a \times f_u / \sqrt{3}}$$

 $\gamma_{m2} = 1.25$, $B_w = 0.8$, $f_u = 360 \text{ Mpa}$, $a = 5$ mm , $F_{v,sd} = 233.268 \text{ KN}$ $l \geq 143$ mm $l = 150$ mmon opte pour $l = 15$ cm**III.10 Assemblage de la ferme sur le poteau en béton****III.10.1 Introduction :**

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas on a deux types de pieds à calculer, les poteaux (HEA200) qui sont encastrés et des potelets qui sont articulés à leurs bases.

III.10.2 Pieds de poteaux encastrés (HEA200):

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous

Tableau III-5: Les sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

combinaison	N(KN)	My (KN.m)	Vy (KN)	Mz (KN.m)	Vz (KN)
1.35G+1.5Q	51.87	21.87	0.436	0.609	69.24

III.10.2.1 Dimensionnement des tiges d'ancrages: (Figure III-12)

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 51.87 \text{ KN}$$

hp : la hauteur de la section HEA160 hp = 160 mm.

bp : la largeur de la section HEA160 bp = 200 mm.

c : le débord, donné par : $c = (100 \text{ à } 150)$ mm, on prend : $c = 100$ mm.d'où : $a = h + 2c = 360$ mm $b = bp + 2c = 200 + 2 \times 100 = 400$ mmSoit $e_1 = e_2 = 60$ mm.

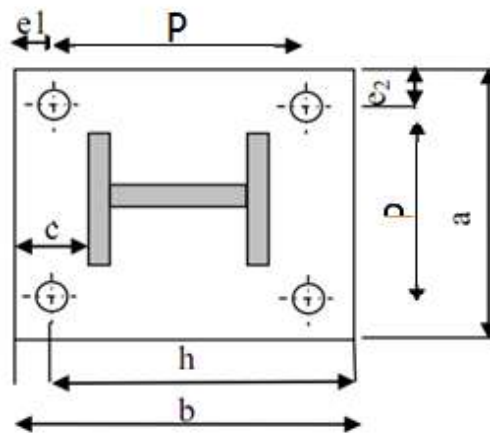


Figure III-13 : dispositions constructives

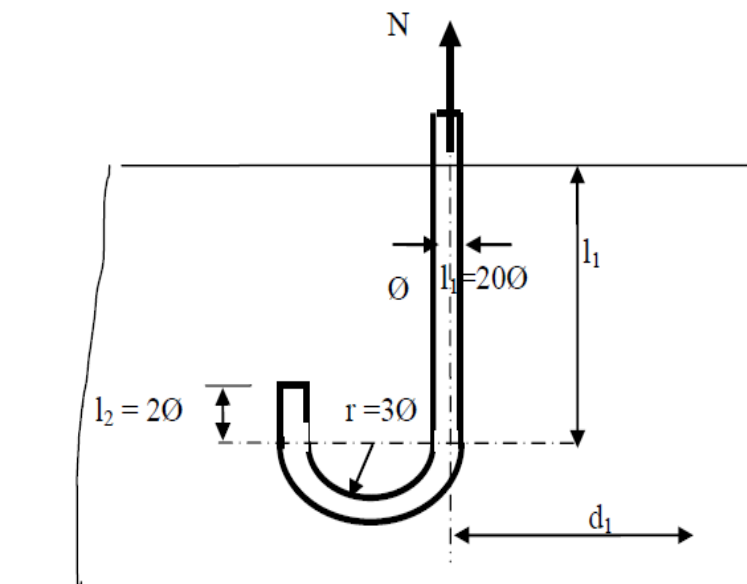


Figure III-14: Tige d'encrage du pied du poteau.

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction N_a

$$N_{st} = \frac{Nt}{n} = \frac{51.87}{4} = 12.96 \text{ KN}$$

Avec :

- N_{st} : effort sollicitant de traction.
- n : nombre de tiges.
- N_a : effort normal résistant d'une tige (**effort de scellement**).

L'ancrage est réalisé par 4 tiges

$$\frac{Fy}{4} \leq \frac{\pi \phi^2}{4} Fy \implies \phi \geq \sqrt{\frac{Nt}{\pi 4}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{51.87}{3.14 \times 23.5}} = 0.83$$

Donc : $\phi \geq 9 \text{ mm}$

Soit des tiges d'ancrages de 12 mm de diamètre.

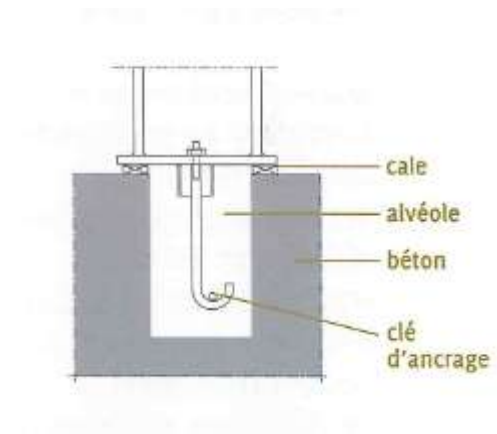


Figure III – 15 : Réservation dans béton

III.9.2 Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

- g_c : c'est le dosage en ciment du béton = 350 KG/m³

$$r = 3\varphi$$

$$l_2 = 2\varphi$$

$$l_1 = 20\varphi$$

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$\implies N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{1.2}{\left(1 + \frac{1.2}{5} \right)^2} (24 + 23.04 + 8.4)$$

$$N_a = 14.92 \text{ KN} \geq 12.96 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée

III.10.2.2 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{21.87}{51.87} = 0.42 \text{ m}$$

$$h = 1.60 \text{ m} \rightarrow \frac{h}{6} = 0.26 \text{ m}$$

$e > \frac{h}{6} \implies$ L'effort normal se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

- **La position de l'axe neutre élastique :**

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + \frac{6 \times A \times n \times l \times h'}{b} - \frac{6 \times A \times n \times l \times h}{b} = 0$$

Avec :

$$A = 3.078 \text{ cm}^2$$

$$l = 840 \text{ mm}$$

$$h = 450 \text{ mm}$$

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow h' = 41.07 \text{ cm}$$

- **Vérification vis-à-vis du risque de l'écrasement du béton :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_b \leq f_{bc}$$

Avec :

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times N_{sd} \times l}{h' \left(h - \frac{h'}{3} \right) b}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 51.87 \times 10^3 \times 840}{410.7 \left(450 - \frac{410.7}{3} \right) 890} = 5.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.41 \text{ MPa} \leq f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des tiges tendues :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_a \leq \frac{f_e}{\gamma_s} = 204.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)}$$

$$\sigma_a = \frac{51.87 \times 10^3}{3.078 \times 10^2} \times \frac{840 - 890 + \frac{410.7}{3}}{\left(890 - \frac{410.7}{3}\right)}$$

$$\sigma_a = 52.17 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

III.10.2.3 Dimensionnement de l'épaisseur

de la platine:

Vérification dans la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes

situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont

$$M1 = 2.4 \times 5 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3}$$

$$M1 = 0.06 \text{ KN/m}$$

$$M2 = (5 \times 1.6/2) \times 10/3 \times 10^{-3}$$

$$M2 = 0.013 \text{ KN /m}$$

$$M = M1 - M2$$

$$M = 0.047 \text{ KN}$$

- Le module d'inertie de la platine pour

$$b = 1 \text{ cm}$$

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{bt^3}{12}\right)}{t/2} = \frac{bt^2}{6}$$

la contrainte de flexion dans la section est :

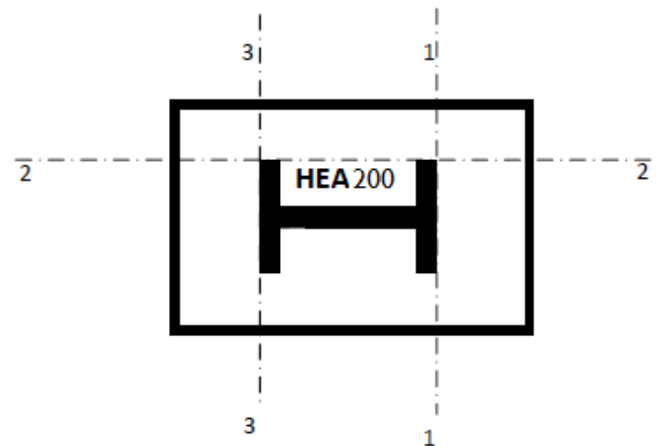


Figure III-16 : les lignes de ruptures

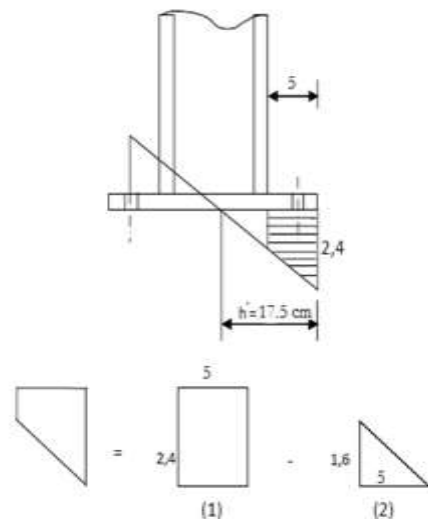


Figure III-17 : Vérification dans la section 1-1

$$\frac{M}{W_{el}} \leq F_y \quad \Rightarrow \quad t \geq \sqrt{\frac{0.047 \times 6}{0.01 \times 23.5}} \quad \Rightarrow \quad = 1.095 \text{ cm}$$

$$t \geq 1.095 \text{ cm}$$

Vérification dans la section 2-2:

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M1 = 2.4 \times 5 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3}$$

$$M1 = 0.06 \text{ KN/m}$$

$$D' \text{ ou } : t \geq \sqrt{\frac{0.06 \times 6}{0.01 \times 23.5}} = 1.237 \text{ cm}$$

$$t \geq 1.237 \text{ cm}$$

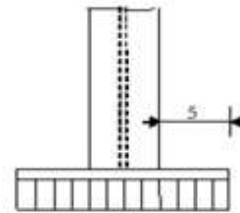


Figure III-18 : Vérification de la section 2-2

Vérification dans la section 3-3:

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.05 \times T$

$$T = A \sigma_b = 3.078 \times 5.41 = 16.65 \text{ KN}$$

$$M = 0.05 \times 16.65 = 0.83$$

$$W_{el} = 45 t^2 / 6$$

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq F_y$$

$$t \geq \sqrt{\frac{0.83 \times 6}{45 \times 23.5}} = 0.06 \text{ cm}$$

$$t \geq 0.06 \text{ cm}$$

$$t = \max(t_j)$$

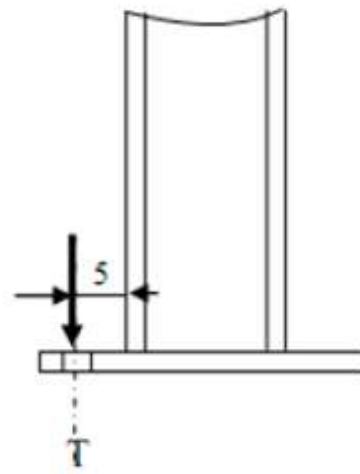


Figure III-19: Vérification de la section 3-3

Donc pour cet assemblage on adopte une platine d'épaisseur $T = 15 \text{ mm}$

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a dimensionné les différents assemblages choisis pour les éléments de la structure.

PARTIE B
BLOC DE BETON

CHAPITRE I :
PRE DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS

CHAPITRE I PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

I. Pré dimensionnement des poutres et des poteaux :

I.1. Les poutres :

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \geq H \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

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

• Vérification :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} B \geq 20\text{cm} \\ H \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA 99V 2003}$$

A. Les poutres principales :

Tableau I.1 : Pré dimensionnement des poutres principales

					Condition du RPA99/2003						
	Lmax(m)	H(cm)	B(cm)	H/B	$H \geq 30\text{cm}$	$B \geq 20\text{cm}$	$H/B \leq 4$	observation			
Bloc (01)	06	50	30	1,66							<i>Vérifiée</i>
Bloc (02)	06,75	55	30	1,57							<i>Vérifiée</i>

Donc on adopte pour les poutres principales les sections suivantes :

- Bloc (01) : poutre (B × H) = 30 × 50 cm²
- Bloc (02) : poutre (B × H) = 30 × 55 cm²

B. Les poutres secondaires:

Tableau I.2 : Pré dimensionnement des poutres secondaires

					Condition du RPA99/2003						
	Lmax(m)	H(cm)	B(cm)	H/B	$H \geq 30\text{cm}$	$B \geq 20\text{cm}$	$H/B \leq 4$	observation			
Bloc (01)	5	40	30	1,33							<i>Vérifiée</i>
Bloc (02)	5,75	45	30	1,50							<i>Vérifiée</i>

CHAPITRE I PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Donc on adopte pour les poutres secondaires les sections suivantes :

- Bloc (01) : poutre (B × H) = 30 × 40 cm²
- Bloc (02) : poutre (B × H) = 30 × 45 cm²

I.2. Les poteaux :

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

Les calculs seront menés pour un poteau qui reprend les grandes surfaces pour les poteaux circulaires le diamètre D

est :

$$D \geq h_e/15$$

RPA 99 v 2003

H_e : la hauteur libre de portique

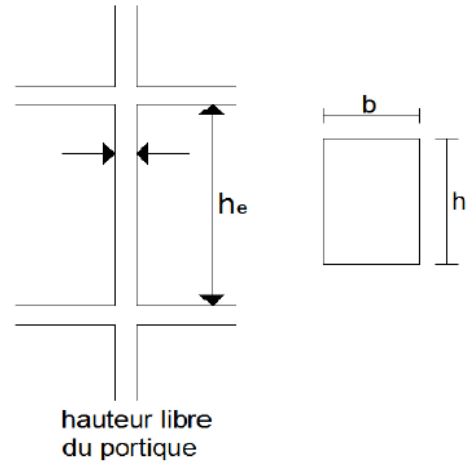


figure I.1 : Coffrage des poteaux

On adopte préalablement la section des poteaux :

Tableau I.3 : dimensions adoptées

	h _e (m)	Diamètre choisi (cm)
Bloc (01)	6.35	50
Bloc (02)	3.75	30

- **Descente de charge :**

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

- **Vérification des poteaux :**

On calcule les efforts maximum :

$$G_{pl} = G \times S_{aff}$$

CHAPITRE I PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$G_{pp} = L \times H \times B \times 25$$

$$G_{ps} = L \times H \times B \times 25$$

$$Q = Q \times S_{aff}$$

$$Nu = 1.35 G + 1.5 Q$$

Bloc 01

$$G_{total} = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} = 105.23 + 18.18 + 13.875 = 137.285 \text{ KN}$$

$$Q_{total} = 3.5 \times 22.43 = 78.5 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

$$Nu = 223.725 \text{ KN}$$

Bloc 02

$$G_{total} = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} = 123.1 + 22.69 + 15.95 = 161.74 \text{ KN}$$

$$Q_{total} = 3.5 \times 26.125 = 91.43 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

$$Nu = 355.49 \text{ KN}$$

D- Vérification à la compression simple :

Bloc 01

$$\frac{Nu}{B} \leq 0.6 f_{c28} \quad \text{avec B la section du béton}$$

$$B \geq \frac{Nu}{0.6 f_{c28}} \implies B \geq \frac{223.72 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.0149 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc on a } B = 0.196 \text{ m}^2 > 0.0149 \text{ m}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Bloc 02

$$\frac{Nu}{B} \leq 0.6 f_{c28} \quad \text{avec B la section du béton}$$

$$B \geq \frac{Nu}{0.6 f_{c28}} \implies B \geq \frac{355.49 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.0236 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc on a } B = 0.0706 \text{ m}^2 > 0.0236 \text{ m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

E- Vérification au flambement :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e \times A_s}{B \times \gamma_s} \right]}$$

Br : Section réduite du béton.

As : Section des armatures.

CHAPITRE I PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

α : coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \implies 0 \leq \lambda \leq 50$$

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

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0.7L_0$

L_0 : Longueur du poteau

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

I : Moment d'inertie $I = \frac{\pi \times D^4}{64}$ (Section séculaire)

Tableau I.4 : vérification au flambement

	l_0	l_f	B(m ²)	I(m ⁴)	i(m ⁴)	λ	α	Br(m ²)
Bloc 01	6.85	4.79	0.196	3.07×10^{-3}	0.125	38.36	0.69	0.181
Bloc 02	4.25	2.97	0.0706	3.97×10^{-4}	0.075	39.66	0.676	0.062

* Bloc (01) : Br = 0.181 > 0.0145

* Bloc (02) : Br = 0.062 > 0.0339

Il n'y a aucun risque de flambement des poteaux

I.3. Dimensions adoptées :

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

- Bloc (B1) : Poteaux circulaires de diamètre de 50
- Bloc (B2) : Poteaux circulaires de diamètre de 30

Conclusion :

Ce chapitre s'est étalé sur le pré dimensionnement des éléments structuraux à savoir le plancher, les poteaux et les poutres.

