

Sommaire

Introduction générale	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage	3
I.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
I.2. Présentation du projet.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3. Données géométriques de l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
I.4. Localisation et données concernant le site	Erreur ! Signet non défini.
I.5. Règlements utilisés	Erreur ! Signet non défini.
I.6. Matériaux utilisés	Erreur ! Signet non défini.
Acier	Erreur ! Signet non défini.
Béton armé	Erreur ! Signet non défini.
Boulons d'assemblage	Erreur ! Signet non défini.
I.7. l'assemblage	Erreur ! Signet non défini.
I.8. Conception structurelle	Erreur ! Signet non défini.
I.9. Le dimensionnement des différents éléments	Erreur ! Signet non défini.
I.10. Conception structurale	Erreur ! Signet non défini.
a) Partie horizontale	Erreur ! Signet non défini.
La toiture :	Erreur ! Signet non défini.
Poutres en treillis :	Erreur ! Signet non défini.
Le contreventement:	Erreur ! Signet non défini.
Panneaux en TN 40 :	Erreur ! Signet non défini.
b) Partie verticale (les façades)	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 2 : Descente des charges	14
II .1 Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
II.2 La charge permanente.....	Erreur ! Signet non défini.
II. 3 Les surcharges d'exploitation	Erreur ! Signet non défini.
II.4 Surcharge climatiques.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
II.4.2 Charge de la neige	Erreur ! Signet non défini.

II.4.3 l'effet de vent.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.3 .1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
II.4.3.2 Action de vent sur la construction	Erreur ! Signet non défini.
II.4.3.3 calcul détaillée de l'effet de vent	Erreur ! Signet non défini.
II.5 Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires	34
Aucune entrée de table des matières n'a été trouvée.	
IV.1 Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2 Principe de la méthode.....	Erreur ! Signet non défini.
a. Classification des zones sismiques	Erreur ! Signet non défini.
b. Classification de l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
IV.3 Spectre de réponse de calcul	Erreur ! Signet non défini.
IV.4 Analyse dynamique de la structure	Erreur ! Signet non défini.
IV.4 .1 Modélisation de la structure.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.2 Analyse modale	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.3 Nombre des modes à considérer (RPA99 /V2003).....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5 Vérification de la période fondamentale de la structure.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.1 Vérification de la force sismique à la base-	Erreur ! Signet non défini.
VI.6 Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux	66
V.1 Etude du contreventement	Erreur ! Signet non défini.
V.1.1 contreventement verticaux (palée de stabilité)	Erreur ! Signet non défini.
V.1.2 contreventement horizontaux (Poutre au vent).....	Erreur ! Signet non défini.
A/section de la diagonale.....	Erreur ! Signet non défini.
B/ vérification des contraintes :	Erreur ! Signet non défini.
V.2 Etude de la ferme	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2 Types de fermes	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3 Choix de la ferme	Erreur ! Signet non défini.
V.2.4 Calcul des efforts dans les barres	Erreur ! Signet non défini.
V.3 Pré -dimensionnement des poteaux	Erreur ! Signet non défini.
V.3.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
V.3.2 Pré -dimensionnement de poteau coté long-pan en béton armé.....	Erreur ! Signet non défini.

V.3.2.1 vérification du poteau au flambement	Erreur ! Signet non défini.
V.3.2.2 Calcul de ferrailage :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.3 Pré -dimensionnement de poteau coté pignon en béton armé	Erreur ! Signet non défini.
V.3.3.1 vérification du poteau au flambement	Erreur ! Signet non défini.
V.4 Les tiges d'ancrage	Erreur ! Signet non défini.
V.4.1 Vérification des tiges d'ancrage	Erreur ! Signet non défini.
V.4.3 Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement.....	Erreur ! Signet non défini.
V.5 Les pieds de poteaux	Erreur ! Signet non défini.
V.5.1 Dimensionnement de la plaque d'assise	Erreur ! Signet non défini.
V.5.2 Cordons de soudure	Erreur ! Signet non défini.
V.5.3 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement	Erreur ! Signet non défini.
V.5.4 Estimation de l'aire de la plaque d'assise poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
V.5.5 Surface de la platine	Erreur ! Signet non défini.
V.5.6 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise	Erreur ! Signet non défini.
V.5.7 Détermination de l'épaisseur minimale requise de la plaque d'assise	Erreur ! Signet non défini.
V.5.8 Calcul de la largeur d'appui additionnel C.....	Erreur ! Signet non défini.
V.5.9 Calcul de la section efficace A_{eff}	Erreur ! Signet non défini.
V.5.10 Calcul de la résistance à l'effort axial.....	Erreur ! Signet non défini.
V.5.11 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant	Erreur ! Signet non défini.
V.5.12 Vérification de la résistance au cisaillement de la plaque d'assise	Erreur ! Signet non défini.
V.6.1 Ferrailage longitudinal	Erreur ! Signet non défini.
V.6.1.2 Ferrailage sur appui.....	Erreur ! Signet non défini.
V.6.2 Vérifications nécessaires pour les poutres.....	Erreur ! Signet non défini.
V.6.2.1 Condition de non fragilité.....	Erreur ! Signet non défini.
V.6.2.2 Pourcentage exigé par les RPA99	Erreur ! Signet non défini.
V.6.2.3 Ferrailage transversal	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 6 : Etude de Fondation	97
VI.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
VI.2 Les types des fondations.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3 Choix des fondations.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4 Dimensionnement de Semelle filante sous plusieurs poteaux	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1 Dimensionnement de Semelle filante sous huit poteaux	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.1 Calcul du ferrailage	Erreur ! Signet non défini.

VI.4.1.2 Vérification à l'ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.2 Dimensionnement de Semelle filante sous trois poteaux	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.2.1 Calcul du ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.2.2 vérification à l'ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3 Dimensionnement de Semelle filante sous deux poteaux	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3.1 Calcul du ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3.2 Vérification à l'ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.5 Calcul des longrines	Erreur ! Signet non défini.
VI.6 conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 7 : Etude des assemblages	110
VII.1 Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.2 Définition	Erreur ! Signet non défini.
VII.3 Fonctionnement des assemblages	Erreur ! Signet non défini.
VII.4 Classification des assemblages	Erreur ! Signet non défini.
VII.5 Classe des boulons	Erreur ! Signet non défini.
VII.6 Calcul des assemblages	Erreur ! Signet non défini.
VII.6.1 L'épaisseur du gousset.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.6.2 Assemblage des éléments de la ferme.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.6.2.1 Assemblage par soudure.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.6.2.2 Vérification de la soudure au cisaillement.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.7 Eclissage de la ferme	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.1 Assemblage membrure supérieure et inférieure gousset	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.1.1 Positionnement des trous pour boulons	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.1.2 Calcul du nombre des boulons.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.1.3 Vérification de la pression diamétrale	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.2 Assemblage montant gousset.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.2.1 Positionnement des trous pour boulons	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.2.2 Calcul du nombre des boulons.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.2.3 Vérification de la pression diamétrale	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.3 Assemblage diagonal gousset	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.3.1 Positionnement des trous pour boulons	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.3.2 Calcul du nombre des boulons.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.3.3 Vérification de la pression diamétrale	Erreur ! Signet non défini.