CHAPITRE II :
FERRAILLAGE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

II-1 Pré dimensionnement du plancher :**II-1-1 Introduction :**

Un plancher est une aire généralement plane qui a trois fonctions principales :

- Limiter les étages
- Supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation
- L'isolation thermique et phonique.

On distingue deux types de planchers :

- Plancher à corps creux
- Plancher en dalle pleine en béton armé

Pour la partie en béton armé de notre projet, on opte pour un plancher à corps creux.

II-1-2 Plancher à corps creux

Ce type de plancher, est généralement utilisé dans les bâtiments de faibles surcharges d'exploitation tel que les habitations, les bâtiments de bureaux, les hôpitaux ...etc.

Un plancher à corps creux est constitué d'hourdis creux, qui ne sont que des éléments de remplissage et qui ne jouent aucun rôle de résistance. Les parois latérales et supérieures de l'hourdis constituent un coffrage pour les poutrelles qui forment la partie résistante du plancher et à la dalle de compression coulée sur toute la surface du plancher qui répartie et transmet les différentes charges aux poutrelles.

On définit la hauteur totale d'un plancher à corps creux par :

$$h_t = h_{cc} + h_{ddc}$$

h_{cc} : Hauteur du corps creux

h_{ddc} : Hauteur de la dalle de compression

Selon le **BAEL**

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$$

l_{max} : Longueur maximale dans le sens de disposition des poutrelles

$$l_{max} = 5.7 \text{ m}$$

$$h_t \geq 25 \text{ cm}$$

Donc on opte pour un **20+5**

❖ Charges permanentes :

Etage courant (Plancher corps creux 20+5)

Tableau II.1 : Charges permanentes sur l'étage courant

Charges permanentes sur le plancher à corps creux (étage courant)	
Carrelage (ep=2cm)	0.44 KN /m ²
Chape en mortier de pose (ep=2cm)	0.4KN/M ²
Corps creux + dalle de compression	3.2KN/m ²
Enduit +plâtre (ep=2cm)	0.4KN/m ²
Cloison légère (ep=10cm)	0.9KN/m ²
TOTAL	5.35 KN/m²

Terrasse inaccessible

Tableau II.2 : Charges permanentes sur la terrasse

Charges permanentes sur le plancher à corps creux (terrasse inaccessible)	
Etanchéité multicouches (ep=2cm)	0.12 KN/m ²
Forme de pente (ep=6.5 cm)	0.143 KN/m ²
Isolation thermique (ep=1.5 cm)	0.27 KN/m ²
Corps creux+ dalle de compression (20+5) cm	3.2 KN/m ²
Enduit de plâtre (ep=2cm)	0.4 KN/m ²
TOTAL	4.93 KN/m²

❖ Charge d'exploitation :

✓ Etage courant (Plancher corps creux 20+5) :

$$Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

✓ Terrasse inaccessible

$$Q= 1\text{KN/m}^2$$

II-1-3 : Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T_e en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutre continue semi encastrée elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 20+5cm.

L_x : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

L_y : Distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$$

Soit : $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$$

$L_x = 60 - 10 = 50 \text{ cm}$: distance entre deux nervures Successives.

L_y : la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires

$$L_y = 600 - 50 = 550\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (50/2 ; 550/10)$$

$$b_1 \leq \min (25 ; 55)$$

$$b_1 = 25\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 25 + 10 = 60$$

Soit : $b = 60\text{cm}$

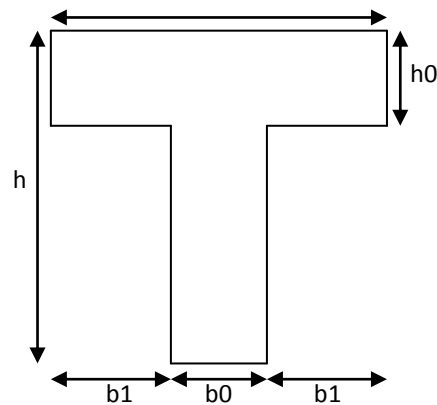


Fig II.1: Schéma d'une poutrelle

❖ Calcul des charges revenant aux poutrelles :

- **Plancher terrasse inaccessible :** $G = 4.93 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 4.93 + 1.5 \times 1) \times 0.60 = 4.89 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times b = (4.93 + 1) \times 0.60 = 3.56 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher étage courant :** $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5) \times 0.60 = 7.48 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (5.35 + 3.5) \times 0.60 = 5.31 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul des sollicitations :**- Méthodes de calculs :**

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de CAQUOT

- **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Que le rapport : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- La fissuration est peu nuisible.

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).

- **Condition d'application de la méthode de CAQUOT**

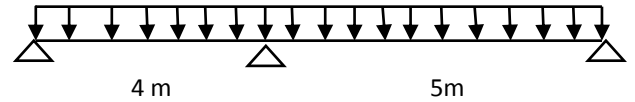
Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquée pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

- **Les différents types des poutrelles**

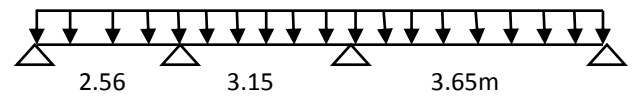
Plancher courant et terrasse inaccessible :

On distingue trois types de poutrelles :

Type 01



Type 02



Type 03

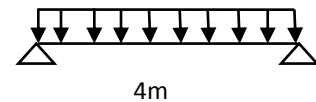


Figure II.2: Schéma des types de poutrelles

- ❖ **Etude des poutrelles :**

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour les trois types de poutrelles.

Donc on utilise la méthode forfaitaire pour la détermination des efforts dans les poutrelles

- **Principe de la méthode forfaitaire :** [BAEL 91]

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges

d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les conditions à vérifiées.

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

✓ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

• **Calcul des efforts :**

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après

Tableau II.3 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 01 du plancher courant

Plancher courant : poutrelle de type 01					
Travée	l_i (m)	M_0	V (KN)	M_i M_{i+1} (KN)	Mt (KN.m)
AB	4	14.96	VA=17.95 VB = - 17.95	$M_A = 2.99$ $M_B = - 8.97$	13.76
BC	5	23.38	VB= 18.7 VC=- 18.7	$M_B = -14.03$ $M_C = 4.68$	21.50

Tableau II.4 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 01 du plancher terrasse

Plancher terrasse: poutrelle de type 01					
Travée	l_i (m)	M_0	V (KN)	M_i M_{i+1} (KN)	Mt (KN.m)
AB	4	9.78	VA= 9.78 VB=-9.78	$M_A = 1.96$ $M_B = -5.87$	6.37
BC	5	15.28	VB=12.23 VC=-12.23	$M_B = 9.17$ $M_C = -3.06$	13

Tableau II.5 : Efforts appliqué sur la poutrelle type 02 du plancher courant

Plancher courant : poutrelle de type 02					
Travée	l_i (m)	M_0	V (KN)	M_i M_{i+1} (KN)	Mt (KN.m)
AB	2.56	6.13	VA = 12.07 VB= - 9.4	$M_A = 1.23$ $M_B = -3.32$	5.95
BC	3.15	9.27	VB= 13 .67 VC= - 12.66	$M_B = -3.32$ $M_C = - 5.03$	5.75
CD	3.65	12.46	VC= 14.18 VD= 16.23	$M_C = - 5.03$ $M_D = 2.7$	12.09

Tableau II.6 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 02 du plancher terrasse

Plancher terrasse : poutrelle de type 02					
Travée	l_i (m)	M_0	V (KN)	M_i M_{i+1} (KN)	Mt (KN.m)
AB	2.56	4.01	VA=7.67 VB=-5.93	$M_A = 0.80$ $M_B = -2.01$	3.61
BC	3.15	6.07	VB= 10 .01 VC=- 9.35	$M_B = -3.04$ $M_C = -3.04$	3.34
CD	3.65	8.14	VC= 9 .53 VD= - 10.87	$M_C = -4.07$ $M_D = 1 .63$	7.33

Tableau II.7 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 03 du plancher courant

Plancher courant : poutrelle de type 03					
Travée	l_i (m)	M_0	V (KN)	M_I M_{i+1} (KN)	Mt (KN.m)
AB	4	14.96	VA = 14.96 VB = -14.96	$M_A = 5.98$ $M_B = 5.98$	12.72

Tableau II.8 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 03 du plancher terrasse

Plancher terrasse : poutrelle de type 03					
Travée	l_i (m)	M_0	V (KN)	M_I M_{i+1} (KN)	Mt (KN.m)
AB	4	9.78	VA = 9.78 VB = - 9.78	$M_A = 3.91$ $M_B = 3.91$	8.31

• **Ferraillage:**

-Type 01 :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

- ✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire (b*h).
- ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

On a: $M_{max}^t = 23.28\text{KN.m}$; $M_{max}^a = -14.03\text{KN.m}$; $V_{max} = - 18.7 \text{ KN}$

✚ **Ferraillage en travée :**

$$M_{max}^t = 23.28\text{KN.m.}$$

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 15.74 \times 10^3 \times 0.60 \times 0.05 \times \left(0.225 - \frac{0.05}{2} \right) = 94.44\text{KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b×h) = (60×25) cm².

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{21.5 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.225 \times 15.74} \Rightarrow \mu = 0.01$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0.186$$

On est en pivot A \Rightarrow pas d'armatures comprimées avec : $\Rightarrow A' = 0$.

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu \alpha b}}{0.8} = 0.013 \quad \frac{dy}{dx}$$

$$Z = dx(1 - 0.4\alpha) = 0.99 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{Z \times f_{st}} = \frac{23.28 \times 10^{-3}}{0.99 \times 348} = 2.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Ferraillage des appuis de rive :

Pour les appuis de rive qu'on ferraille avec : $M'_a = 0.2 M_0 = 4.68 \text{ KN.m}$

$$\mu = 9.79 \times 10^{-3}$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.22 \times 10^{-2}$$

$$\beta = 0.995 \text{ m}$$

$$A = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 1 \text{ HA10} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Appuis intermédiaires :

Au niveau de l'appui la table est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance

\Rightarrow La section étudiée $b_0 \times h$

$$A = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.03 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 0.275} = 0.275 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.244$$

$$\beta = 0.9 \text{ m}$$

$$A = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 3 \text{ HA10} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Tableau II.9 : Ferrailage de la poutrelle type 01 du plancher courant

Plancher courant : Type 01						
	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	β	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$
En travée	21.53	0.01	0.013	0.99	2.77	3HA12= 3.39 cm ²
En appui de rive	4.68	9.79x10 ⁻³	1.22x10 ⁻²	0.995	0.60	1HA10 = 0.78 cm ²
En appui intermédiaire	-14.03	0.176	0.244	0.9	1.99	3HA10= 2.36 cm ²

Tableau II.10 : Ferrailage de la poutrelle type 01 du plancher terrasse

Plancher terrasse : Type 01						
	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	β	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$
En travée	13	0.027	0.034	0.986	1.68	3HA10 A=2.36cm ²
En appui de rive	3.06	0.006	0.008	0.997	0.39	1HA8 A = 0.5 cm ²
En appui intermédiaire	-9.17	0.115	0.036	0.986	1.19	3HA8 A=1.51cm ²

Tableau II.11 : Ferrailage de la poutrelle type 02 du plancher courant

Plancher courant : Type 02						
	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$
En travée	12.09	0.025	0.032	0.987	1.56	3HA10= 2.36
En appui de rive	2.7	0.006	0.008	0.997	0.34	1HA8 A = 0.5 cm ²
En appui intermédiaire	-5.03	0.06	0.08	0.968	0.66	HA12 A=1.51 cm ²

Tableau II.12 : Ferrailage de la poutrelle type 02 du plancher terrasse

Plancher terrasse : Type 02						
	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	β	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
En travée	7.33	0.015	0.018	0.993	0.94	3HA8 A=1.51cm ²
En appui de rive	1.63	0.003	0.004	0.998	0.18	1HA8 A = 0.5 cm ²
En appui intermédiaire	-3.04	0.038	0.048	0.981	0.4	HA10 A=0.79 cm ²

Tableau II.13 : Ferrailage de la poutrelle type 03 du plancher courant

Plancher courant : Type 03						
	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
En travée	12.72	0.027	0.034	0.986	1.64	3HA10= 2.36
En appui de rive	5.98	0.013	0.016	0.993	0.78	1HA10 A = 0.5 cm ²

Tableau II.14 : Ferrailage de la poutrelle type 03 du plancher terrasse

Plancher terrasse : Type 03						
	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
En travée	8.31	0.004	0.005	0.998	1.76	3HA8 A= 2.36
En appui de rive	3.91	0.008	0.01	0.996	0.5	1HA8 A = 0.5 cm ²

Vérification:

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.60 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.77 > A_{\min}$ condition vérifiée.

En appui :

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.99 > A_{\min}$ condition vérifiée .

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6mm.$$

Soit : $A_t = 2 HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$.(Un étrier et une épingle)

• **Calcul de l'espacement :**

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \\ \frac{A \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte: $St = 15 \text{ cm}$.

• **Vérification à l'effort tranchant :**

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min((0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18.7 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.7 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u = 1.7 \leq \tau_u^- = 3.25 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 1.7 \text{ Mpa} \leq \tau_u^- = 3.25 \text{ Mpa}$Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \cdot f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{18.7 \times 10^{-3} \times (\frac{0.6-0.10}{2})}{0.9 \times 0.6 \times 0.18 \times 0.05} = 0.96 \text{ Mpa} < 3.25\text{Mpa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des

appuis :

Appui de rive :

$$\tau_u = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{2.06 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.059 \text{ Mpa} \quad \text{Avec : } A_a = 2.77 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.77 \text{ cm}^2 > 0.059 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

Appui intermédiaire :

$$A_a = [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \frac{\gamma_s}{f_e} = [18.7 \times 10^{-3} - \frac{14.03 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18}] \frac{\gamma_s}{f_e} = -1.95 \text{ cm}^2 < 0 .$$

Donc aucune vérification à faire.

- **A l'ELS :**

- ✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

- ✓ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

En travée :

$$q_s = 0.60 \times (G+Q) = 5.31 \text{ KN/m.}$$

$$M_{ser} = 16.59 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tser}^{\max} = 12.43 \text{ KN.m}$$

$$A = 3.21 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 - 30A_s (d - y) = 0 \Rightarrow y^2 - 30A_s (d - y) = 0 .$$

$$\Rightarrow y = 0.037\text{m}$$

Calcul de moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(0.18 - y)^2 = I = \frac{1 \times 0.037^3}{3} + 15 \times 3.21 \times 10^{-3} (0.18 - 0.037)^2$$

$$I = 11534.6\text{cm}^4$$

$$\frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.43 \times 10^{-3}}{1.15 \times 10^{-4}} \times 0.037 = 4\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \text{vérifiée}$$

En appuis :

$$M_{\text{ser}}^{\text{max}} = 9,96 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2,57 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 - 30A_s (d - y) = 0 \Rightarrow y^2 - 30A_s (d - y) = 0 .$$

$$\Rightarrow y = 0.034 \text{ m}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(0.18 - y)^2 = \frac{1 \times 0.034^3}{3} + 15 \times 2.57 \times 10^{-3} (0.18 - 0.034)^2$$

$$I = 9257\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.96 \times 10^{-3}}{0.9257 \times 10^{-4}} \times 0.034 = 3.55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiéz}$$

Ce tableau résume la vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

Tableau II.15 : Vérification des armatures longitudinales et transversales

		Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table Nervure	Effort tranchant	
type	Plancher	Appui de rive	Appui intermédiaire	$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25Mpa$	La bielle	Cisaillement
		$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d}\right)$		$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0.a$ $V_u \leq 1296Kn$	$\frac{V_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau} = 3.25$
02	Courant	AL = 0,5 Al > 0,047 Vérifiée	Al ≥ -0.69 -0.48 Pas D'influence	τ _u = 0.68 Vérifiée	V _u = 15.6Kn vérifiée	τ _u = 0.9Mpa Vérifiée
	Terrasse	Al=0,5 Al ≥ 0.031 Vérifiée	Al ≥ -0.45 Pas D'influence	τ _u = 0.56Mpa Vérifiée	V _u = 10.20Kn vérifiée	τ _u = 0.6Mpa Vérifiée
03	Courant	Al = 0,5 Al ≥ 0,43 Vérifiée		τ _u = 0.76Mpa Vérifiée	V _u = 17.41Kn vérifiée	τ _u = 0.83Mpa Vérifiée
	Terrasse	Al= 0.5 Al ≥ 0.28 Vérifiée		τ _u = 0.5Mpa Vérifiée	V _u = 11.40Kn vérifiée	τ _u = 0.54Mpa Vérifiée

La vérification à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles est résumée dans le tableau suivant

Tableau II.16 : Vérification des poutrelles à l'état limite de compression du béton

type	Plancher	Position	$M_{service}$	A_s	y	$I \times 10^{-4}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	observation
			$Kn.m$	cm^2	m	m^4	Mpa	Mpa	
02	Courant	Travée	6.8	1.75	0.028	0.4	4.76	15	vérifiée
		Appui intermédiaire	4.4	1.13	0.004	5.25	0.03	15	vérifiée
		Appui de rive	1.76	0.45	0.015	4.6	3.8	15	vérifiée
	Terrasse	Travée	4.6	1.19	0.024	4.39	0.25	15	vérifiée
		Appui intermédiaire	2.3	0.59	0.017	2.36	0.2	15	vérifiée
		Appui de rive	0.92	0.24	0.011	1.03	0.1	15	vérifiée
03	Courant	Travée	9.03	2.33	0.08	5.2	1.39	15	vérifiée
		Appui de rive	4.25	1.10	0.025	4.02	0.26	15	vérifiée
	Terrasse	Travée	6.05	1.56	0.07	3.97	1.07	15	vérifiée
		Appui de rive	2.85	0.73	0.05	2.27	0.63	15	vérifiée

➤ **Etat limite de déformation :**

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.

• **Evaluation de la flèche**

BAEL 91(Article B.6.5) et le **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{455} = 0.046 < \frac{1}{16}$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Tel que :

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0.86cm$$

• **Evaluation des moments en travée :**

q_{jser} : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

q_{gser} : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

q_{pser} : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

Tableau II.17 : les contraintes

Plancher courant			
	La charge permanente sans la charge de revêtement	La charge permanente qui revient à la poutrelle.	La charge permanente et la surcharge d'exploitation
q_{ser} (KN/m)	2.66	3.47	5.75
M_{ser} (KN.m)	5.59	7.30	12.08
σ_s (MPa)	103.45	135.10	223.56

Inerties fictives (I_f) :

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

Propriété de la section :

Moment d'inertie de la section total homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 45598.93 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 45598.93 \text{ cm}^4$$

$$I = 12401 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0131$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$y = 0.027 \text{ m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.0131} = 3.25 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.25 = 1.30$$

- **calcul des inerties fictives :**

$$\mu_j = 0.51$$

$$\mu_g = 0.60$$

$$\mu_p = 0.73$$

$$f_{ij} = 18874.44 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = 17002.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = 14872.91 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = 28179.12 \text{ cm}^4$$

- **calcul des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{5.59 \times 10^{-3} \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 18874.44 \times 10^{-8}} = 1.54 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{7.30 \times 10^{-3} \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 17002.97 \times 10^{-8}} = 2.24 \times 10^{-3} m$$

$$f_{pi} = \frac{12.08 \times 10^{-3} \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 14872.91 \times 10^{-8}} = 4.25 \times 10^{-3} m$$

$$f_{vg} = \frac{7.3 \times 10^{-3} \times 4.55^2}{10 \times 10721.4 \times 17002.97 \times 10^{-8}} = 6.73 \times 10^{-3} m$$

• **La flèche totale Δf :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (6.73 - 1.54 + 4.25 - 2.24) \times 10^{-3} = 7.2 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f = 0.72 cm < f_{adm} = 0.82 cm$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Pour les autres types de poutrelles les résultats sont groupés dans les tableaux suivants :

Tableau II.18 : type de poutrelles

Poutrelles	type	L_{max} (m)	q_j	q_g	q_p	M_j^{ser}	M_g^{ser}	M_p^{ser}
			<i>Kn/m</i>	<i>Kn/m</i>	<i>Kn/m</i>	<i>Kn.m</i>	<i>Kn.m</i>	<i>Kn.m</i>
Etage Courant	02	3.50	2.66	3.47	5.75	4.07	5.31	8.80
	03	4.30	2.66	3.47	5.75	6.14	8.02	13.28
Plancher terrasse	02	3.50	2.19	3.20	4.82	3.35	4.9	7.38
	03	4.30	2.19	3.20	4.82	5.05	7.40	11.67

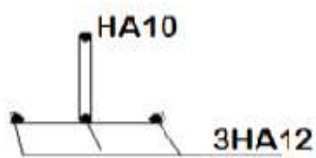
Tableau II.19 : les poutrelles

Poutrelles	Type	$I \times 10^{-4}$	$I_0 \times 10^{-4}$	ρ	λ_i	λ_v	σ_j	σ_g	σ_p	μ_j	μ_g	μ_p
		(m ⁴)					<i>Mpa</i>	<i>Mpa</i>	<i>Mpa</i>			
Etage Courant	02	0.936	4.73	0.0125	3.31	1.32	57.69	104.94	206.05	0.305	0.50	0.70
	03	1.24	4.83	0.0176	2.35	0.94	59.41	108.39	212.6	0.42	0.62	0.78
Plancher terrasse	02	0.806	4.68	0.0105	3.96	1.58	68.45	124.50	184.46	0.302	0.50	0.63
	03	0.936	4.73	0.0125	3.31	1.32	82.64	150.45	222.98	0.437	0.62	0.72

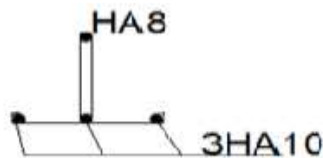
Tableau II.20 : poutrelles

Poutrelles	type	I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	I_{fvg}	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	observation
		$(\times 10^{-4} m^4)$				(mm)						
étage courant	02	2.58	1.96	1.56	3.13	0.45	1.08	2.66	2.03	3.16	7	vérifiée
	03	2.68	2.15	1.86	3.35	0.88	2.01	4.57	3.89	5.56	8.6	vérifiée
Plancher terrasse	02	2.34	1.74	1.48	2.88	0.50	1.22	2.11	2.20	2.60	7	vérifiée
	03	2.12	1.71	1.53	2.86	1.12	2.55	4.20	4.56	5.09	8.6	vérifiée

Schémas de ferrailage des poutrelles :



a) Plancher courant

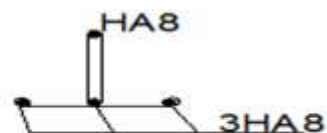


b) terrasse inaccessible

Figure II. 3 : Ferrailage des poutrelles de type 01



a) Plancher courant



b) terrasse inaccessible

Figure II.4 : Ferrailage des poutrelles de type 02



a) Plancher courant



b) terrasse inaccessible

Figure II.5 : Ferrailage des poutrelles de type 03

II-2 Etude de l'acrotère :

II-2-1. Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

II-2-2. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, servant de garde corps contre toute chute accidentelle. C'est un système isostatique, assimilé à une console de 100 cm de largeur (mètre linéaire) et de 10 cm d'épaisseur, encastrée à sa base dans le plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre G et à une surcharge d'exploitation (Figure IV .2)

Q estimée à 1 KN/ml appliquée à son extrémité.

Les dimensions de l'acrotère sont les suivantes :

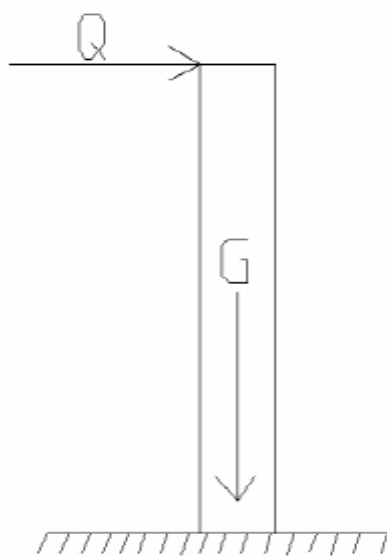


Figure II .6 : Modélisation des charges sur l'acrotère

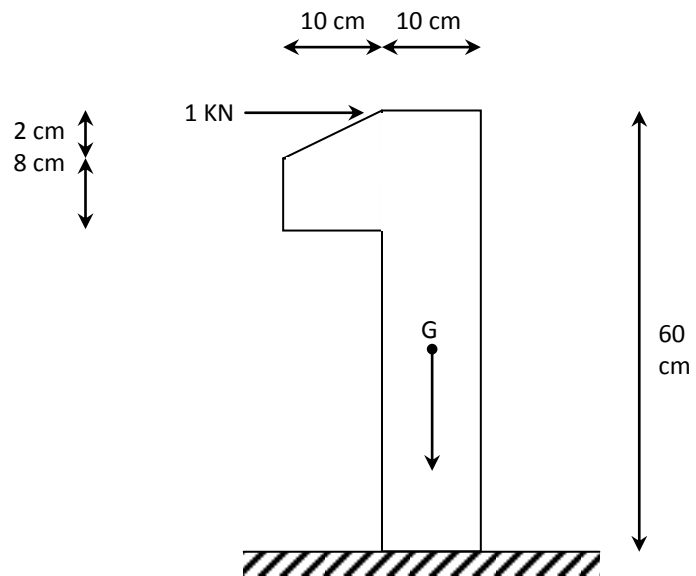


Figure II .7 : Dimension de l'acrotère

a) Evaluation des charges :

- **Charges permanentes :**

Poids propre: $G_p = S \times \rho_{BA}$

➔ Poids volumique : $\rho_{BA} = 25 \text{ KN/m}^3$.

➔ Surface de l'acrotère : $S = 0,069 \text{ m}^2$.

$G = 1,725 \text{ KN/ml}$.

- Charges d'exploitation : $Q = 1,0 \text{ KN/ml}$

b) Combinaison d'action :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries, et le calcul sera effectué à l'E.L.U et à l'E.L.S.

$$\begin{cases} \text{E.L.U} \Rightarrow 1.35G + 1.5Q \\ \text{E.L.S} \Rightarrow G + Q \end{cases}$$

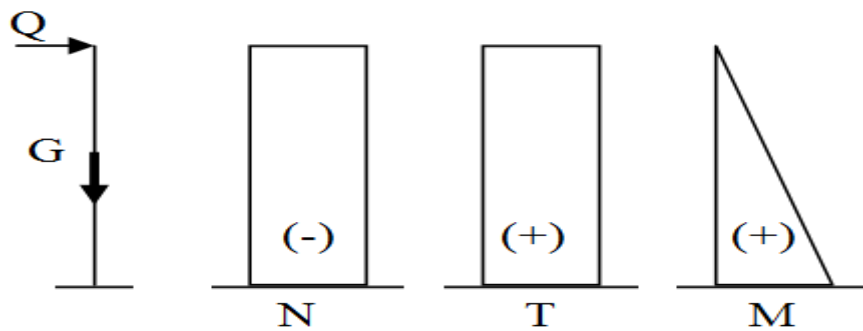


Figure II .8 : diagramme des efforts

Tableau II .21 : sollicitation de calcul

	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)
ELU	0.9	2,33	1.5
ELS	0.6	1.725	0.10

c) Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une section rectangulaire de dimension :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 10 \text{ cm}; d' = d'' = 2 \text{ cm}; d = h - d' = 10 - 2 = 8 \text{ cm}.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; \gamma_b = 1,5; f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}; f_e = 400 \text{ Mpa}; \gamma_s = 1,15; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}.$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.33} = 0.38\text{m}$$

$$\begin{cases} e = 0.38\text{m} > \frac{h}{2} = 0.05\text{m} \\ N \text{ est de compression} \end{cases} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Pour flexion composé avec section partiellement comprimé \Rightarrow on calcul dans la flexion simple avec un moment fictif M_{ua} et on trouve les sections d'aciers fictives A_{1s} et A'_{1s} .

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 0.97KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d \times f_{bu}} = 0.0107$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0134$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0796$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.35cm^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.28cm^2$$

$$A_s = 0.28cm^2$$

d) vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0.966cm^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte pour } 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 1,13/4 = 0,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principales : $S_t \leq 100/4 = 25\text{cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/4 = 25\text{cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$.

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0,15 \times f_{c28} / \gamma_b; 4Mpa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2,5; 4Mpa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2,5Mpa$$

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} \Rightarrow \tau_u = 0,0187MPa$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

e) Vérification à l'état limite de service : (Figure IV.4)

$$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 34,78\text{cm} \geq \frac{h}{2} - d' = 3,0\text{cm} \text{ Donc la section est partiellement comprimée}$$

Position de l'axe neutre :

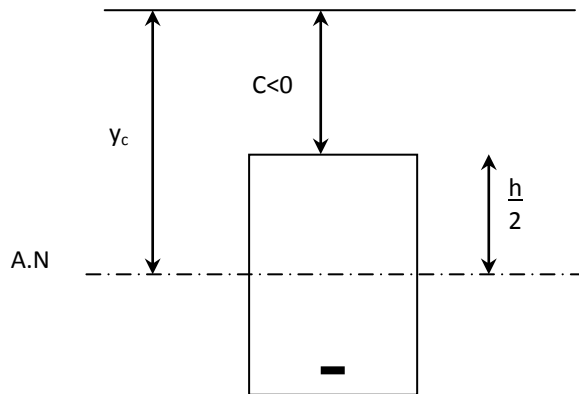


Figure II.9: Position de l'axe neutre

- ➔ C : Distance du centre de pression et la résultante des forces extérieures à la fibre la plus comprimée.
- ➔ y_c : Distance de l'axe neutre au centre de pression.
- ➔ $N_{ser} > 0 \Rightarrow C < 0$
- ➔ Si $C = h/2 - e_o = -29,78 \text{ cm}$.

$$y_{ser} = y_c + C \quad \text{et} \quad e_a = e_o + (d - h/2).$$

On écrivant le bilan des forces appliquées à la section, et on montre que y_c est la solution de l'équation suivante :

$$\text{Avec : } y_c^3 + p.y_c + q = 0$$

$$p = -3.c^2 - 90.(c - d').\frac{A'_s}{b} + 90.(d - c).\frac{A_s}{b}$$

$$q = -2.c^3 - 90.(c - d').\frac{A'_s}{b} + 90.(d - c)^2.\frac{A_s}{b}$$

$$\text{: Or: } A'_s = 0$$

$$p = -3.c^2 + 90.(b - c).\frac{A_s}{b} = -2612,60$$

$$q = -2.c^3 + 90.(d - c)^2.\frac{A_s}{b} = 51009,41$$

La solution de l'équation de 3^{ème} degré est obtenue comme suite :

$$\Delta = q^2 + \left[\frac{4.p^3}{27} \right] = -3993169538 \quad \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul } \cos\varphi$$

$$\cos\varphi = \left(\frac{3.q}{2.p} \right) \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,992 \quad \Rightarrow \quad \cos\varphi = 172^\circ 94$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 59,02 \text{ cm}$$

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 31,58 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -58,97 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 27,39 \text{ cm}$$

y_c est comprise entre c et $(c + h) \Rightarrow c < y_c < (c + h)$

$$29,78 \text{ cm} < y_c < 39,78 \text{ cm}$$

• **Calcul des contraintes**

Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{b.y^3}{12} + 15[A_s \cdot (d - y_{ser})^2 + A'_s \cdot (y_{ser} - d')^2] \quad \text{Or : } A'_s = 0.$$

$$\Rightarrow I = \frac{100.(1,8)^3}{12} + 15.[1,13.(8 - 1,8)^2] = 802,52 \text{ cm}^4$$

Le coefficient des contraintes est : $K = \frac{N_{ser} \cdot y_c}{I} = 0,024 \text{ KN/m}^3$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} = 0,024 \times 31,18 = 0,75 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.} \quad \text{C'est vérifié}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot K \cdot (d - y_{ser}) = 22,32 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 24 \text{ Mpa.} \quad \text{C'est vérifié}$$

f) Ferraillage de l'acrotère :

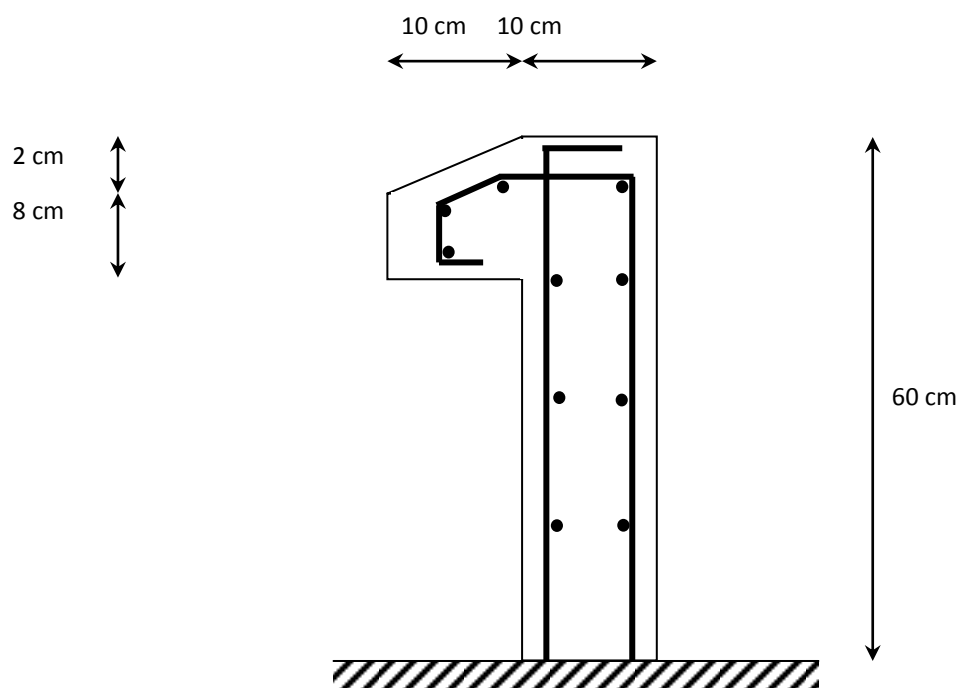


Figure II .10 : schéma de ferraillage de l'acrotère

II-3 Etude des escaliers :

II-3-1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite des plans horizontaux permettent de passer d'un étage à un autre, c'est l'élément de la liaison entre deux étages, et par conséquent entre les espaces qui existent sur ses niveaux, l'escalier est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

L'architecte François Blondel (1618-1686) est l'auteur d'une relation entre le giron (g) et la hauteur (h) d'une marche d'un escalier : $g + 2h = 63$, les dimensions étant données en cm. Un tel escalier est agréable à monter pourvu qu'il respecte les normes modernes : le giron doit mesurer entre 24 et 32 cm et la hauteur d'une marche au maximum 18 cm. Ces normes sont valables pour un logement.