VII.7.4 Assemblage membreur superieure gousset	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.4.1 Positionnement des trous pour boulons	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.4.2 Calcul du nombre des boulons.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.7.4.3 Vérification de la pression diamétrale	Erreur ! Signet non défini.
VII.8 Disposition constructive.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.9 Conclusion	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 8 : Etude du bassin	129
VIII.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
VIII.2 Présentation du bassin.....	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3 Calcul des poussés.....	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3.1 Poussées hydrauliques (P_h).....	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3.2 Poussées hydrodynamiques (P_{hd}).....	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3.4 Modélisation	Erreur ! Signet non défini.
VIII.4 Dimensionnement des éléments	Erreur ! Signet non défini.
a) Coffrage des voiles	Erreur ! Signet non défini.
b) Coffrage du radier.....	Erreur ! Signet non défini.
VIII.5 Calcul du ferrailage.....	Erreur ! Signet non défini.
a. Ferrailage du radier.....	Erreur ! Signet non défini.
b. Ferrailage du voile	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 9 : Protection et entretien de la structure	137
IX .1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
IX .2 La démarche de diagnostic et le projet de réparation et d'entretien	Erreur ! Signet non défini.
IX.3 Les pathologies des ouvrages métalliques	Erreur ! Signet non défini.
IX.3.1 La corrosion	Erreur ! Signet non défini.
IX .3.2 La fragilité.....	Erreur ! Signet non défini.
IX.3.3 La fatigue.....	Erreur ! Signet non défini.
IX.3.4 Déconsolidation des assemblages	Erreur ! Signet non défini.
IX .4 Résistance au feu	Erreur ! Signet non défini.
IX .4.1 La résistance au feu.....	Erreur ! Signet non défini.
IX .4.2 Résistance au feu des constructions en acier.....	Erreur ! Signet non défini.
IX .4.3 Les peintures intumescents	Erreur ! Signet non défini.
IX .5 Les pathologie du béton.....	Erreur ! Signet non défini.

IX .5.1 Lessivage	Erreur ! Signet non défini.
IX .5.2 Alkali-réaction	Erreur ! Signet non défini.
IX .5.3 Retrait	Erreur ! Signet non défini.
IX .5.4 Attaque des ions chlorures	Erreur ! Signet non défini.
IX .6 Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.

Aucune entrée de table des matières n'a été trouvée. Bibliographie

Annexes

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Règlement techniques utilisées pour la construction.....	5
Tableau I.2 : Valeurs nominales des résistances f_y et f_u de l'acier fe 360.....	5
Tableau I.3 : Valeurs nominales de f_y pour l'acier d'armature.....	6
Tableau II.1 : Coefficient de forme μ - toiture a deux versant.....	15
Tableau II.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence.....	18
Tableau II.3: valeur de la vitesse de référence du vent.....	19
Tableau II.4:définition de catégories de terrain.....	19
Tableau II.5: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.....	21
Tableau II.6: Pressions sur les parois verticales et la toiture.....	27
Tableau II.7 : Pressions sur les parois verticales et la toiture.....	28
Tableau II.8 : Pressions sur les parois verticales et la toiture.....	30
Tableau III.1 : Caractéristique du profilé IPE 140.....	41
Tableau III.2: valeurs de la section résistante A_s des boulons à la traction.....	48
Tableau IV.1: Valeurs des pénalités Pq	57
Tableau IV.2 : déplacement relatifs dans le sens (X-X)	62
Tableau IV.3: déplacement relatifs dans le sens (X-X)	62
Tableau V.1 : Caractéristique géométrique d'une cornière à ailes égales $L40 \times 40 \times 4$	65
Tableau V.2 : Caractéristique géométrique des cornières à ailes égales	70
Tableau VII.1 : Classe des boulons	110
Tableau VII.2: valeur des coefficients variable selon la nuance d'acier	112
Tableau VII.3: Valeurs des coefficients variables selon la nuance d'acier	112

Liste des figures

Figure I.1: localisation du site projet (Marsat Ben M'hidi , wilaya de Tlemcen).....	4
Figure I .2 : Spécifications techniques du boulon HR.....	7
Figure I.3 : toiture métallique.....	9
Figure I.4 : poutres en treillis.....	9
Figure I.5: les différentes pannes utilisées en charpente métallique.....	10
Figure I .6 : le contreventement horizontal et vertical.....	11
Figure I .7 : Panneau en TN40	11
Figure II.1 : le sens de vent sur la structure.....	17
Figure II.2 : Légende pour les parois verticales- long pan.....	22
Figure. II.3 : Légende pour la toiture -long pan	22
Figure. II.4: Légende pour les parois verticales-pignon.....	23
Figure .II.5: Légende pour les toitures plates-pignon	23
Figure. II.6 : Répartition des pressions sur les parois verticales direction V2 de vent	27
Figure. II.7 : Répartition des pressions sur la toiture direction V2 de vent	28
Figure. II.8 : Répartition des pressions sur les parois verticales direction V4 de vent	29
Figure. II.9 : Répartition des pressions sur la toiture direction V4 de vent	29
Figure II.10 : Répartition des pressions sur les parois verticales direction V1etV3 de vent..	30
Figure II.11: Répartition des pressions sur la toiture verticales direction V1etV3 de vent.....	31
Figure III.1: Moignon cylindrique.....	35
Figure III.2: Différentes charges sur la panne.....	37
Figure III.3 : Coupe transversale des liernes.....	45
Figure III.4 : Coupe transversale de l'échantignole.....	46
Figure III.5: Cordon de soudure de l'échantignole.....	49
Figure IV.1 : Spectre de réponse	59
Figure V.1: Localisation de la poutre au vent	64
Figure V.2 : Vue longitudinale du poteau	85
Figure. V.3 : Les caractéristiques des tiges d'ancrage	86
Figure.VI.1 : semelle filante sous poteaux	96
Figure VI.2 : ferrailage semelle filante sous trois poteaux	100
Figure VI.3 : ferrailage semelle filante sous deux poteaux	103
Figure.VI.4 : Ferrailage des longrines	106

Figure VI.1 : Attache de deux cornières sur un gousset	111
Figure VII.2 : Schéma d'assemblage membrure supérieur +inferieur-gousset	113
Figure VII.3: Schéma d'assemblage montant-gousset	114
Figure VII. 4: Schéma d'assemblage diagonale-gousset	115
Figure VII.5: Vue en 3D d'assemblage par boulons membrure supérieur +inferieur-gousset	118
Figure VII.6: Détail d'assemblage par boulons membrure supérieur +inferieur, gousset	118
Figure VII.7 : Schéma d'assemblage par boulon montant, gousset	120
Figure VII.8: Schéma d'assemblage par boulons diagonale, gousset	122
Figure VII.9: Schéma d'assemblage par boulons contreventement-gousset 2L×100×100×10	123
Figure VIII.1 : Diagramme des forces de poussée de l'eau	125
Figure VIII.2 : Présentation du bassin	126
Figure VIII.3 : Diagramme des poussées hydrostatiques (P_h)	127
Figure VIII.4 : Réaction du sol sous l'effet du au poids de l'eau	128
Figure VIII.5 : Disposition des armatures de radier	130
Figure VIII.6 : Disposition des armatures du voile	131
Figure VX.1 : Schéma d'une fourrure soudée	135
Figure VX.2 : Schéma de rechargement par soudure	135
Figure VX.3 : Exemple d'essais de traction sur acier ductile et fragile	136
Figure VX.4 : Différents stades de déconsolidation d'un assemblage rivé	137
Figure VX.5 : lessivage	140
Figure VX. 6 : alcali-réaction	141

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

$C_{p,\text{net}}$: Coefficient de pression nette.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2.1 \cdot 10^5$ MPa).

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa).

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

L : Longueur.

M : Moment de flexion.

M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{Pl} : Moment plastique.

$M_{\text{b,Rd}}$: Moment de la résistance au déversement .

$N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t,sd}$: Effort normale de traction.

N_{csd} : Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

Q : Charge d'exploitation.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige.

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.

t_w : Épaisseur de l'âme de poutre.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

\emptyset : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

Introduction
générale

Introduction générale

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de master en Génie civil option construction métallique, nous sommes menés à réaliser un projet de fin d'études, ce dernier consiste à calculer et à dimensionner une structure afin qu'elle remplisse sa mission comme les normes conceptuelle et technique soit rempli.

Il s'agit de l'étude d'une piscine semi olympique, qui été réalisée pour la localité de Marsa Ben M'hidi de la wilaya de Tlemcen.

Ce travail nous amène à définir les hypothèses de charges, et effectuer les descentes de charges. L'élaboration de la note de calcul concernant les portiques, pannes, contreventement et assemblages, fait partie intégrante de ce travail. L'étude est réalisée en utilisant les outils de calcul numérique tout en respectant les normes RNV99v2013, CCM97, RPA99 et BAEL91.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes telles que les surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction d'une autre part sont requises.

Ce choix de thème est motivé par le fait que l'acier offre l'avantage indéniable d'être un matériau léger favorisant une rapidité avérée dans le montage et offre l'avantage de franchir de longues portées et est, par sa nature, facilement modifiable bien que, en contrepartie, il présente certains inconvénients tels que son coût, la corrosion et sa faible résistance au feu, ce qui implique, pour y pallier, de prévoir une protection adéquate telles que les peintures anti rouille pour lutter contre la corrosion ainsi que les peintures intumescentes au titre de protection contre le feu. Le coût, quant à lui, est atténué par la rapidité d'exécution et de montage (réalisation hors site dans des ateliers de production de charpente suivant la forme conçue).

Nous tâcherons de développer cette approche dans les chapitres qui suivent.

Chapitre 1 :
Présentation
de
L'ouvrage

I.1. Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons présenter le projet, qui peut être décomposé en deux parties : La première structurelle dans laquelle on donne une définition de notre piscine (présentation, géométrie, localisation). La deuxième partie où on fait l'étude des matériaux utilisés dans la construction du projet.

I.2. Présentation du projet

L'étude consiste à faire un calcul détaillé pour le dimensionnement d'une piscine semi-olympique à usage publique, structure mixte.

I.3. Données géométriques de l'ouvrage

Le présent ouvrage à une forme caractérisée par les dimensions suivantes :

- Longueur totale : 35,88m
- Largeur totale : 37m
- Hauteur totale : 14m

I.4. Localisation et données concernant le site

Le territoire de la commune de Marsat Ben M'hidi est situé au nord-ouest de la wilaya de Tlemcen. Marsa Ben M'Hidi est une ville côtière de la mer Méditerranée à la frontière algéro-marocaine, située à 120 km au nord-ouest de Tlemcen et à 60 km au nord-ouest de Maghnia(voir figure I.1) [1]



Figure I.1: localisation du site projet (Marsat Ben M'hidi , wilaya de Tlemcen)

Le sol de fondation possède les caractéristiques suivantes spécifiées par le rapport géotechnique :

- ✓ La contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 1,30\text{bars}$ (rapport géotechnique du sol)
- ✓ Le site est classé dans la zone sismique I

1.5. Règlements utilisés

Règlements	Définition
RNV99 version 2013	Règles définissant les effets de la neige et vent
Rpa99-v2003	Règles parasismiques algériennes version 2003
CCM97	Conception et calcul des structures en acier
Bael91	Béton armé aux états limites
Dtr bc 2 .2	Charges et surcharges

Tableau I.1 : Règlement techniques utilisées pour la construction

I.6. Matériaux utilisés

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception ou sa résistance. Dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants :

Acier

Nuance d'acier (EN 10025)	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 < t \leq 100\text{mm}$	
	$F_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$F_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$F_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$F_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Fe 360	235	260	215	340

Tableau I.2 : Valeurs nominales des résistances f_y et f_u de l'acier fe 360

- ✓ La résistance à la traction : $F_u = 360 \text{ MPa}$
- ✓ La limite élastique : $F_y = 235 \text{ MPa}$
- ✓ Le module de Young : $E = 210000 \text{ MPa}$
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- ✓ Module d'élasticité transversale : $G = 84\ 000 \text{ MPa}$

- **Béton armé**

Le béton armé associe intimement un béton avec des armatures métalliques pour obtenir un matériau qui cumule les qualités de résistance en compression et en traction [2]

- ✓ Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/ m³
- ✓ Le béton de propreté est dosé à 150 kg/ m³

a) **Les caractéristiques du béton** : Le béton utilisé est défini du point de vue mécanique par :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours : $f_{C28} = 25$ MPa.
- ✓ La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{C28} = 2.1$ MPa.

b) **Les contraintes limites** : La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot F_{cj}}{\gamma_c}$$

La contrainte de compression limite de service est donnée par : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot F_{C28}$

➤ **Les aciers d'armatures** : Les armatures du béton sont de nuance Fe E 400

Nuance		F _y (MPa)
Barres HR	Fe 400	400
	Fe 500	500

Tableau I.3 : Valeurs nominales de fy pour l'acier d'armature

- **Boulons d'assemblage** [3][4]

Pour les assemblages, les boulons utilisés sont des boulons « HR » de class 10.9 et 9.9 et 8.8, un assemblage par un boulon à haute résistance est réalisé à partie de vis, écrou, rondelle et éventuellement de douille d'écartement. (figure I.2) Ces boulons sont utilisés pour leurs performances exceptionnelles :

- ✓ Précontrainte constante et reproductible
- ✓ Absence de torsion dans le boulon et la rotation de la vis

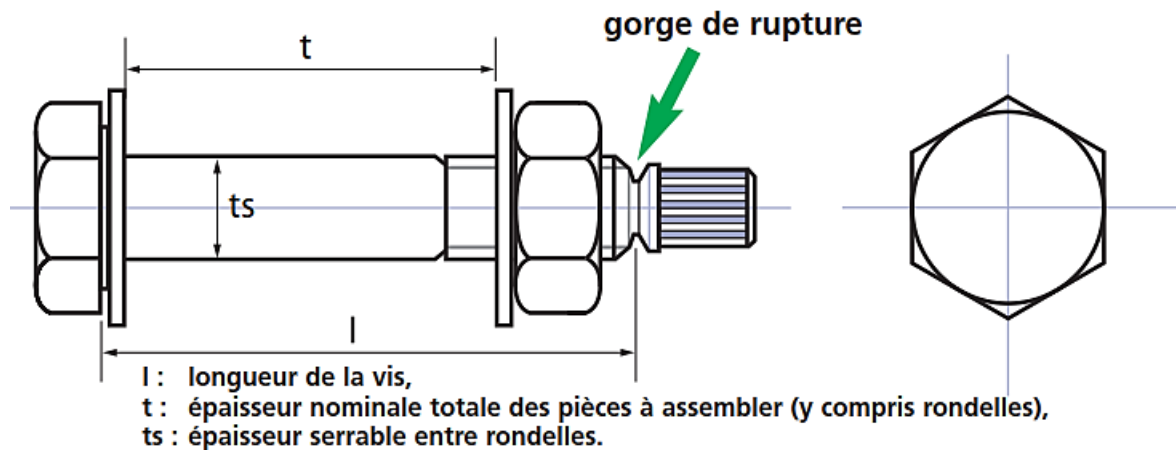


Figure I .2 : Spécifications techniques du boulon HR

I.7. l'assemblage

Assemblage par soudage : on crée une continuité de matière entre deux pièces différentes par création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler ou d'un métal d'apport. La continuité métallique entre les deux pièces ne peut en effet être obtenue qu'à partir d'un état liquide, ce qui permettra la naissance de grains communs lors du refroidissement. [5]