On veut construire un escalier de hauteur totale 4.25 m, répondant aux normes précitées.

Il faut :

- Calculer le nombre de marches nécessaires ainsi que le giron et la hauteur des marches de cet escalier.
- Calculer la pente de cet escalier.

II-3-2- METHODE DE CALCUL :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

Un escalier à deux volées avec deux un palier intermédiaire. (Figure IV.6)

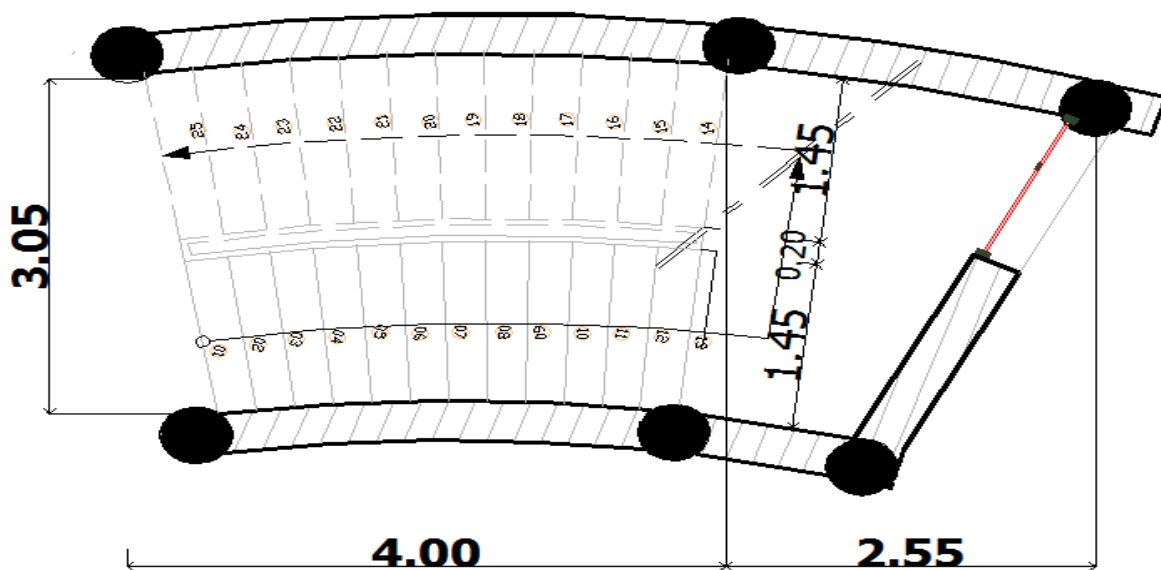


Figure II.11 : dimensions des escaliers à deux volées

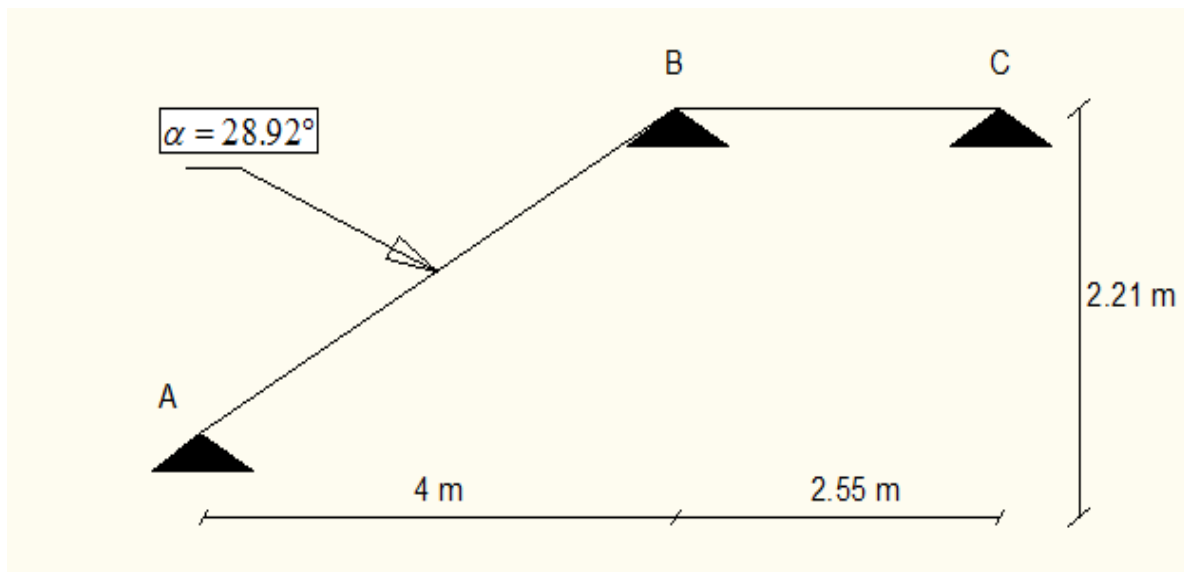


Figure II.12 : coupe des escaliers

✓ **Condition d'accès facile :**

Pratiquement :

La largeur g : $22 < g < 33 \text{ cm}$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$, $g = 30 \text{ cm}$.

$2h + g = m$ avec $59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm}$

Donc : $59 \text{ cm} \leq m = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$

✓ **Epaisseur de la paillasse :**

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = 4.00 \text{ m}$.

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 13.33 \leq e \leq 20 \text{ m} ; \text{ On adopte } e = 15 \text{ cm}.$$

II-3-3 Evaluation des charges et surcharges :**Tableaux II.22 : Charges et surcharges appliquées à l'escalier**

Désignation des éléments	PALIER (KN/m ²)	VOLEE (KN /m ²)
Poids de la dalle	25*0.15=3.75	25*0.15/cos(28.92)=4.28
Poids des marches	0.00	25*0.17/2=2.12
Mortier de pose vertical	0.00	20*0.02*0.17=0.068
Mortier de pose horizontal	20*0.02=0.4	20*0.02=0.40
Carrelage de pose horizontal	22*0.02=0.44	22*0.02=0.44
Carrelage vertical	0.00	22*0.02*0.17=0.074
Garde corps	0.00	0,60
Enduit en plâtre	0.25	0.25

$$G_v=8.23\text{KN/m}^2; G_p=4.84\text{KN/m}^2; Q=2.5\text{KN/m}^2.$$

❖ **Combinaison de charges :**✓ **Pour la volée :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.86\text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.73\text{KN/m}$$

✓ **Pour le palier :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.28\text{KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.34\text{KN/m}$$

II-3-4 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée: $M_t = 11.88 \text{KN.m}$

En appuis: $M_a = 25.26 \text{KN.m}$

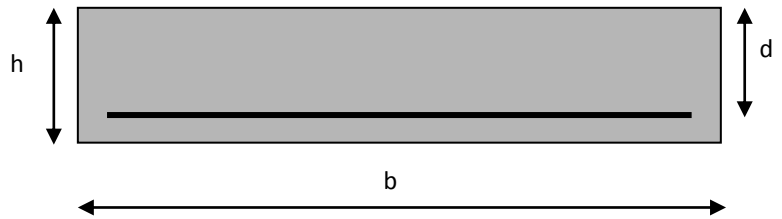


Figure II.13 :Section à ferrailer

b = 100 cm.

d = 13 cm.

h = 15cm.

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau II.23 Résumé des résultats de ferrailage.

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm^2/ml)	$A_{Adopté}$ (cm^2/ml)
En travée	25.26	0.079	0.103	0.124	5.82	6T12=6.79
En appuis	11.88	0.037	0.047	0.127	2.67	4T10=3.14

On adopte: $S_t=17\text{cm}$ (en travée).

$S_t=25\text{cm}$ (en appui).

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 \Rightarrow \text{En travée: } A_r = 6.79/4 = 1.69\text{cm}^2.$$

$$\text{En appui: } A_r = 2.67/4 = 0.66\text{cm}^2.$$

Donc, on adopte :

En travée 4HA8=2.01 cm^2 ; $S_t=25\text{cm}$.

II-3-5 Vérification :

- **la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.15 * 2.1 / 400 = 1.81 \text{ cm}^2.$$

On a : $A > A_{\min}$

condition vérifiée.

- **l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{29.72 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.23 \text{ MPa} < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_U}{0.9 * d} \right] * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s = \left[29.72 * 10^{-3} - \frac{11.88 * 10^{-3}}{0.9 * 0.13} \right] * \frac{1.15}{400} = -2.06 * 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$A_s \leq 0 \Rightarrow$ Aucune vérification à faire.

- **Ecartement des barres :**

- armature principales : $S_{\max} \leq \min(3 * h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

- **A l'ELS :**

- ✓ **Etat limite d'ouverture de fissures :**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

- ✓ **Etat limite de compression du béton :**

On a une fissuration peu nuisible, donc en doit vérifie la contrainte du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$V^{\max} = 21.47 \text{ KN}$$

$$M_t = 18.24 \text{ KNm}$$

$$M_a = -8.58 \text{ KNm}$$

Tableau II.24 : Résumé des résultats de ferrailage.

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adobté}$ (cm ² /ml)
En travée	18.24	0.076	0.99	0.124	4.19	4T12=4.52
En appuis	-8.58	0.035	0.045	0.127	1.93	4T8=2.01

❖ En appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{t28} = 15MPa$$

$$A' = 0$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - 15 \times A \times (d - y)^2 = 0$$

➤ Calcul de y :

$$0.5y^2 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$$

$$y = 0.056 \text{ m}$$

➤ Calcul de I :

$$I = \frac{1}{3} \times 0.056^3 - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.13 - 0.056)^2 = 2.81 \times 10^{-4}$$

$$I = 2.81 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y = 1.71MPa \text{ Condition vérifiée}$$

❖ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{t28} = 15MPa$$

$$A' = 0$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - 15 \times A \times (d - y)^2 = 0$$

➤ Calcul de y :

$$0.5y^2 + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$$

$$y = 0.071\text{m}$$

$$I = \frac{1}{3} \times 0.071^3 - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times (0.13 - 0.071)^2 = 2.81 \times 10^{-4}$$

$$I = 9.57 \times 10^{-5}\text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y = 13.53\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Tableau II.25 : Vérification des contraintes

	Mser (KN.m)	I(m ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)
Appuis	-21.16	2.81 × 10 ⁻⁴	5.6	13.53	15
travée	47.09	9.57 × 10 ⁻⁵	7.1	1.71	15

On constate que toutes les contraintes sont vérifiées

• **Etat limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l \geq 1/16 \dots\dots\dots(1). \\ h / l \geq M_t / 10M_0 \dots\dots\dots(2). \\ A / b.d \leq 4.2 / f_c \dots\dots\dots (3). \end{array} \right.$$

On a : h=15cm.

L=400cm.

$$(1) \Leftrightarrow h/l = 15 / 400 = 0.037 < 1/16.$$

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II . 26 :Tableau des déférentes charges

	j(charges permanentes sans revêtement)	g(charges permanentes avec revêtement)	P(charges combinées)
Volée	7	8.23	10.73
palier	3.75	4.24	6.74
Mser (KNm)	11.9	14	18.24

$$f_{adm} = \frac{L}{500} cm \dots\dots\dots \text{Si } L > 5m. \quad (\text{d'après le CBA})$$

$$f_{adm} = \frac{4}{500} = 0.8cm$$

$$Y = 7.1cm$$

$$I = 9.57 \times 10^{-5}m^4$$

$$E_i = 32164.2MPa$$

$$E_v = 10721.4MPa$$

$$L = 4m$$

$$A_s = 4.52cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.0034$$

$$\lambda_i = 0.05 \times \frac{f_{t28}}{5\rho} = 6.17$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 2.47$$

➤ Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s \times (A_s + C)^2 \quad \text{tel que } C = 2\text{cm}$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^3}{2} + 15A_s \times d \right) = 0.017\text{m}$$

$$V_2 = h - V_1 = 0.13\text{m}$$

$$I_0 = 8.111 \times 10^{-4}\text{m}^4$$

➤ Calcul de f_{gi} :

La flèche due aux charges permanentes avec revêtements :

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10. E_i \cdot I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^g \times (d - y)}{I} = 129.46\text{Pa}$$

$$\mathbb{Z}_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = 0.048 > 0$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mathbb{Z}_i} = 6.88 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{gi} = 1.01 \times 10^{-3} \text{ m}$$

➤ Calcul de f_{gv}

$$I_{fv} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mathbb{Z}_i} = 7.79 \times 10^{-4}\text{m}^4$$

$$f_{gv} = 2.62 \times 10^{-3} \text{ m}$$

➤ Calcul de f_{ji}

La flèche due aux charges permanentes sans revêtements :

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times L^2}{10. E. I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^j \times (d - y)}{I} = 110.04\text{Pa}$$

$$\mathbb{Z}_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = -0.021 < 0$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1} = 8.92 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{ji} = 6.63 \times 10^{-4} \text{ m}$$

➤ **Calcul de f_{pi}**

La flèche due aux charges permanentes et d'exploitations :

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^g \times (d - y)}{I} = 168.68 \text{ MPa}$$

$$\eta_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = 0.163 > 0$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \eta_i} = 4.44 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{pi} = 2.039 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Donc :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} + f_{ji} = 2.98 \times 10^{-3} \text{ m} \text{ c'est vérifiée}$$