Avantages de la soudure:

- Continuité de matière, donc bonne transmission des efforts
- Pas de pièces secondaires
- Moindre encombrement, étanche, esthétique

Inconvénients de la soudure:

- Le métal de base doit être soudable
- Le contrôle est obligatoire et onéreux
- Le contrôle exercé par les soudeurs est aléatoire
- Nécessité d'une main d'œuvre qualifiée et d'un matériel spécifique

Les deux procédés principaux utilisés en construction métallique sont le soudage à l'arc à l'électrode enrobée (sur chantier principalement) et le soudage à fil électrode fusible sous protection gazeuse (MIG-MAG, en atelier)



Assemblage par boulons : Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servent à créer une liaison de continuité entre éléments ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction. [3][4]

Dans le cas de grands ouvrages, le boulonnage convient mal à l'assemblage des pièces épaisses et fortement sollicitées : il n'assure qu'un placage imparfait. Quand ils sont utilisés, ces assemblages boulonnés servent donc surtout à solidariser sur chantier les entretoises ou les pièces de la structure aux poutres principales. Le boulonnage est aussi utilisé pour assembler des éléments secondaires ou des éléments provisoires. Dans le cadre de réparation d'ouvrages in situ, la technique du boulonnage est utilisée sur ouvrages anciens en remplacement du rivet ou en cas d'impossibilité de soudage métallurgique [3][4]

I.8. Conception structurelle

Cette formation permet d'acquérir les bases afin d'anticiper les aspects essentiels de conception structurelle des bâtiments

Certains critères sont liés à l'aptitude au service du bâtiment (utilisation des surfaces ou des volumes, fonctionnement, etc....) alors que d'autres sont liés plus directement à la sécurité structurelle de la charpente (capacité portante, résistance au feu, etc..). Enfin, les facteurs liés à l'économie de la construction et à l'impact sur l'environnement doivent être pris en compte.

I.9. Le dimensionnement des différents éléments

Le dimensionnement joue un rôle capital pour la conception de la structure car, grâce à ce dimensionnement, on peut surveiller :

- La résistance de la structure (pour assurer une sécurité structurelle suffisante).
- La déformabilité (pour garantir une bonne aptitude au service).

Ainsi, la conception est donc fortement influencée par les propriétés des matériaux.

Le choix d'une charpente métallique doit, en conséquence, être conçu et élaboré de façon à ce que les propriétés du matériau acier soient utilisées au mieux, grâce à sa haute résistance mécanique, sa grande ductilité et sa soudabilité.

I.10. Conception structurale

a) Partie horizontale

La toiture [6]

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double ; d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et, d'autre part, elle assure le rôle de fermeture (fonction de protection qui doit être durable, et doit bloquer toutes infiltrations de poussière, neige poudreuse, oiseaux, etc). La toiture est considérée comme la cinquième façade du bâtiment

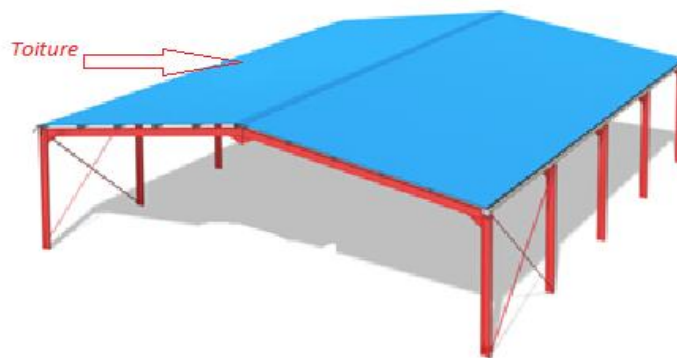


Figure I.3 : toiture métallique

La composition d'une toiture dépend de sa conception structurale, ainsi que de ses fonctions. Dans notre cas, la toiture est inclinée et elle est constituée de plusieurs éléments :

Poutres en treillis : Elles sont constituées d'une membrure supérieure, d'une membrure inférieure et d'un treillis constitué de montants et de diagonales. Les fermes à treillis droites sont encastrées dans un montant d'extrémité (poteau)



Figure I.4 : poutres en treillis

Pannes :

La panne est une pièce de charpente posée horizontalement sur les fermes (des éléments porteurs). Elle supporte les chevrons. Elle relie les fermes et/ou les pignons et sert de support au système de couverture

Le rôle principal de cette structure est de supporter la couverture et de transmettre les charges aux cadres et aux fermes.

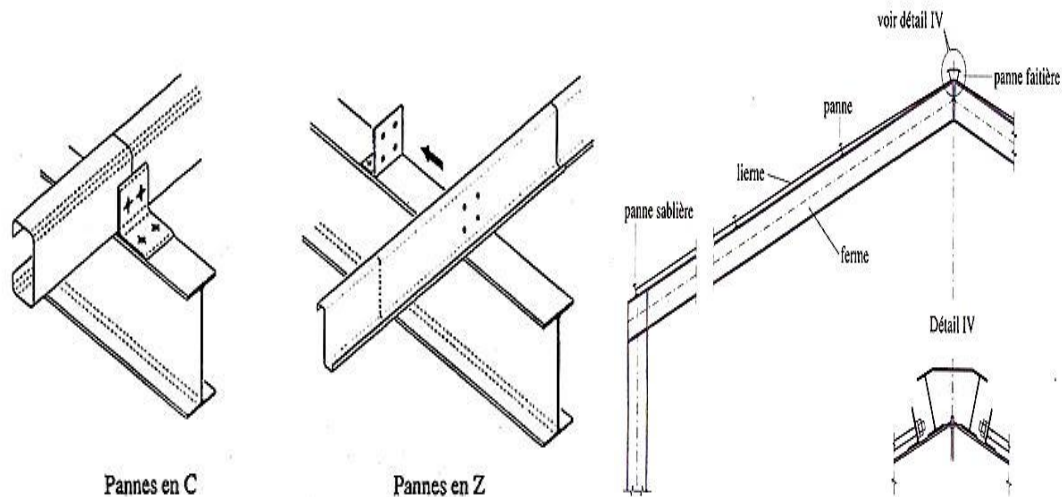


Figure I.5: les différentes pannes utilisées en charpente métallique.

Le contreventement:

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins trois plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements horizontaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts[7])

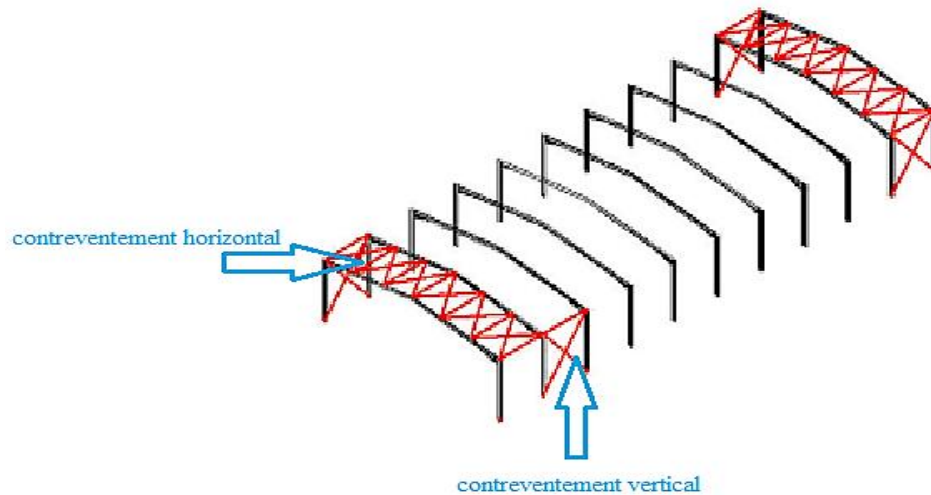


Figure I .6 : le contreventement horizontal et vertical.

Panneaux en TN 40

Le panneau sandwich, principale est un composant mono-bloc constitué de deux parements en tôle d'acier galvanisé, pré laquée et d'un noyau de mousse dure. Cette conception permet d'obtenir un panneau composite ayant une portance élevée et une grande rigidité

Ils offrent l'avantage de rassembler en un seul élément les trois rôles principaux d'une toiture : le pare-vapeur, l'isolation et l'étanchéité. Ces panneaux permettent un écartement des pannes relativement grand et représente surtout un gain de temps appréciable au montage. Ils se composent de deux lobes en acier plats ou nervurés et d'une âme rigide isolante .Ils sont collés sous pression ou réalisés par injection de mousse après assemblage sous presse. Les panneaux se rassemblent entre eux par emboîtement latéral assurant une parfaite étanchéité et une isolation thermique.



Figure I .7 : Panneau en TN40

Pour l'ouvrage sur lequel on fait nos études, des panneaux en TN40 sont utilisés ; constitues d'une peau externe et d'une peau interne linéaire intercalée par une mousse dure conçue pour l'isolation thermique.

b) Partie verticale (les façades)

✓ **Bardage**

Le bardage utilisé est du type LL35P (peau interne et externe lisse séparées par une mousse) maintenu en place à l'aide des lisses. Les poteaux et les lisses sont des profilés laminés à chaud(IPE). Pour la partie basse, elle est constituée totalement en brique, en double parois.

✓ **Poteau béton armé**

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage

les poteaux en béton sont également soumis à un phénomène appelé **flambement**. Ce flambement va correspondre physiquement à un **fléchissement** du poteau selon une des directions et va donc entraîner un effort supplémentaire de flexion qu'il faudra contrer.

Même si la fabrication du poteau en béton armé nécessite peu de connaissance technique, il faut comme pour toute construction en béton armé s'assurer de son bon dimensionnement [8]

✓ **Mur voile**

Définition : On entend par «murs» des ouvrages verticaux en béton ou en maçonnerie. Ils peuvent être préfabriqués ou réalisés directement à leur emplacement définitif dans la construction.[9]

Chapitre 2 :
Descente
des
charges

II .1 Introduction

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

II.2 La charge permanente

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

1) Bardage : $LL35p=10,9\text{kg /m}^2$

2) Toiture : panneau en TN40 $=110\text{kg /m}^2$

II. 3 Les surcharges d'exploitation

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire Charges et surcharges d'exploitations (D.T.R-B.C-2.2).

Elles résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui les constituent, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation.

On admet une charge d'exploitation statique de 5kN/m^2 dans les locaux soumis aux actions dynamiques dues aux mouvements des sportifs. Surcharges d'entretien : Charges ponctuelles de 1 kN au $1/3$ et $2/3$ de la portée d'une poutre.

II.4 Surcharge climatiques

II.4.1 : Introduction :

Les ossatures métalliques doivent être dimensionnées pour supporter les effets maximaux des forces qui leur sont appliquées.

Pour cela on procédera à une étude climatique qui nous donnera les effets exercés par la neige et le vent. La sollicitation due aux effets climatiques peut s'avérer plus défavorable que le séisme. Le règlement utilisé est le « RNV-2013 »

II.4.2 Charge de la neige

L'accumulation de la neige sur la terrasse produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement **RNV 2013** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **200 mètres**.

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation en vigueur «RNV2013» (D.T.R-B.C-2.47). La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \text{ unité (kN/m}^2\text{)}$$

S : charge caractéristique de neige par unité de surface.

μ : coefficient d'ajustement des charges (fonction de la forme).

S_k : la charge de neige sur le sol.

- **Calcul de la charge de neige S_k**

Le projet se situe à Marsa Ben M'Hidi dans la wilaya de Tlemcen, classée en zone B .

L'altitude du site est à $H=0$ m (au niveau de la mer). La charge de la neige est :

$$\text{Zone B} \longrightarrow S_k = \frac{0,04H+10}{100} = \frac{10}{100} = 0.1 \text{ kN/m}^2$$

- **Coefficient de forme μ**

Notre construction est équipée d'une toiture à deux versants symétriques dont l'inclinaison.

α	$0 \leq \alpha \leq 15^\circ$	$15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	0,8	$0,8 + 0,6 \left(\frac{\alpha - 15}{30} \right)$	0
μ_2	0,8	$0,8 + 0,6 \left(\frac{\alpha - 15}{30} \right)$	$0,8 + 0,6 \left(\frac{\alpha - 15}{30} \right)$	0

Tableau II.1 : Coefficient de forme μ - toiture a deux versant. [11]

$\alpha = 5,07^\circ$ (l'angle de toiture)

Donc d'après le tableau α entre 0 et 15 \longrightarrow $\mu_1 = \mu_2 = 0.8$

✓ $\mu = 0.8$ $S = 0.8 \times 0.1 = 0.08 \text{ kN /m}^2$

✓ $S_k = 0.1$

II.4.3 l'effet de vent

II.4.3 .1 Introduction

Scientifiquement, le vent est un phénomène naturel qui résulte du mouvement de l'air d'une zone à pression élevée à une zone à faible pression.

Il exerce sur les structures des actions extérieures (compressions et tractions) et intérieures (suppressions et dépressions). Il agit perpendiculairement aux parois considérées.

II.4.3.2 Action de vent sur la construction

Les actions du vent sont représentées par un ensemble simplifié de pressions ou de forces dont les effets sont équivalents aux effets extrêmes du vent turbulent.