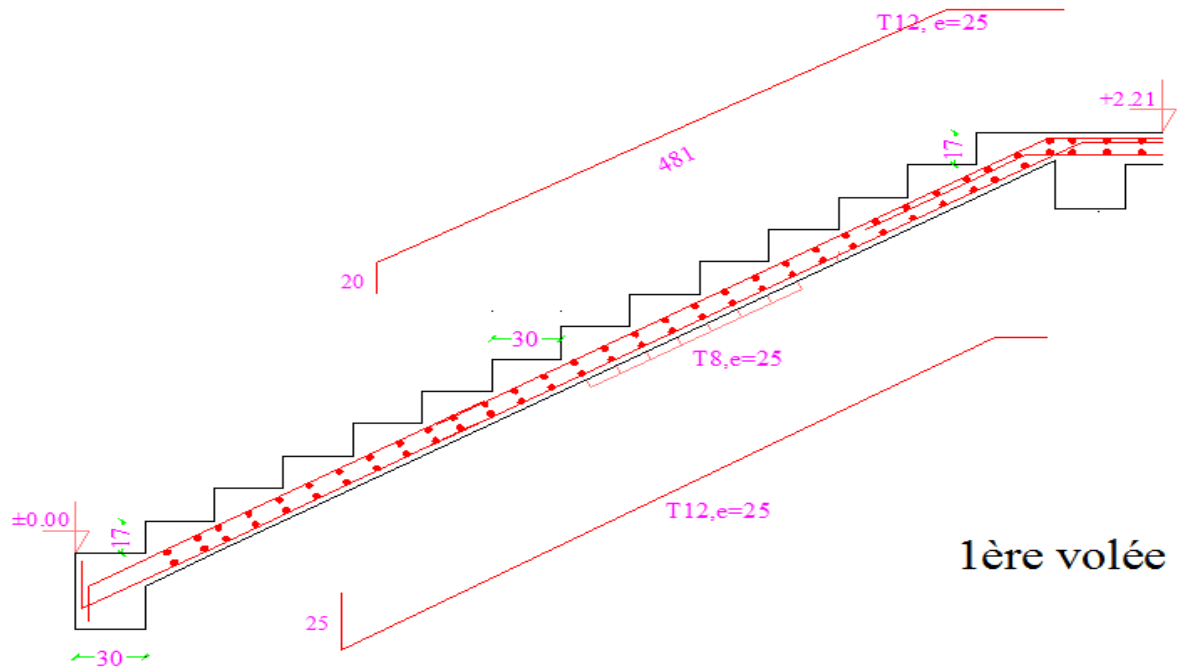


Figure II.14 : ferrailage de la 1ère volée

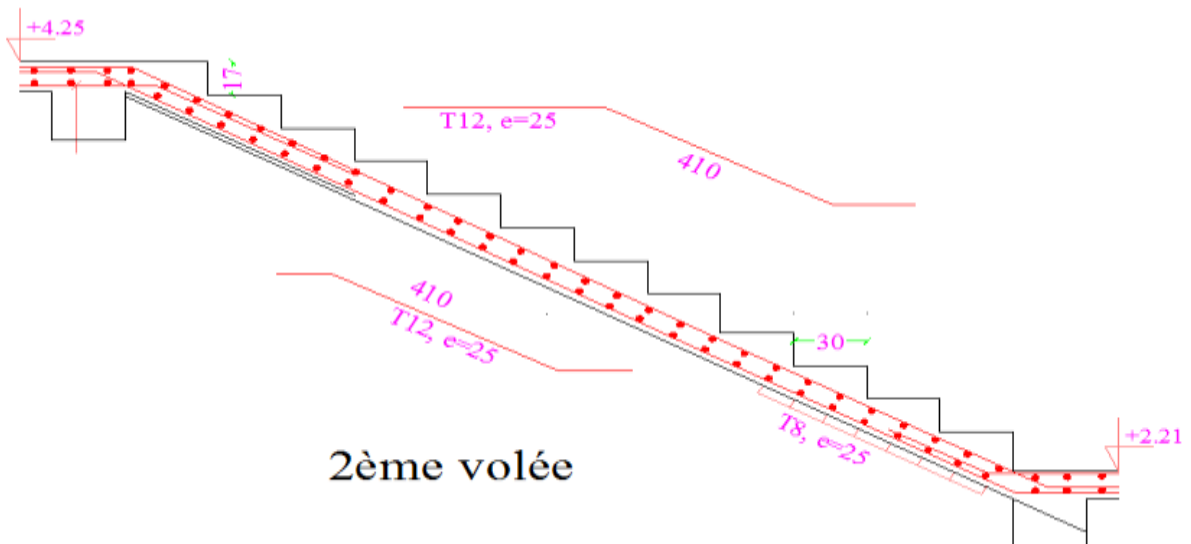


Figure II . 15 : ferrailage de la 2ème volée

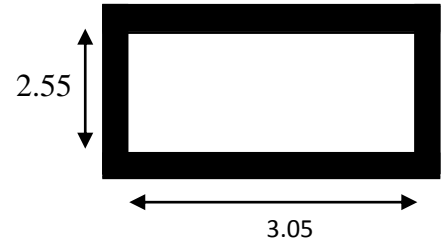
II-3-6 Etude du palier :

L'étude de cette partie se fera en considérant le palier comme une dalle encastrée sur quatre appuis.

$$l_x = 3.05m$$

$$l_y = 2.55m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.83 \geq 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$



a) Calcul des sollicitations :

• **A l'ELU :**

On a:

$$G_p = 4.84KN/ml$$

$$Q = 2.5KN/ml$$

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 10.28KN / m^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0583 & \dots\dots\dots(\text{annexe1}). \\ \mu_y = 0.6491 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0583 * 10.28 * 2.55^2 = 3.89KN.m \\ M_y = \mu_y * M_x = 0.6491 * 3.89 = 2.53KN.m \end{cases}$$

○ En travée :

$$Mt_x = 0.85 * M_x = 3.30KN.m.$$

$$Mt_y = 0.85 * M_y = 2.15KN.m.$$

○ En appui :

$$Ma = 0.3 * M_x = 1.16KN.m.$$

b) Ferrailages :

Tableau II .27 Résumé des résultats de ferrailage.

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
Travée	x-x	3.30	0.0137	0.0173	0.129	0.73	4HA10=3.14
	y-y	2.15	$8.96 \cdot 10^{-3}$	0.011	0.129	0.477	4HA10=3.14
appui		1.16	$4.83 \cdot 10^{-3}$	$6.05 \cdot 10^{-3}$	0.129	0.257	4HA8=2.01

c) Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte $St_y = 25cm$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_x = 25cm$.

d) Vérifications :

- la condition de non fragilité :

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.30cm^2 > A_s = 0.73cm^2 \\ A_y^{\min} = 1.20cm^2 > A_s = 0.73cm^2 \end{cases} \text{ Donc on ferraille avec } A_x^{\min} \text{ et } A_y^{\min}$$

- l'effort tranchant :

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05f_{c28} = 1.25MPa$.

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{10.28 * 5.15}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.79}{2}} = 11.08KN$$

$$\tau_u = \frac{11.08 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.085MPa < 1.25MPa$$

vérifiée

- A l'ELS :

- ✓ **Etat limite de compression de béton :**

$$P = G + Q = 4.84 + 2.5 = 7.34 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_{xser} = 0.0596 * 7.34 * 2.55^2 = 2.84 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_{yser}} = 0.7518 * 2.84 = 2.13 \text{ KN.m.}$$

- **Sens x-x :**

$$A_x = 0.632 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d = 0.$$

$$\Rightarrow y = 1.01 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2 = 13.98 * 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 2.03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- **Sens y-y :**

$$A_y = 0.473 \text{ cm}^2 ; \quad y = 2.5 \text{ cm} ; \quad I = 1.303 * 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 4.08 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \quad \text{vérifiée}$$

- ✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- ✓ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 * M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = 0.058 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ La 1}^{ere} \text{ condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.}$$

Tableau II .28 : les charges appliquées sur le palier

		j(charges permanentes sans revêtements)	g(charges permanentes avec revêtements)	P(charges combinées)
palier		3.75	4.84	7.34
Mser (KNm)	X-X	4.36	5.62	8.53
	Y-Y	3.04	3.93	5.96

- Suivant le sens X-X :

$$l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{305}{500} = 0.61 \text{ cm}$$

$$Y = 3.06\text{cm}$$

$$I = 5.608 \times 10^{-5}\text{m}^4$$

$$E_i = 32164.2\text{MPa}$$

$$E_v = 10721.4\text{MPa}$$

$$L = 3.05\text{m}$$

$$A_s = 3.14\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 2.415 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = 0.05 \times \frac{f_{t28}}{5\rho} = 8.694$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 3.477$$

➤ Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s \times (A_s + C)^2 \quad \text{tel que } C = 2\text{cm}$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^3}{2} + 15A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1 =$$

$$I_0 = 2.955 \times 10^{-4}\text{m}^4$$

➤ Calcul de f_{gi}

La flèche due aux charges permanentes avec revêtements :

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10. E. I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^g \times (d - y)}{I} = 149.612 \text{ Pa}$$

$$\eta_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = -0.0365 < 0$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1} = 3.250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{gi} = 5.007 \times 10^{-4} \text{ m}$$

➤ Calcul de f_{gv}

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1} = 3.250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{gv} = 5.007 \times 10^{-4} \text{ m}$$

➤ Calcul de f_{ji}

La flèche due aux charges permanentes sans revêtements :

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times L^2}{10. E. I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^j \times (d - y)}{I} = 115.918 \text{ Pa}$$

$$\eta_{ij} = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = -0.141 < 0$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1} = 3.250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{ji} = 3.879 \times 10^{-4} \text{ m}$$

➤ Calcul de f_{pi}

La flèche due aux charges permanentes et d'exploitations :

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^P \times L^2}{10. E. I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^P \times (d - y)}{I} = 226.89 \text{ MPa}$$

$$\alpha_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = 0.143 > 0$$

$$I_{fpi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \alpha_i} = 1.444 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{pi} = 1.70 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Donc :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} + f_{ji} = 0.208 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée

- **Suivant le sens Y-Y :**

$$l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{255}{500} = 0.51 \text{ cm}$$

$$Y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = 5.608 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$L = 2.55 \text{ m}$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 2.415 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = 0.05 \times \frac{f_{t28}}{5\rho} = 8.694$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 3.477$$

➤ **Calcul de I_0**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s \times (A_s + C)^2 \quad \text{tel que } C = 2 \text{ cm}$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^3}{2} + 15A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1 =$$

$$I_0 = 2.955 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ Calcul de f_{gi}

La flèche due aux charges permanentes avec revêtements :

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^g \times (d - y)}{I} = 104.580 \text{ MPa}$$

$$\eta_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = -0.181 < 0$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1} = 3.250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{gi} = 2.446 \times 10^{-4} \text{ m}$$

➤ Calcul de f_{gv}

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1} = 3.250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{gv} = 2.446 \times 10^{-4} \text{ m}$$

➤ Calcul de f_{ji}

La flèche due aux charges permanentes sans revêtements :

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^j \times (d - y)}{I} = 81.02 \text{ MPa}$$

$$\eta_{ij} = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = -0.274 < 0$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1} = 3.250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{ji} = 1.895 \times 10^{-4} \text{ m}$$

❖ Calcul de f_{pi}

La flèche due aux charges permanentes et d'exploitations :

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^P \times L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^P \times (d - y)}{I} = 158.598 \text{ MPa}$$

$$\eta_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = -0.0118 > 0$$

$$I_{fpi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \eta_i} = 3.250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{pi} = 3.710 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Donc :

$$f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} + f_{ji} = 0.056 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée

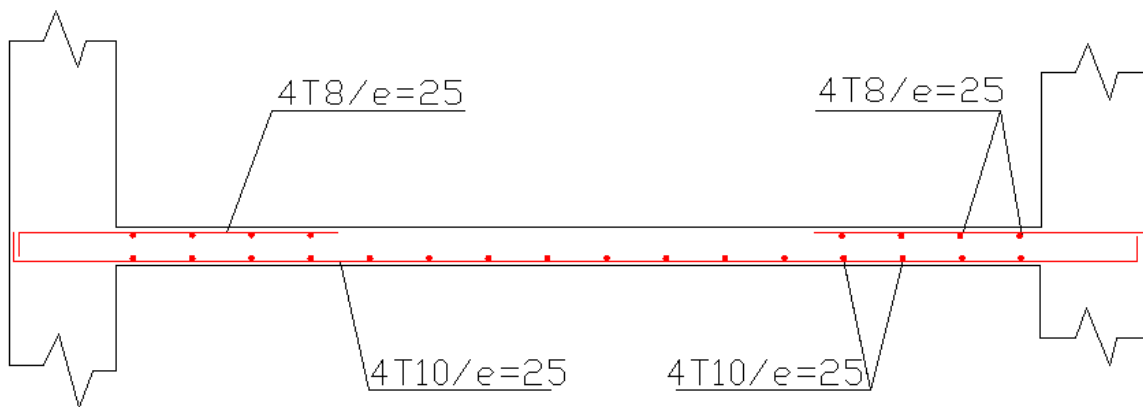


Figure II.16 : Ferrailage de la dalle pleine dans les sens x-x et y-y

Conclusion :

Dans cette étude, les éléments dits secondaires sont l'escalier et l'acrotère .

CHAPTER III

Ferrailage des éléments structuraux

III. Ferraillage des éléments structuraux :

III.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 ferraillage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivants :

- 1) 1.35 G + 1.5 Q
- 2) G+Q

Les sections d’armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- N max→M correspondant .
- N min→M correspondant .
- N min→M correspondant .

III.1.1 Les recommandations du RPA 99 v2003 :

III.1.1.1 Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage maximal est de :
 - 3 % 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
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l’extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant résume le ferraillage des poteaux :

Tableau III. 1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA

Type	Diamètre du poteau (cm)	Amin (cm ²) = 0.8%A	Amax (cm ²) = 3%A zone courant	Amax (cm ²) = 6%A zone nodale
Poteau (B1)	50	15.7	58.87	117.75
Poteau (B2)	30	5.65	21.19	42.39

III.1.1.2 Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h \times 1 \times f_e} [9]$$

Avec :

Vu: Effort tranchant de calcul.

h1: Hauteur total de la section brute.

fe: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t: Espacement entre les armatures transversales telle que :

$t \leq (10\phi_1, 15\text{cm})$ Zone nodale

$t' \leq 10\phi_1$ Zones courante (ϕ_1 diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau)

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode correcteur par effort tranchant.

$\rho = 2.5$ si $\lambda g \geq 5$

$\rho = 3.75$ si $\lambda g < 5$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$A_{\min} = 0.3\%$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda g < 5$

$\lambda g = \left(\frac{l_f}{D}\right)$

Avec :

D : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

lf: 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 .

III.1.2- Ferraillage:

III.1.2.1. Les armatures longitudinales :

Le ferraillage des poteaux se fait pour le cas extrême, en introduit ainsi les sollicitations les plus défavorables dans le logiciel **Sap2000**, et on vérifiera par la suite le ferraillage minimum donné par le RPA99 V2003 .

Les Résultats de ferraillage des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	N_{mi} n (K N)	M_{cor} r (KN .m)	A_{cal} (cm^2)	M_{\max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{Adop} (cm^2)
Bloc (B1)	560.5 6	2.92	<0	77.4 6	36.1 7	<0	39.52	105.62	<0	15.7	8HA16
Bloc (B2)	1542. 34	-2.66	<0	- 29 . 63	42.5 8	<0	-100.11	-967.53	<0	5.56	6HA12

Tableau III.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

Diamètre de la section (cm)	50	30
ϕ_1^{max}	1.6	1.2
ϕ_1^{min}	1.6	1.2
l_f (cm)	4.795	2.795
λ_g	8.59	9.91
$t_{zone\ nodal}$ (cm)	10	5
$t_{zonecourant}$ (cm)	15	15
Vu (KN)	17.69	11.38
A^t (cm ²)	15.7	6.56
A_t^{min} (cm ²)zone nodale	0.38	0.2
A_t^{min} (cm ²)zone courante	0.56	0.6
$A^t_{adoptee}$ (cm ²)	16.08	6.78
Nombre de barres	8HA16	6HA12

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. $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{max}$. Ce qui est vérifiée dans notre cas.

III.1.2.2. Les armatures transversales A_t :

Calcul le diamètre

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_{max}\right) \implies \phi_t \leq \min(35; 11,42; 16)$$

$$\implies \phi_t \leq 11mm \implies \text{on adopte : } \phi_t = 4HA8 = 2,01cm^2$$

III.1.3 Vérifications :

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est définit comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$Nu = \alpha \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times v_b} + A_s \times \frac{f_e}{v_s} \right)$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

Br : Section réduite du béton

As : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \text{si } \lambda < 50$$

$$0.6 \times \frac{\lambda}{35} \dots \text{si } \lambda > 50$$

$L = 4.25 \text{ m}$; $N_{\max} = 1542.34 \text{ KN}$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 4.25 = 2.975$ (longueur de flambement).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{D}{4} = 0.08 \text{ m} \quad (\text{rayon de giration})$$

D'où $\lambda = \frac{2.97}{0.1} = 39.66 \Rightarrow \alpha = 0.676$

$Br = 0.062$

Donc

$$N_u = 0.676 \times \left(\frac{0.062 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 6.56 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 1543.23 \text{ kN}$$

On a $N_{\max} = 1542.34 \text{ kN}$ la condition est vérifié ; donc pas de risque de flambement .

III.2 Etudes des poutres:

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 à savoir :

- 1,35 G+1,5 Q
- G + Q

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.

III.2.1.1 Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5%
- 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 $40 \times \Phi$
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

III.2.1.2 Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :

- $S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l \right)$ dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- $S_t \leq \frac{h}{4}$ 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.

III.2.2 Ferrailage des poutres :

III.2.2.1 Ferrailage des poutres principales :

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraites du logiciel SAP 2000, et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003.

Tableau III.4 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales

Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)	Aadopté(cm ²)
50×30	Appui/Zc	139.2	132.64	9.76	7.5	4HA16+2HA12
	Travée /Zr	74.74		5.01		4HA16+2HA12

Zc: zone courante

Longueur de recouvrement :

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

b) Les armatures transversales :

$$\emptyset = \min \left(\emptyset_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \emptyset \leq \min \left(1.6 ; \frac{50}{35} ; \frac{30}{10} \right)$$

$$\emptyset \leq \min (1.6 ; 1.43 ; 3) = 1.43 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi = 10 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (un cadre+un etrier)

c) Calcul des espacements des armatures transversales :

$$St1 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow St1 = \frac{3,14 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 30} = 104.66 \text{ cm}$$

$$St2 \leq \min (0.9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St2 = 40 \text{ cm}$$

BAEL91(Art H.III.3)

$$St3 \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_t 28)} =$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{132.64 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.3} = 0.89$$

$$\Rightarrow St3 \leq 128.8 \text{ cm}$$

Et d'après le **RPA99/version2003**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **20 cm** pour la zone courante

$$St = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_1 \right) = (12.5 ; 2)$$

On adopte un espacement de **10 cm** pour la zone nodale sur une longueur de

$$l = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.003 \times S \times d = 0,003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > 2.7 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La condition est vérifiée .