Sauf spécifications contraires, les actions du vent sont classées comme des actions fixes variables. [10]

Les actions du vent sont des valeurs caractéristiques calculées à partir de valeurs de référence de la vitesse ou de la pression dynamique.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La région,
- La direction,
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement,
- La forme géométrique et les ouvertures qui sont contenues dans la structure,

Selon le règlement **neige et vent Algérien (RNV2013)**, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

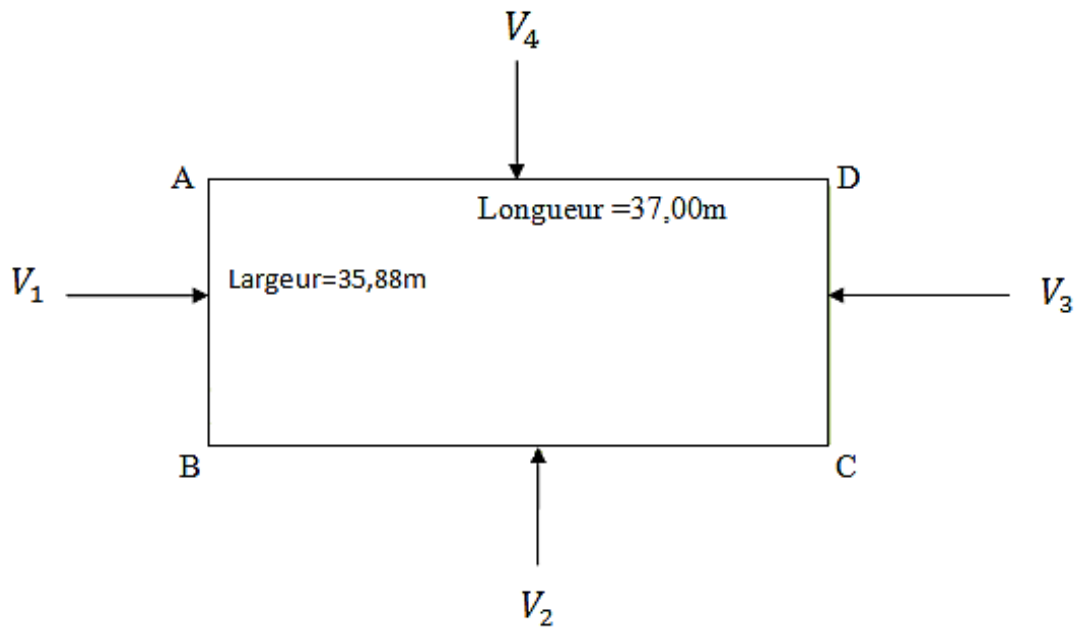


Figure II.1 : le sens de vent sur la structure.

- ✓ V_1 : vent perpendiculaire à la façade AB
- ✓ V_2 : vent perpendiculaire à la façade BC
- ✓ V_3 : vent perpendiculaire à la façade DC
- ✓ V_4 : vent perpendiculaire à la façade AD

II.4.3.3 calcul détaillée de l'effet de vent

Les effets du vent sont étudié conformément à la réglementation « règlement neige et vent » -RNV 2013-(D.T.R.C.2-4.7) , l'effet du vent sur une surface considérée de hauteur Z_j est calculée suivant la formule ci-dessous :

$$q_j = C_d \times q_{dym}(Z_j) (C_{pe} - C_{pi}) \quad \text{unité : [N/m}^2\text{]}$$

- ✓ q_j : pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface ;
- ✓ q_{dym} : pression dynamique du vent ;
- ✓ C_{pe} : coefficient de pression extérieur ;
- ✓ C_{pi} : coefficient de pression intérieur .

- **pression dynamique du vent q_{dym}**

$$q_{dym}(Z_j) = q_{ref} \cdot C_{e(z_j)}$$

- ✓ q_{ref} : Pression dynamique de référence pour construction permanente ;
- ✓ $C_{e(z_j)}$: C d'exposition au vent .

- **Coefficient d'exposition C_e**

Le coefficient d'exposition $C_e(Z)$ permet de passer de la pression dynamique moyenne du vent à la pression dynamique de point tenant compte de turbulence

$$C_e(Z) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot [1 + 7I_v(z)]$$

- ✓ C_t : coefficient de topographie
- ✓ C_r : coefficient de rugosité
- ✓ I_v : intensité de la turbulence

A. détermination du coefficient dynamique C_d

Pour déterminer le coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques, on utilise dans le cas d'un bâtiment d'une $H < 15m$, une valeur conservatrice de $C_d = 1$

$$H=14 \text{ m} < 15\text{m} \text{ donc } C_d = 1$$

1. Données relatives au site

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau II.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

q_{ref} (N/m²) : c'est la pression dynamique de référence donnée par le tableau 2.2 du **RNV2013** (voir annexe A). [11]

→Marsa Ben M'Hidi (Tlemcen) => zone II => $q_{réf} = 435\text{N/m}^2$

2. vitesse de référence

Le tableau suivant représente les vitesses de référence de chaque zone :

Zone	V _{réf} (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau II.3: valeur de la vitesse de référence du vent

V_{réf} (m/s) : la valeurs de la vitesse de référence

→ Marsa Ben M'Hidi (Tlemcen) => zone II => V_{réf} = 27 m/s

3. Catégories de terrain :

Les catégories des terrains sont données dans le tableau 2.4 (RNV2013) suivant :

Catégories de terrain	K _T	Z ₀ (m)	Z _{min} (m)	ε
0	0,156	0,003	1	0,38

Tableau II.4: définition de catégories de terrain. [11]

- ✓ **K_T** : Facteur de terrain
- ✓ **Z₀** : Paramètre de rugosité.
- ✓ **Z_{min}** : Hauteur minimale.
- ✓ **ε** : Utilisé pour le calcul du coefficient dynamique.

Calcul de coefficient d'exposition :

$$C_e(Z) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot [1 + 7I_v(z)]$$

C_t = ? ; C_r = ? ; I_v = ?

- ✓ Coefficient de rugosité C_r

Il est donné par :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln(z/z_0) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln(z_{\min}/z_0) & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

$$Z = h = 14\text{m}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln(z/z_0)$$

$$C_r(z) = 0,156 \times \ln(14/0.003) \quad C_r(z) = 1,318$$

✓ intensité de turbulence $I_v(z)$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln(z/z_0)} \text{ Pour } z > z_{min} \quad (a) \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln(z_{min}/z_0)} \text{ Pour } z \leq z_{min} \quad (b) \end{array} \right.$$

$$\text{On à : } z > z_{min} \rightarrow I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln(z/z_0)}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{14}{0,003}\right)} = 0,118$$

✓ Coefficient de topographie C_t :

C_t : coefficient de topographie, il prend compte la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur les obstacles. Il est tiré du tableau 2.5 du **RNV2013**. [11]

$C_t(z)$ est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_t(z)=1 \text{ pour } \phi < 0,05 \\ C_t(z)=1+S_{max} \times (1-|x|/k_{red} \times l) \times e^{-\alpha(z/l)} \text{ pour } \phi \geq 0,05 \end{array} \right.$$

ϕ : la pente du versant au vent $\phi = \frac{H}{L_v}$

Donc : Site plat $\phi < 0,05$ alors : $C_t(z) = 1$

$$C_e(Z) = 1^2 \times 1,318^2 \cdot [1 + 7,0,17]$$

$$C_e(Z) = 3,17$$

✓ Calcul pression dynamique du vent

$$q_{dym}(z_i) = q_{ref} \cdot C_e(z_i)$$

$$q_{dym}(z_i) = 435 \times 3,17$$

$$q_{dym} = 1378,95 \text{ N/m}^2$$

B. Détermination des coefficients de pression

- **coefficient de pression extérieur C_{pe}**

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent des dimensions des surfaces chargées. Ils sont définis pour des surfaces chargées de **1 m²** et **10 m²**, aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C_{pe1} et C_{pe10} . [11]

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

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \cdot \log_{10}(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$

✓ Le vent sur long pan V_2 et V_4

$$b=37\text{m} , H=14\text{m}$$

$$e = \min[b; 2 \times h]$$

$$e = \min[37; 2 \times 14]$$

$$e = 28\text{m} , \theta = 0$$

$$S_1 = 37 \times 14$$

$$S_1 = 518 \text{ m}^2 \quad d > e$$

$$C_{pe} = C_{pe10} \text{ car } S \geq 10 \text{ m}^2$$

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

Tableau II.5: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.