III.2.2.2 Vérifications des poutres principales:

a) Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b) Vérifications des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \text{ tel que : } \tau = \min (0.13 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) \quad (\text{F.P.N}) \text{ BAEL91(ArtH.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Vérification des contraintes tangentielles

Section	Vu (KN)	τ (MPa)	τ_u (MPa)
50x30	132.64	0.89	3.25

$$\tau_u = 1.38 \text{ Mpa} < \tau_u = 3.25 \text{ Mpa} .$$

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- **En appui de rive :**

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

- **En appui intermédiaire :**

$$A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$$

Les résultats de la vérification des armatures longitudinales au cisaillement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Vérification au cisaillement

section	A_l (cm ²)	M_u^a (MN.m)	A_p rive (cm ²)	A_p inter (cm ²)
55x30	9.76	0.14	0.38	- 0,6

d) Vérification à l'ELS :

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A's) \times y - 15(d \times A_s + d' \times A's)$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s(d-y) + A's(y-d')]$$

$$Y = 14.65 \text{ cm}$$

$$I = 34665.37\text{cm}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{54.89 \times 10^6}{34665.37 \times 10^4} \times 14.65 = 2.32 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.32 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

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 :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

- 1) $\Rightarrow \frac{50}{600} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.083 \geq 0.0625$ **Vérifiée**
- 2) $\Rightarrow \frac{50}{600} \geq \frac{54.89}{10 \times 91.183} \Rightarrow 0.083 \geq 0.06$ **Vérifiée**
- 3) $\Rightarrow \frac{9.76}{30 \times 45} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.007 \leq 0.01$ **Vérifiée**

Les trois conditions sont satisfaites, donc le calcul des flèches peut être exclu.

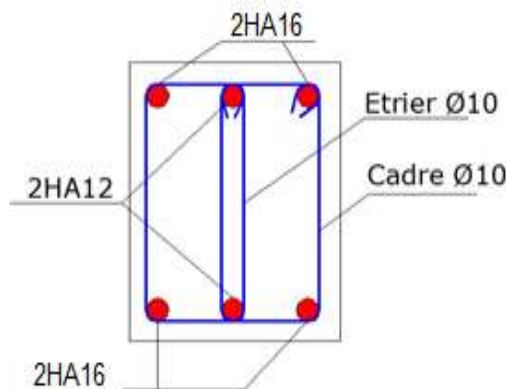


Figure III.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales en travées et aux appuis

III.2.2.3 Ferrailage des poutres secondaires :

a. Les armatures longitudinales:

Le ferrailage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraites du logiciel SAP 2000, et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003.

Tableau III.7 : Les armatures longitudinales dans les poutres secondaire

Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)	Aadopté(cm ²)
40X30	Appui/Zc	30.22	44.42	2.19	6	6HA12=6.78
	Travée /Zr	15.92		1.14		6HA12=6.78

Zc: zone courante

- Longueur de recouvrement :

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1.6 = 48 \text{ cm}$$

b) Les armatures transversales :

$$\Phi = \min \left(\Phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \Phi \leq \min \left(1.2 ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right)$$

$$\Phi \leq \min (1.2 ; 1.29 ; 3) = 1.2 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre+un etrier)

c) Calcul des espacements des armatures transversales :

$$St1 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow St1 = \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$St2 \leq \min (0.9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St2 = 40 \text{ cm}$$

BAEL91 (Art H.III.3)

$$St3 \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 153.1 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{44.42 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.3} = 0.49 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow St3 \leq 153.1 \text{ cm}$$

Et d'après le **RPA99/version2003**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **15 cm** pour la zone courante

courante

$$St = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi \right) = (11.25 ; 14.4)$$

On adopte un espacement de **10 cm** pour la zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0.003 \times St \times d = 0,003 \times 15 \times 40.5 = 1.82 \text{ cm}^2$$

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.82 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La condition est vérifiée .

III.2.2.2 Vérifications des poutres principales:

a) Condition de non fragilité :

$$A > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.47 \text{cm}^2$$

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 :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \text{ tel que : } \tau = \min (0.13 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) \quad (\text{F.P.N}) \text{ BAEL91(ArtH.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Vérification des contraintes tangentielles

Section	Vu (KN)	τ (MPa)	τ_u (MPa)
45×30	44.42	0.49	3.25

$$\tau_u = 0.49 \text{Mpa} < \tau_u = 3.25 \text{ Mpa} .$$

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- **En appui de rive :**

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

- **En appui intermédiaire :**

$$A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats de la vérification des armatures longitudinales au cisaillement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Vérification au cisaillement

section	A_l (cm ²)	M_u^a (MN.m)	A_p rive (cm ²)	A_p inter (cm ²)
45×30	2.19	0.030	0.13	1.24

d) Vérification à l'ELS :

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15(d \times A_s + d' \times A'_s)$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15[A_s(d-y) + A'_s(y-d')]$$

$$Y = 7.01 \text{cm}$$

$$I = 4183.18 \text{cm}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.86 \times 10^6}{4183.18 \times 10^4} \times 7.01 = 1.32 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.32 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

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 :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots 2$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots 3$$

1)	⇒	$\frac{45}{600}$	≥	$\frac{1}{16}$	⇒	0.075 ≥ 0.0625	Vérifiée
2)	⇒	$\frac{45}{500}$	≥	$\frac{15.92}{10 \times 18.53}$	⇒	0.086 ≥ 0.06	Vérifiée
3)	⇒	$\frac{2.19}{30 \times 45}$	≤	$\frac{4.2}{400}$	⇒	0.002 ≤ 0.01	Vérifiée

Les trois conditions sont satisfaites, donc le calcul des flèches peut être exclu.

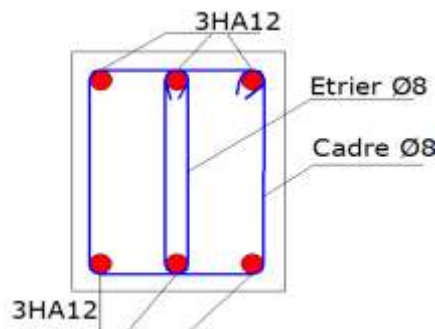


Figure III.2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires en travées et aux appuis

Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé les sections d'armature longitudinales et transversales à adopter pour les poteaux et les poutres.

CHAPITRE I
ETUDE
DE L'INFRASTRUCTURE

I.1 Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure, les transmettre et les répartir au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

La profondeur d'ancrage : $D = 2\text{m}$.

I.2 dimensionnement des semelles isolées :

I.2.1 semelle de type :

I.2.1.1 Détermination des sollicitations:

Les sollicitations les plus défavorables sont données par le logiciel Sap2000 est sont regroupés dans le tableau ci-dessous:

Tableau I.1 : Les sollicitations à la base des poteaux

Sollicitation	Situation durable	
	ELU	ELS
Nmax (KN)	560.49	374.33
M2 (KN.m)	2.89	4.79
M3 (KN.m)	7.64	0.55

I.2.1.2 Pré dimensionnement de la semelle :

Les poteaux de notre structure sont circulaire de diamètre D, dans les calculs on les considère comme des poteaux de section carrée ($a \times b = D^2$) donc les semelles sont carrées ($A * B$).

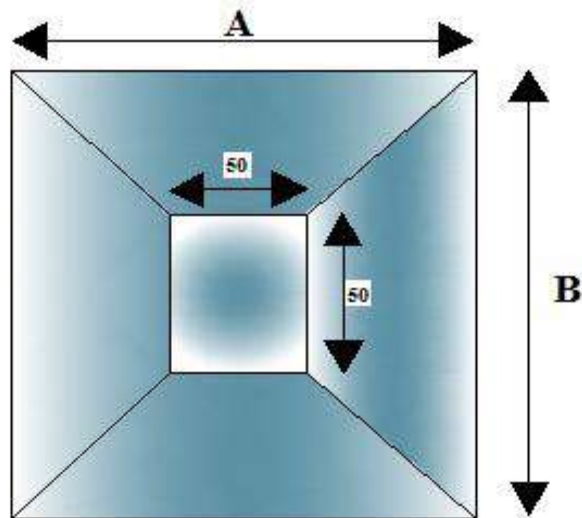


Figure I.1 : Semelle isolé.

$N_{max} = 560.49 \text{ kN}$

I.2.1.3 Dimensionnement de la semelle:

On a : $D = 50 \text{ cm}$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}} \cdot \frac{b}{a}} = \sqrt{\frac{560,49 \cdot 10^{-2} \cdot 0,5}{1,5 \cdot 0,5}} = 1,67 \text{ m}$$

$\Rightarrow B \geq 167 \text{ cm}$

On prend $B = A = 170 \text{ cm}$

$$H_{t1} \geq \left(\frac{A - a}{4} + c \right) \Rightarrow h_{t1} \geq \left(\frac{170 - 50}{4} + 5 \right)$$

$\Rightarrow h_{t1} \geq 35 \text{ cm}$, On prend $h_t = 35 \text{ cm}$

$H_2 = h_t - h_1$

$$\frac{h_t}{3} \leq h_1 \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow \frac{35}{3} \leq h_1 \leq \frac{35}{2} \Rightarrow 11.67 \leq h_1 \leq 17.5$$

On prend $h_1 = 15 \text{ cm}$,

$H_2 = 35 - 15 = 20 \text{ cm}$.

I.2.2. Etude de la semelle :

I.2.2.1. Vérification des contraintes

Points propre de la semelle

$P_s = V_s \cdot \gamma_b \Rightarrow \gamma_b = 2500 \text{ kg/cm}^2$

$$V_s = h_1 \cdot A \cdot B + \frac{h_2}{2} (A \cdot B + a \cdot b + \sqrt{a \cdot b \cdot A \cdot B})$$

$$V_s = 0,15 \times 1,7 \times 1,7 + \frac{0,2}{2} (1,70 \times 3,8 + 0,5 \times 0,5 + \sqrt{0,50 \times 0,50 \times 1,7 \times 1,7}) = 0,17 \text{ m}^3$$

$$P_s = 0,17 \times 2500 = 425 \text{ kg.}$$

$$N_t = N + 1,35 P = 56049 + 1,35 \times 425 = 56622,75 \text{ kg.}$$

$$\sigma = \frac{56622,75}{170 \times 170} = 1,96 \text{ kg/cm}^2 < 2 \text{ Bars} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{1,2} = \left(\frac{N_t}{A \cdot B} \pm \frac{6M}{A \cdot B^2} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{56622,75}{170 \times 170} \pm \frac{6 \times 2,89 \times 10^2}{170 \times 170^2} = 1,96 \text{ kg/cm}^2 < 2 \text{ Bars} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = \frac{56622,75}{170 \times 170} \pm \frac{6 \times 7,64 \times 10^2}{170 \times 170^2} = 1,96 \text{ kg/cm}^2 < 2 \text{ Bars} \quad \text{condition vérifiée.}$$

On doit vérifier si : $\sigma_m < \sigma_m^-$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,96 \text{ kg/cm}^2 < 2 \text{ Bars} \quad \text{condition vérifiée.}$$

I.2.2.2.Ferraillage :

Vérification de l'application de la méthode des bielles modifiées :

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 0$$

$$\frac{\sigma_m}{B} = \frac{1,96}{1,70} = 1,15 > 0 \Rightarrow \text{on utilise la méthode de bielles.}$$

Calcul des armatures :

Suivant A :

$$Q = \sigma_m \times A \times B$$

$$Q = 1,96 \times 170 \times 170 = 56644 \text{ kg.}$$

$$A_a = \frac{Q(A-a)}{8\sigma_s \times d} = \frac{56644 \times (170-50)}{8 \times 348 \times (30 \times 10)} = 8,14 \text{ cm}^2$$

Le choix : 8HA12 $\Rightarrow A = 9,04 \text{ cm}^2$

Suivant B :

$$Q = \sigma_m \times A \times B$$

$$Q = 1,96 \times 170 \times 170 = 56644 \text{ kg.}$$

$$A_B = \frac{Q(B-b)}{8\sigma_s \times d} = \frac{56644(170-50)}{8 \times 348 \times (30 \times 10)} = 8,14 \text{ cm}^2.$$

Le choix : 8HA12 $\Rightarrow A = 9,04 \text{ cm}^2$

ELS :

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\sigma}_{s1} = \min\left(\frac{2}{3} f_{te}; 150\right) \Rightarrow \text{acier } \sigma = 1,6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{s1} = \min(266,6; 240) \Rightarrow \bar{\sigma}_{s1} = 240 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$D = \frac{\bar{\sigma}_b \cdot A_B}{B} = \frac{15,8,14}{170} = 0,72 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,72 \times 30 = 43,2 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,72 + \sqrt{0,72^2 + 43,2} = 5,89 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{B \times Y^3}{3} + 15 \times A_B (d - y)^2 = \frac{170 \times 5,89^3}{3} + 15,8,14(30 - 5,89)^2 = 82554,83 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} = \frac{374,33}{82554,83} = 0,045$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,045 \times 5,89 = 0,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K (d - y_1) = 15 \cdot 0,045 (30 - 5,89) = 16,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 16,27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Calcul de l'espacement :

Suivant A :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \cdot 1,2 = 18 \text{ cm})$$

En prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Suivant B :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \cdot 1,4 = 21 \text{ cm})$$

En prend $S_t = 20 \text{ cm}$

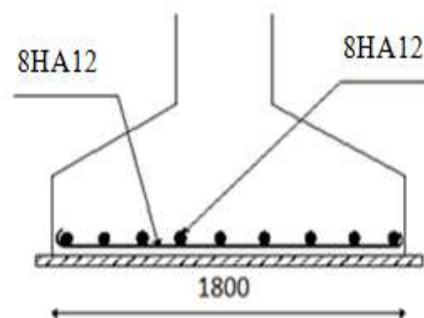


Figure V.2 : Ferrailage de la semelle type 1

I.3.Exemple du calcul de semelle jumelle

I.3.1.Pré dimensionnement :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 492,08 \text{ KN} \\ N_2 = 288,61 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow N = N_1 + N_2 = 492,08 + 288,61 = 780,69 \text{ KN}$$

Avec $\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

Donc $A = \frac{a}{b} B$

$S = A \times B$

$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$

$S = \frac{a \times B}{b} \times B = \frac{a \times B^2}{b} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{S \times b}{a}}$

$A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{780,69 \times 10^{-2}}{2} = 3,9 \text{ m}^2$

$B = \sqrt{\frac{3,9 \times 0,97}{0,5}} = 2,75$, on prend $B = 2,80 \text{ m}$

$A = \frac{50}{97} \times 280 = 144,3 \text{ cm}$, on prend $A = 1,60 \text{ m}$

$ht \geq \max \left(\frac{B-b}{4} + c, \frac{A-a}{4} + c \right) \Rightarrow ht \geq \left(\frac{280-97}{4} + 5, \frac{160-50}{4} + 5 \right)$

$\Rightarrow ht \geq 50,75 \text{ cm}$, On prend $ht = 55 \text{ cm}$

I.3.2.Etude de la semelles jumelé :

I.3.2.1.Vérification des contraintes

Poids propre de la semelle S_{j1}

$P_s = V_s \cdot \gamma_b \Rightarrow \gamma_b = 2500 \text{ kg/m}^3$

$V_s = ht \times A \cdot B$

$V_s = 0,55 \times 1,60 \times 2,80 = 2,46 \text{ m}^3$

$P_s = 2,46 \times 2500 = 6150 \text{ kg}$

$N_t = N + 1,35 P = 81 + 1,35 \times 20150 = 86371,5 \text{ kg}$.