✓ Le Vent sur les parois

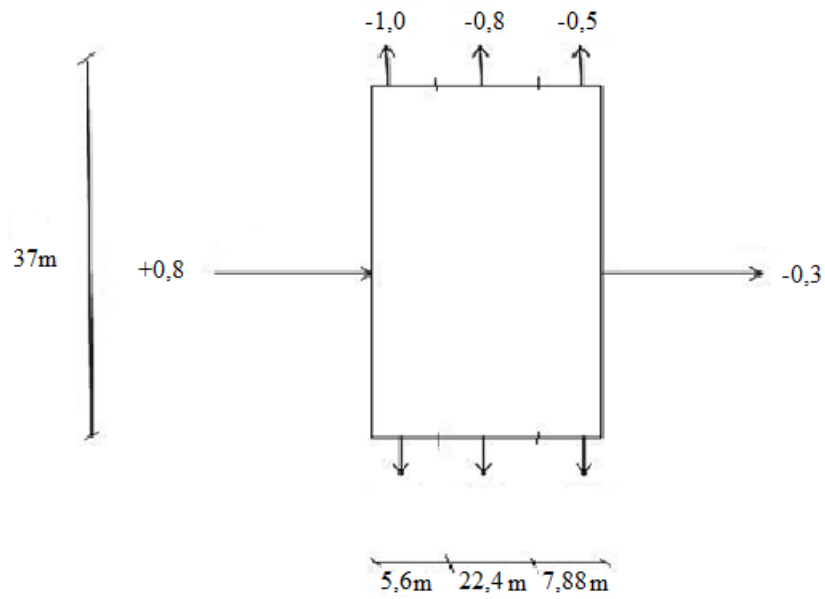


Figure II.2 : Légende pour les parois verticales- long pan-

✓ Le Vent sur la toiture

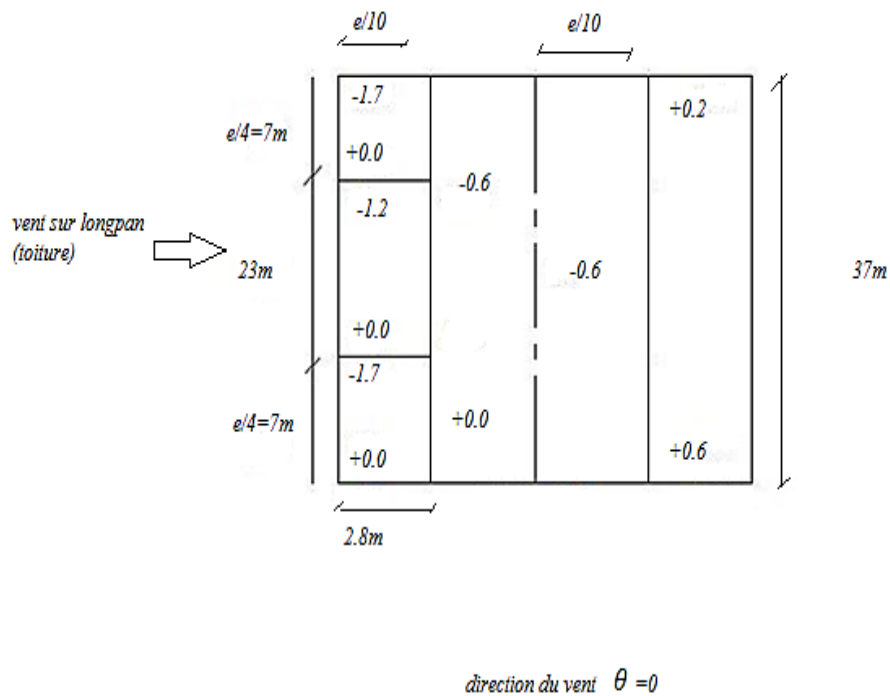


Figure. II.3 : Légende pour la toiture -long pan-

- ✓ Le vent sur pignon V_1 et V_3
 $b=35,88m, H=14m$
 $e = 28m$
 $S_2 = 35,88 \times 14 = 502,32m^2$
 $\theta = 90^\circ$
 $d > e$
 - ✓ Le Vent sur les parois

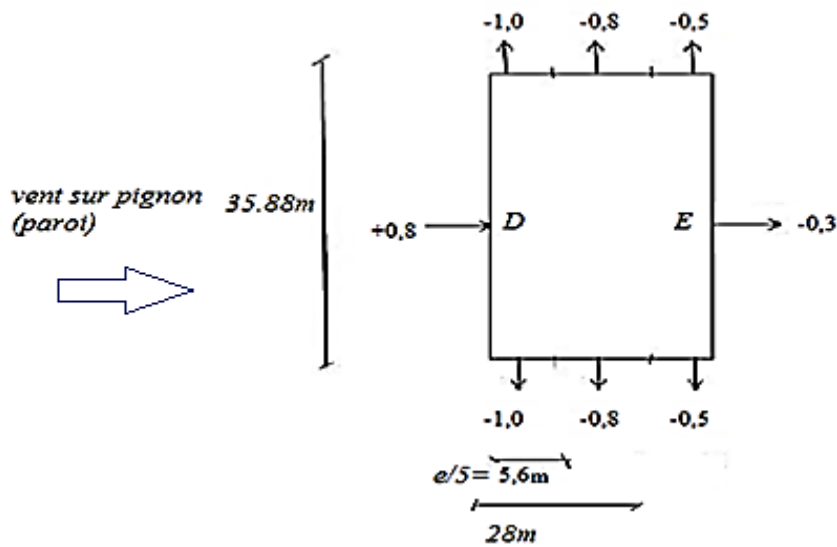


Figure .II.4: Légende pour les parois verticales-pignon

- ✓ Le Vent sur la toiture

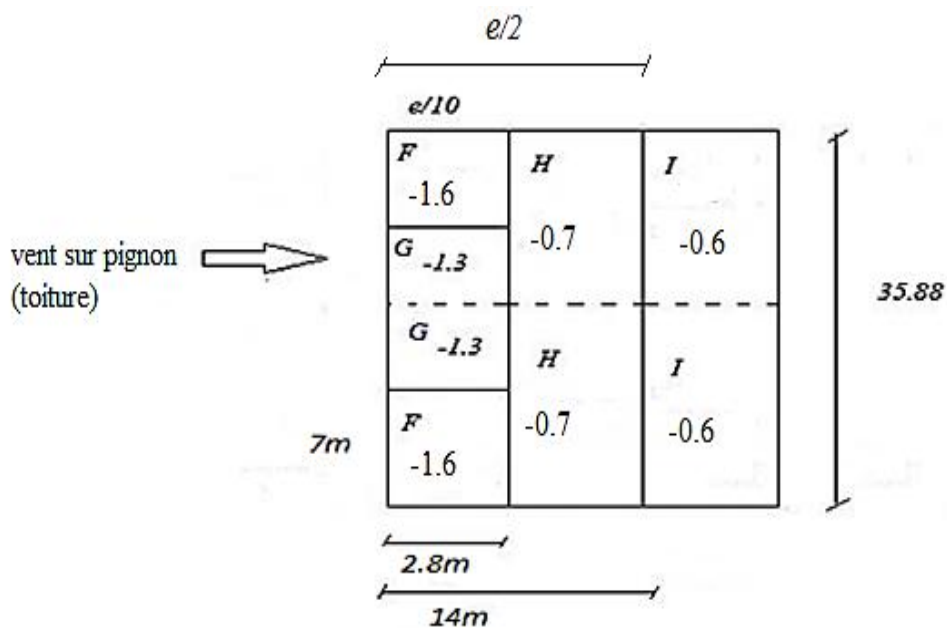


Figure .II.5: Légende pour les toitures plates-pignon

- **Coefficient de pression intérieure C_{pi} :**

Le Coefficient de pression intérieur C_{pi} est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est définie comme suit :