$\sigma = \frac{86371,5}{280 \cdot 160} = 1,93 \text{ kg/m}^2 < 2 \text{ Bars}$ Condition vérifié

$$Q = \sigma \times A \times B$$

$$Q = 86464$$

I.3.2.2. Calcul des armatures :

Suivant A :

$$A_A = \frac{Q(A-a)}{8 \times \sigma_s \times d} = \frac{86464 \times (160 - 50)}{8 \times 348 \times (50 \times 10)} = 6,83 \text{ cm}^2.$$

Le choix : **7T12** \Rightarrow **A = 7,92 cm²**

Suivant B :

$$A_B = \frac{Q(B-b)}{8 \times \sigma_s \times d} = \frac{86464 \times (280 - 97)}{8 \times 348 \times (50 \times 10)} = 11,36 \text{ cm}^2.$$

Le choix : **11HA12** \Rightarrow **A = 12,44 cm²**

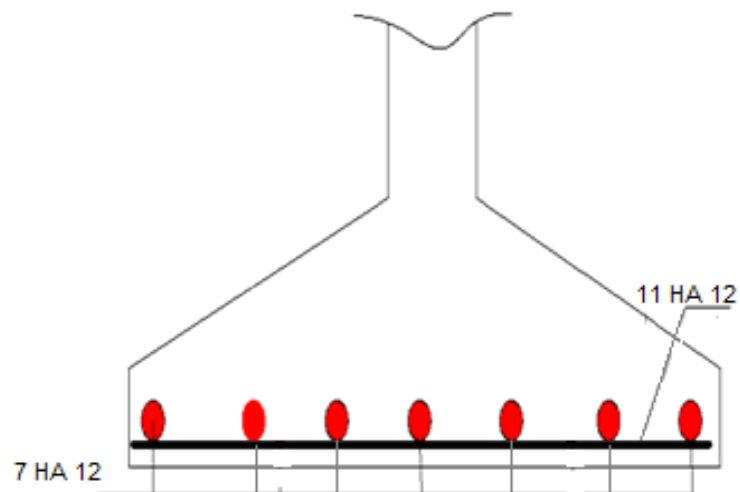


Figure I.3 : Schéma de ferrailage de la semelle jumelée

I.4.1 Semelles filantes :

Elle est soumise à un effort normal plus un moment de flexion rapporté au centre de gravité de la section du béton seul à la base du poteau.

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = B \times \frac{a}{b} = B$$

On doit vérifier : $\sigma_{moy} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{P}{s} + \frac{M}{I} y \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Les sollicitations les plus défavorables sont : $\begin{cases} M = 44.52 \text{ kN.m} \\ P = 290.90 \text{ kN} \end{cases}$

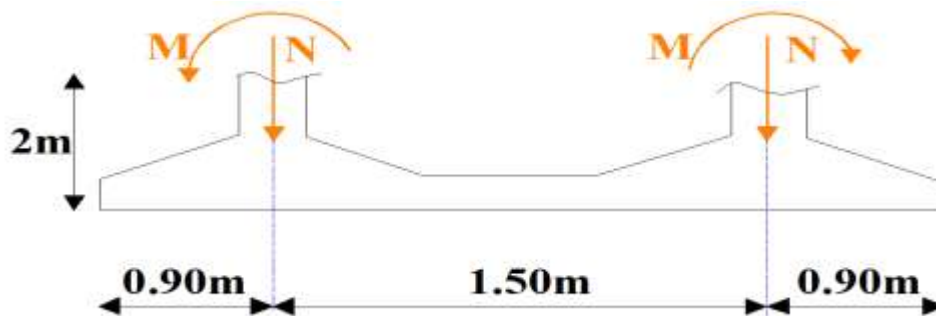


Figure I.4 : Efforts sollicitant la semelle filante

L'équation à résoudre est d'ordre 3, on procède par tâtonnement

$$\frac{P}{B^2} + \frac{6M}{B^3} \leq 0.2$$

$$B^3 - 1.439B - 1.335 > 0$$

Pour résoudre cette équation, on procède par tâtonnement

Pour : $B = 1.5\text{m}$ $equ = 0.016 > 0$

Donc on adopte : $A = B = 1.5\text{ m}$

La hauteur de la semelle est donnée par la condition de rigidité :

$$Ht \geq \max \left(\frac{B-b}{4}; \frac{A-a}{4} \right) + c ; c = 5\text{cm Enrage}$$

On adopte $ht = 30\text{cm}$

I.3.2.1 Vérification en tenant compte du poids de la semelle :

$$P_t = p + p_{sem}$$

$$p_{sem} = B^2 \times ht \times \gamma_b$$

$$p = 1,5^2 \times 30 \times 25 = 16,875 \text{ kN}$$

Poids de l'amorce du poteau :

$$p_{sem} = A^2 \times ht \times \gamma_b$$

$$p = 0,5^2 \times 1,70 \times 25 = 10,625 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow P_t = 269.90 + 27.5 = 297.40 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

$$\sigma = \frac{p_t}{B^2} \left(1 + \frac{6Xe_0}{B} \right)$$

$$e_0 = \frac{M}{P_t} = \frac{44.52}{297.42} = 0.149$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 2.1 \geq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2$$

condition non vérifiée

On remarque bien que la contrainte appliquée sur le sol dépasse sa capacité portante, pour résoudre ce problème on a choisi d'augmenté la section de la semelle.

$$A=B=1.6\text{m}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.18 \geq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2$$

condition vérifiée

Pour les files intérieurs de poteaux on a un entraxe de 1,5m , alors aura un chevauchement de fondations, donc on prévoit des semelles filantes sous deux poteaux.

I.3.2.2 Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur A et de longueur L situé sous un portique formé de 2 poteaux.

On a L=3.3m

Calcul de la largeur A :

$$\sum Ni = 269,90 + 239,02 = 508,92$$

$$A\tau \geq \frac{\sum Ni}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times \sum li} = 0,77 \text{ m}$$

$$A = 0,9 \text{ m}$$

La hauteur de la semelle est donnée par la condition de rigidité :

$$ht \geq \max \left(\frac{A-a}{4} \right) + c ; c = 5\text{cm} = \text{enrobage} \quad ht \geq 0,15 \text{ m}$$

on adopte ht = 20cm

I.3.2.3 Vérification en tenant compte du poids de la semelle :

$$N = N_{\text{max}} + p_{\text{sem}} + p_p$$

$$P_{\text{sem}} = A \times L \times ht \times \gamma_b = 0,9 \times 3,3 \times 0,2 \times 25 = 14,85 \text{ kN}$$

$$p_{\text{sem}} = A \times L \times ht \times \gamma_b = 0,5 \times 0,5 \times 1,8 \times 25 \times 2 = 22,5 \text{ kN}$$

Nmax : effort amené par le poteau.

P_{sem} : Poids propre de la semelle

P_p : Poids propre des deux poteaux

N : effort normal à la base de la fondation

$$\Rightarrow p_t = 265,44 + 239,02 + 1,35(14,85 + 22,5)$$

I.3.2.4 Vérification des contraintes :

$$\text{Si : } e_0 = \frac{M}{N} < \frac{A}{6} \Rightarrow \text{sens A}$$

On a :

Sens A :

$$\sigma^{\text{Max}} = \frac{N}{A \times L} \left(1 + \frac{6e_0}{L} \right)$$

$$\text{Avec : } e_0 = \frac{My}{N}$$

$$\sigma^{\text{Min}} = \frac{N}{A \times L} \left(1 - \frac{6e_0}{L} \right)$$

$$\sigma^{\text{Min}} = \frac{3\sigma_{\text{Max}} + \sigma_{\text{Min}}}{4} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

Si non :

$$\sigma^{\text{Max}} = \frac{2N}{3\left(\frac{A}{2} + e_0\right)L}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{Max}}}{4}$$

Tableau I.2: vérification des contraintes

Cas de chargement	sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
ELU	Sens A	1.38x10-3	1.87	1.86	1.86<2
ELS	Sens A	2.53x10-3	1.4	1.39	1.39<2

Les contraintes moyennes sont vérifiées

I.3.2.5 Ferrailage de la semelle filante :

❖ Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

(1) $\left\{ e_0 = \frac{A}{6} \rightarrow \text{sens A} \right.$

(2) $\left\{ e_0 = \frac{A}{24} \rightarrow \text{sens A} \right.$

➤ Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3Xe_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

➤ Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M1

$$M1 = \left(4 \times A + 0.3 \alpha - 0.9 e_0 \right) \left(\frac{\frac{A}{2} - 0.35\alpha}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27}$$

A-1) à l'ELU:

- **Armatures parallèles à "A":**

$$\begin{cases} e_0 = 0.0013 < \frac{0.9}{6} = 0.15 \\ e_0 = 0.0013 < \frac{0.9}{24} = 0.037 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul } N'$$

$$N' = 558,88 \left(1 + \frac{3 \times 0.0013}{0.9} \right) = 554.43 \text{ kN}$$

$$N' = 554.43 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' (A-a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{554.43 \times 10^{-3} (0.9 - 0.5)}{8 \times 0.15 \times 348} = 5.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/ml} = 1.61 \text{ cm}^2$$

A-2) à l'ELS:

- **Armatures parallèles à "A":**

$$\begin{cases} e_0 = 0.0025 < \frac{0.9}{6} = 0.15 \\ e_0 = 0.0025 < \frac{0.9}{24} = 0.037 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul } N'$$

$$N' = 416.52 \left(1 + \frac{3 \times 0.0025}{0.9} \right) = 420 \text{ kN}$$

$$N' = 420 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' (A-a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{420 \times 10^{-3} (0.9 - 0.5)}{8 \times 0.15 \times 348} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/ml} = 1.21 \text{ cm}^2$$

b) Condition de non fragilité

$$\text{Min } A_A = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h$$

$$\text{Min } A_A = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.2$$

$$\text{Min } A_A = 2.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_L = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h$$

$$\text{Min } A_L = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 90 \times 20$$

$\text{Min } A_L = 2.17\text{cm}^2$

Suivant A : on prend pour le sens A, des barres HA12

$L_s = \frac{1.2 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 \text{ cm} ; \frac{90}{4} = 22.5 \text{ cm}$

Suivant L : on prend pour le sens L, des barres HA10

$L_s = \frac{1 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 35.26 \text{ cm} ; \frac{330}{4} = 82.5 \text{ cm}$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais elles peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau I.3 : Les sections d'armatures de la semelle filante

Armatures	Situation		A _{min} (cm ²)	Nbre de Barre/ml	As (cm ²)	ls (cm)	St (cm)
	ELU	ELS					
As (A)	1.61	1.21	2.41	5HA12	5.65	42.32	20
As (L)	0.4	0.3	2.17	5HA10	2.51	35.26	20

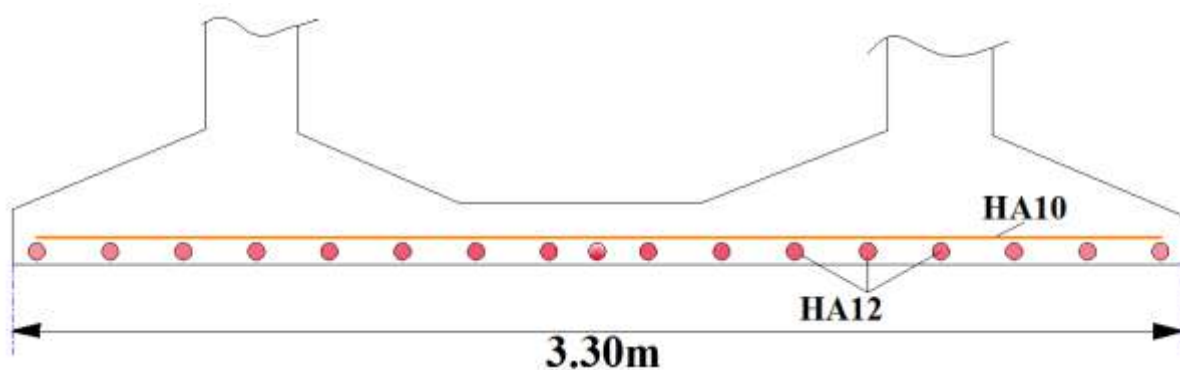


Figure I.5 : ferrailage de la semelle filante

I.2.1.4 Calcul des longrines :

❖ **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.

❖ **Pré dimensionnement :**

Selon le RPA99/version 2003 ; les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : - (50 × 30) cm² en sens poutre principale .
- (40 × 30) cm² en sens poutre secondaire .

I.3.1.5 Ferrailage des longrines :

Armateur longitudinale :

Les sections d'armature est donnée par le ferrailages minimal qui doit être environ 0,6% de la section avec des cadres :

➤ **Poutre principale :**

$$A=0,6\% \times b \times h=0,006 \times 50 \times 30 = 9 \text{ cm}^2$$

Le choix : **6HA14 = 9.24 cm²**

➤ **Poutre secondaire :**

$$A=0,6\% \times b \times h = 0,006 \times 40 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Le choix : **6HA14 = 9.24 cm².**

Armatures transversales :

selon RPA 99/2003(Art 10-1)

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à : min (20 cm, 15Φ)

$$St < (20\text{cm}, 15 \times 0,8) = 12\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

L'espacement:

$$St = \min(20\text{cm}, 15\Phi) = 15\text{cm} \quad e=15 \text{ cm}$$

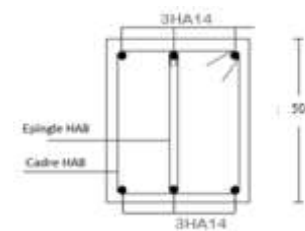


Figure I.6 : ferrailage de

longrine sens de poutre principale

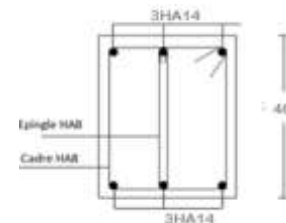


figure I.7 : ferrailage de longrine ,

sens de poutre secondaire

I.2.2.6 Ferrailage du fût en béton :

Les fondations sont ancrées à D = 2 m ; l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension (50×50) cm² Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée.

❖ **Ferrailage longitudinal:**

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 300,77 \text{ kN} \\ M = 127,85 \text{ kN.m} \\ V = 68,04 \text{ kN} \end{array} \right.$$

e_0 : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

l : Hauteur totale du Poteau

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{127,85}{300,77}$$

$$e_0 = 0,42$$

$$A = (0,337h - 0,18d) b h f_{bu}$$

$$A = (0,337 \times 0,5 - 0,81 \times 0,05) 0,5 \times 0,5 \times 14,2$$

$$A = 454,47 \text{ kN}$$

$$B = N_u (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u (d - \frac{h}{2})$$

$$M_{uA} = 127,85 + 300,77 (0,42 - \frac{0,5}{2})$$

$$M_{uA} = 188,01 \text{ kN.m}$$

$$B = 300,77 (0,45 - 0,05) - 188,01$$

$$B = - 67,70$$

$$A = 454,47 \text{ kN} > B = - 67,7 \text{ kN}$$

L a section est partiellement comprimée, le calcul de ferrailage se fera en flexion simple .

$$u_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$u_{bu} = \frac{188,01 \times 10^{-3}}{1,8 \times 0,45^2 \times 14,2}$$

$$u_{bu} = 0,036$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}}{0,8}$$

$$\alpha = 0,045$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha)$$

$$Z = 0,44$$

$$A_t = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}}$$

$$A_t = 12,28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_t - \frac{N_u}{f_{st}}$$

$$A_s = 3,42 \text{ cm}^2$$

Le RPA exige une section minimale

$$A_s^{\min} = 0,8\% b.h \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,8 \times 10^{-2} \times 50 \times 50$$

$$A_s^{\min} = 20 \text{ cm}^2$$

on chois

$$6\text{HA}20 + 2\text{HA}14 = 21,93 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferrailage transversal :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{68,04 \times 10^{-3}}{1,8 \times 0,45}$$

$$\tau_u = 0,084 \text{ Mpa}$$

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \min(0,1f_{c28}; 4\text{Mpa}) \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,084 < \tau_u = 2,5 \text{ Mpa} .$$

Condition vérifiée .

*Selon BAEL91 :

$$\begin{cases} s_t \leq \min(0,9 d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times \delta_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \end{cases}$$

δ_t : L'espace entre les armatures transversales

φ_t : Diamètre des armatures transversales

h : La hauteur de la section

b : La largeur de la section

A_t : Section d'armature transversale

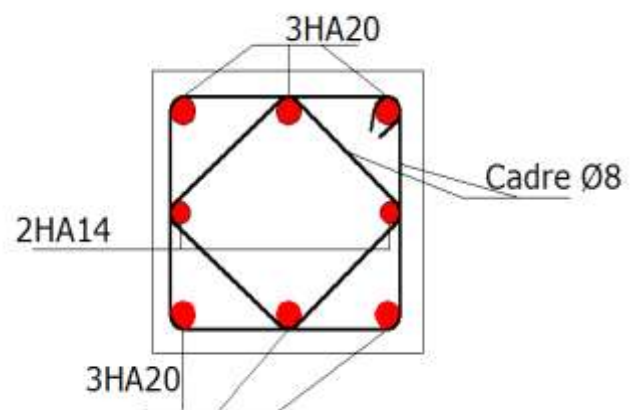


Figure I.8 : Schéma de ferrailage du fût .

$$\begin{cases} \delta_t \leq 40\text{cm} \\ \varphi_t \leq 1,4\text{cm} \\ A_t \geq 2\text{cm}^2 \end{cases}$$

4HA8 soit $A_t = 2,01\text{cm}^2$

Conclusion :

Dans ce chapitre on a dimensionné les différents types de fondations utilisés dans notre ouvrage.

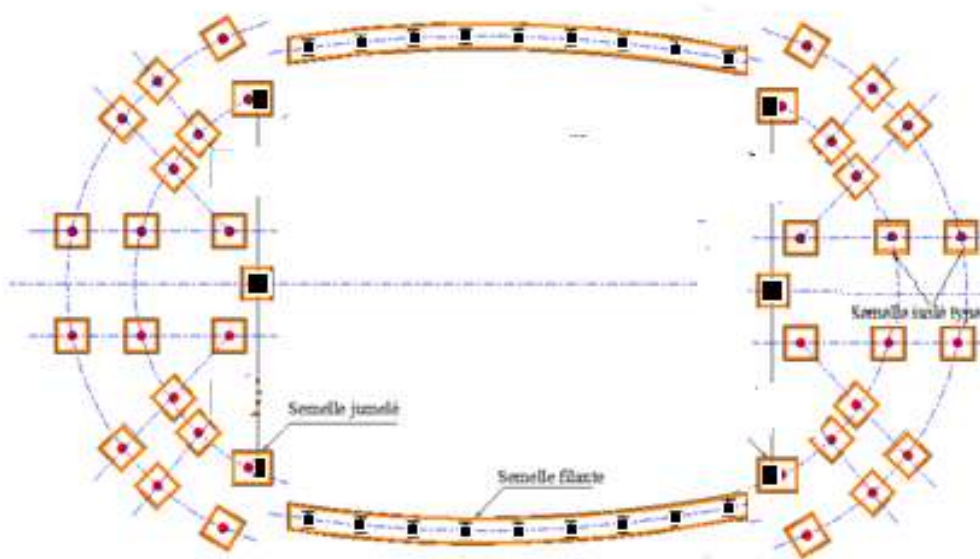


Figure I.9 : Plan de repérage des fondations

CONCLUSION

CONCLUSION :

L'étude de ce projet nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur. La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que SAP2000, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- La modélisation représente une part importante de l'étude, elle doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables.
- Les possibilités d'erreurs sont nombreuses, et peuvent se situer à différents niveaux, notamment durant la modélisation, et c'est difficile de s'en apercevoir.
- L'association mécanique des deux matériaux l'acier et le béton, par l'intermédiaire d'une connexion située à l'interface des matériaux, formant ainsi une poutre mixte ce qui a augmenté à la fois la résistance, la rigidité et diminuer la hauteur de celle-ci.
 - La bonne conception des assemblages est primordiale pour la stabilité des structures métalliques néanmoins, vaudrait mieux une structure bien assemblée qu'une structure surdimensionnée.
- La complexité du plan d'architecture nous a poussé à opter pour plusieurs types de fondations à savoir : semelles isolées, jumelées et filantes.
- Le rôle très important que jouent les dispositions constructives dans le comportement dynamique de la structure.
- Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans le souci de garantir à l'ouvrage une bonne résistance, et de faciliter l'exécution des travaux au chantier tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement en vigueur.
- L'objectif final du projet est de nous mettre en situation réelle d'ingénieur en Génie Civil, ayant de contraintes physiques, architecturales et économiques à respecter afin d'acquérir méthodes et rigueur. Analyser des résultats, valider les hypothèses, faire des choix et savoir les justifier tel est le but qu'on s'est fixé.

BIBLIOGRAPHIE

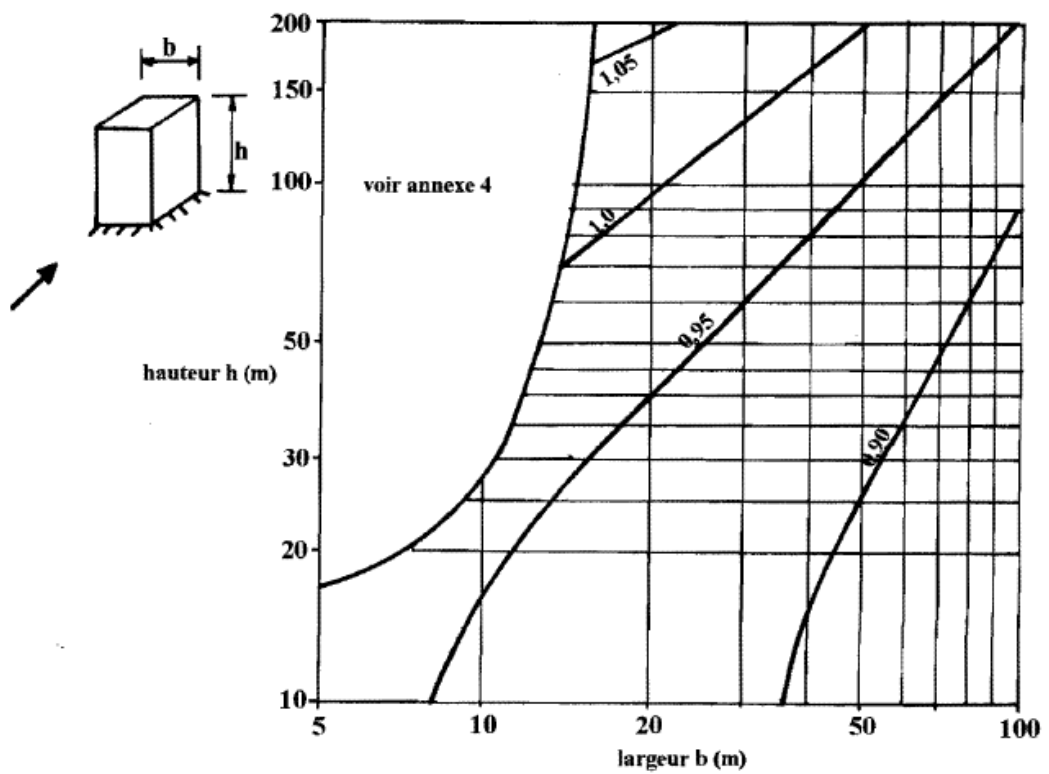
BIBLIOGRAPHIE

1. Règlement Neige et Vent Algérien RNV99«NV65, NV99»
2. Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
3. REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER
« CCM97 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme,(ALGERIE).
4. DTRB.C.2.2: Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire)
5. Calcul des ouvrages en béton armé (Mr : BELAZOUGHFI).
6. DTR BC.2.48/ règlement parasismiquealgérienne«RPA 99/2003
7. BAEL91 'Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites ', 3^{ème} édition OPU, 2000 .
8. JEANMORAREL, 'Conception et calcul structures métalliques ', selon l'EUROCODE 3 ,2005
9. LAHLOUDAHMANI 'Calcul des éléments résistants d'une construction métallique',
10. ARIBERT, Eurocode 4 Conception et dimensionnement des structures mixtes, Acier-béton, EYROLLES, Paris, 1994.
11. Neufert 7^{ème} édition

12. Calcul d'un Batiment en R+5 Usage d'habitation et commercial)Réalisé par
:(BOUKHEMACHA Mohamed Amine et BOUKHEMACHA Mohamed
Amine.(Promotion Juin 2006) .
13. étude et dimensionnement d'une piscine olympique a sig.Réalisé par :
BENYELLES Mohamed Hadiet BENYELLES ChemseddineMehdi(2013)
14. Etude d'une ossature d'un hangar en béton arme et en charpente métallique a
OUARGLA (étude comparative) .présente par : MESTOURI cherihen et
LAMARAT bahia

ANNEXES

Valeurs de C_{ap} pour les structures mixtes (acier-béton)



TAB :1

Etat de surface	Coefficient de frottement
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0,04

Valeurs des coefficients de frottement

TAB :2

Site	$C_t(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

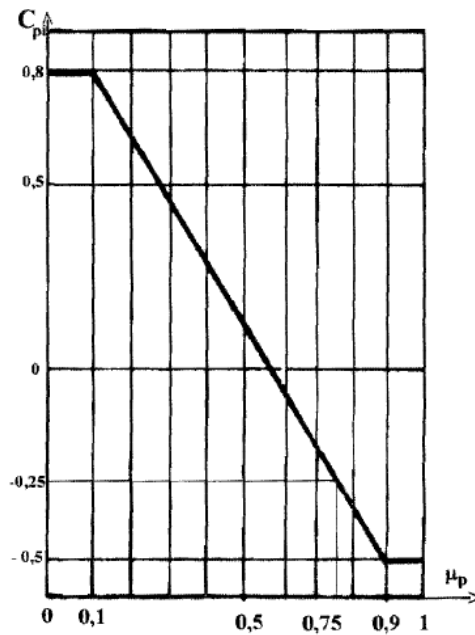
Tableau 2.5 : Valeurs de $C_t(z)$

TAB :3

Pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,l}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,l}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,l}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,l}$
5°	-1,6	-2,2	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-1,3	-2,0	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-1,2	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,2	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

Tableau 5.3 : Coefficients de pression extérieure pour toitures
à un versant vent de direction $\theta = 0^\circ$, $\theta = 90^\circ$ et $\theta = 180^\circ$

TAB :4



5.15 : C_p pour les bâtiments sans cloisons intérieures

TAB :5

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,13
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

TAB :6

Pente α	Zones pour vents de direction $\theta = 0^\circ$						Zones pour vents de direction $\theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	- 1,7	- 2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,6	- 1,2	- 2,3	- 2,5	- 1,3	- 2,0	- 0,8	- 1,2
15°	- 0,9	- 2,0	- 0,8	- 1,5	- 0,3		- 2,5	- 2,8	- 1,3	- 2,0	- 0,9	- 1,2
	+ 0,2		+ 0,2		+ 0,2							
30°	- 0,5	- 1,5	- 0,5	- 1,5	- 0,2		- 1,1	- 2,3	- 0,8	- 1,5		- 0,8
	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,7							
45°	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,6		- 0,6	- 1,3	- 0,5		- 0,7	
60°	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,7		- 0,5	- 1,0	- 0,5		- 0,5	
75°	+ 0,8		- 0,8		+ 0,8		- 0,5	- 1,0	- 0,5		- 0,5	

TAB :7

Tab : Coefficients de pression extérieure pour toitures
à un versant vent de direction $q = 0^\circ$, $q = 90^\circ$ et $q = 180^\circ$

A		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

Tableau 5.1 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

Annexe 1:
Section réelles d'armatures

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 2 : Valeur de X en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de X pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe 3 : section de cornière

	G	h = b	t	r ₁	r ₂	A	z _x =y _s	v	u ₁	u ₂	A _c	A _G
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	mm	mm	m ³ /m	m ³ /t
						x10 ²	x10	x10	x10	x10		
L 20 x 20 x 3-	0,882	20	3	3,5	2	1,12	0,60	1,41	0,84	0,70	0,080	87,40
L 25 x 25 x 3x1-	1,12	25	3	3,5	2	1,42	0,72	1,77	1,02	0,88	0,100	86,88
L 25 x 25 x 4x1-	1,45	25	4	3,5	2	1,85	0,76	1,77	1,08	0,89	0,100	66,67
L 30 x 30 x 3x1-	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,84	2,12	1,18	1,05	0,120	84,87
L 30 x 30 x 4x1-	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,88	2,12	1,24	1,06	0,120	65,02
L 35 x 35 x 4x1-	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,140	64,82
L 40 x 40 x 4x1-	2,42	40	4	6	3	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,150	64,07
L 40 x 40 x 5x1-	2,97	40	5	6	3	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,150	52,07
L 45 x 45 x 4,5x1-	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,170	56,83
L 50 x 50 x 4x1-	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,190	63,49
L 50 x 50 x 5x1-	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,190	51,46
L 50 x 50 x 6x1-	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,190	43,41
L 60 x 60 x 5x1-	4,57	60	5	8	4	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,230	51,04
L 60 x 60 x 6x1-	5,42	60	6	8	4	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,230	42,99
L 60 x 60 x 8x1-	7,09	60	8	8	4	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,230	32,89
L 65 x 65 x 7-	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,250	36,95
L 70 x 70 x 6-	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,270	42,68
L 70 x 70 x 7-	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,270	36,91
L 75 x 75 x 6-	6,85	75	6	10	5	8,73	2,04	5,30	2,89	2,63	0,290	42,44
L 75 x 75 x 8-	8,99	75	8	10	5	11,4	2,13	5,30	3,01	2,65	0,290	32,37
L 80 x 80 x 8-	9,63	80	8	10	6	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,310	32,34
L 80 x 80 x 10-	11,9	80	10	10	5	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,310	26,26
L 90 x 90 x 7-	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,350	36,48
L 90 x 90 x 8-	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,350	32,15
L 90 x 90 x 9-	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,350	28,77
L 90 x 90 x 10-	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,350	26,07
L 100 x 100 x 8 ¹ -	12,2	100	8	12	6	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L 100 x 100 x 10 ¹ -	15,0	100	10	12	6	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L 100 x 100 x 12 ¹ -	17,8	100	12	12	6	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L 110 x 110 x 10 ¹	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L 110 x 110 x 12 ¹	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73
L 120 x 120 x 10-	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	4,69	4,24	0,469	25,76
L 120 x 120 x 11	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	4,75	4,25	0,469	23,54
L 120 x 120 x 12-	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	4,80	4,26	0,469	21,69
L 120 x 120 x 13	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12
L 120 x 120 x 15	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	4,97	4,31	0,469	17,60
L 130 x 130 x 12 ¹ -	23,6	130	12	14	7	30,0	3,64	9,19	5,15	4,60	0,508	21,59
L 150 x 150 x 10 ¹ +	23,0	150	10	16	8	29,3	4,03	10,61	5,71	5,28	0,586	25,51

Annexe 5 : Caractéristiques des profils

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _j	d	P _{min}	P _{max}	A _L	A _G
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	mm	mm	m ² /m	m ² /t
							x10 ²						
IPE 80 A•/• www.geniecivil.org (hichem)	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	0,325	64,90
	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	0,328	54,64
IPE A 100•/•	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	####	-	0,397	57,57
IPE 100•	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	0,400	49,33
IPE A 120•	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	0,475	45,82
IPE A 140•	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	0,551	42,70
IPE A 160•	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	0,623	39,47
IPE A 180•	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	50	50	0,705	33,12
IPE A 200•	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183	159	56	60	0,779	31,05
IPE A 220•	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	58	66	0,858	29,24
IPE A 240•	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	66	70	0,932	27,17
IPE A 270•	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	72	72	1,051	24,88
IPE A 300•	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	74	88	1,174	23,81
IPE A 330•	43,0	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	80	98	1,268	22,24
IPE A 360•	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64,0	334,6	298,6	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	90	90	1,367	20,69
IPE A 400•	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	96	100	1,481	19,57
IPE A 450•	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	102	104	1,622	17,56
IPE A 500•	79,4	497	200	8,4	14,5	21	101	468	426	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12	19	21	137	468	426	104	114	1,760	16,40
IPE A 550•	92,1	547	210	9	15,7	24	117	515,6	467,6	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	110	122	1,877	17,78
IPE O 550+	123	556	212	12,7	20,2	24	156	515,6	467,6	110	122	1,893	15,45

	G	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y} †	i _y	A _{vz}	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z} †	i _z	s _s	I _t	I _w
	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm	mm ⁴	mm ⁶
		x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹
IPE 80 A	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	6,85	2,98	4,69	1,04	17,60	0,42	0,09
IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12
IPE A 100	6,9	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44	13,12	4,77	7,54	1,22	21,20	0,77	0,28
IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35
IPE A 120	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41	22,39	7,00	10,98	1,42	22,20	1,04	0,71
IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89
IPE A 140	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21	36,42	9,98	15,52	1,65	23,20	1,36	1,58
IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98
IPE A 160	12,7	689,3	87,81	99,09	6,53	7,80	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09
IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96
IPE A 180	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20	81,89	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43
IPE O 180	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	12,70	117,3	25,50	39,91	2,08	34,54	6,76	8,74
IPE A 200	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47	117,2	23,43	36,54	2,23	32,56	4,11	10,53
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99
IPE O 200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57
IPE A 220	22,2	2317	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67
IPE O 220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79
IPE A 240	26,2	3290	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26
IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39
IPE O 240	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68
IPE A 270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51
IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58
IPE O 270	42,3	6947	507,1	574,6	11,36	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,90	87,64
IPE A 300	36,5	7173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	13,43	107,2
IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9
IPE O 300	49,3	9994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _j	d	Ø	P _{min}	P _{max}
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm		mm	mm
							x10 ²					
HE 100 AA•	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M 10	56	58
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64
HE 120 AA•	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M 12	60	68
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74
HE 140 AA•	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M 16	64	76
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M 16	66	76
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82
HE 160 AA•	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90
HE 180 AA•	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98
HE 200 AA•	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106
HE 220 AA•	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124