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

✓ Calcule des surfaces totales des ouvertures S_T :

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 0$$

$$S_3 = 0$$

$$S_4 = 2 \times \left(\frac{1,5}{2}\right)^2 \times \pi + (2,8 \times 1,2) + 5 \times (1,2 \times 5,5) + (2,3 \times 1,8) + 4 \times (1,2 \times 5,5) + (4 \times 3)$$

$$S_4 = 82,43 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \left(\frac{1,5}{2}\right)^2 \times \pi + (2,8 \times 1,2) + 5 \times (1,2 \times 5,5) + (2,3 \times 1,8) + 4 \times (1,2 \times 5,5)$$

$$S_2 = 64,52 \text{ m}^2$$

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_T = 147 \text{ m}^2$$

Face 1 : h=14 m ; d=35,88 m

➤ **pignon : h/d=0,39 ; μ_p = ?**

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

$$\mu_p = \frac{147}{147}$$

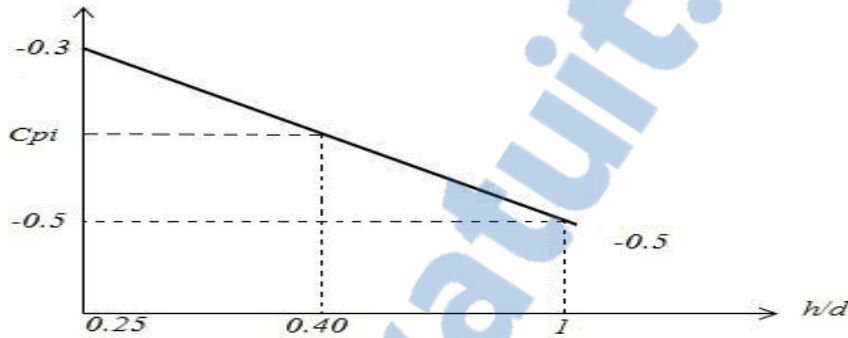
$$\mu_p = 1$$

$$\frac{h}{d} \leq 0,25 \Rightarrow C_{p_i} = -0,3$$

$$\frac{h}{d} \geq 1 \Rightarrow Cp_i = -0,5$$

$$\frac{-0,3 - Cp_i}{-0,3 + 0,5} = \frac{0,39 - 0,25}{1 - 0,25}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Cp_i = -0,337 \\ \mu_p = 1 \end{array} \right.$$



Face 3 $\Rightarrow V_3$; $h=14$ m ; $d=35,88$ m

- **pignon** : $\frac{h}{d} = 0,39$; $\mu_p = \frac{147}{147} = 1$ $Cp_i = -0,337$

Face 2 $\Rightarrow V_2$

- **long pan** :

$$\frac{h}{d} = \frac{14}{37} = 0,378 ; \mu_p = \frac{82,43}{147} = 0,56$$

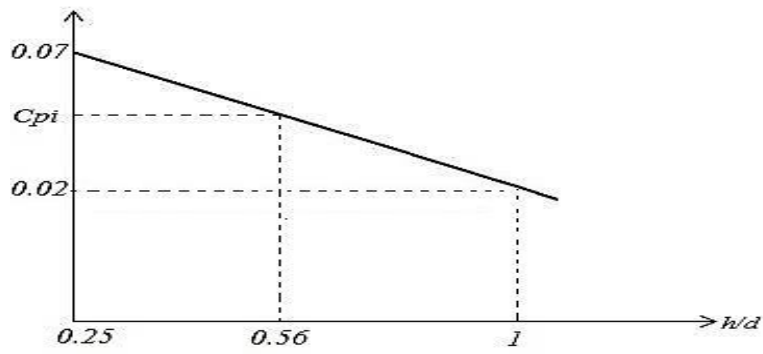
$$\frac{h}{d} \leq 0,25 \Rightarrow Cp_i = 0,07$$

$$\frac{h}{d} \geq 1 \Rightarrow Cp_i = 0,02$$

$$\frac{0,07 - Cp_i}{0,07 - 0,02} = \frac{0,378 - 0,25}{1 - 0,25}$$

$$Cp_i = 0,061$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = 0,56 \\ Cp_i = 0,061 \end{array} \right.$$



Face 4 $\Rightarrow V_4$

➤ Long pan :

$$\frac{h}{d} = \frac{14}{37} = 0,378 ; \mu_p = \frac{64,52}{147} = 0,439$$

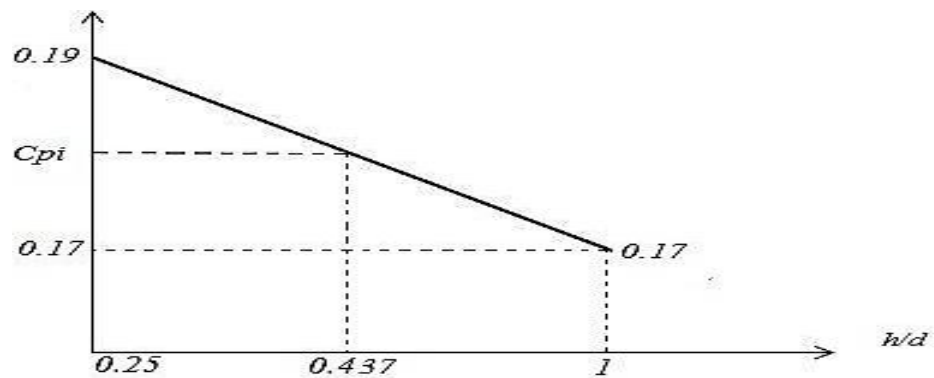
$$\frac{h}{d} \leq 0,25 \Rightarrow Cp_i = 0,19$$

$$\frac{h}{d} \geq 1 \Rightarrow Cp_i = 0,17$$

$$\frac{0,19 - Cp_i}{0,19 - 0,17} = \frac{0,378 - 0,25}{1 - 0,25}$$

$$Cp_i = 0,186$$

$$\begin{cases} \mu_p = 0,439 \\ Cp_i = 0,186 \end{cases}$$



Face V_2 :(BC) $\theta = 0$ (longpan) et $C_d=1$

Zone	q_{dym} N/m ²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_i N/m ²
A	1378,95	-1	0,061	-1,061	-1463,06
B	1378,95	-0,8	0,061	-0,861	-1187,27
C	1378,95	-0,5	0,061	-0,561	-773,6
D	1378,95	+0,8	0,061	+0,739	1019,04
E	1378,95	-0,3	0,061	-0,361	-497,8
F	1378,95	-1,7	0,061	-1,761	-2428,33
G	1378,95	+0,0	0,061	-0,061	-84,11
H	1378,95	-1,2	0,061	-1,261	-1738,85
I	1378,95	+0,0	0,061	-0,061	-84,11
J	1378,95	-0,60	0,061	-0,661	-911,48
K	1378,95	+0,0	0,061	-0,061	-84,11
L	1378,95	-0,6	0,061	-0,661	-911,48
M	1378,95	-0,2	0,061	-0,139	-121,67
N	1378,95	-0,6	0,061	-0,661	-911,48

Tableau II.6: Pressions sur les parois verticales et la toiture

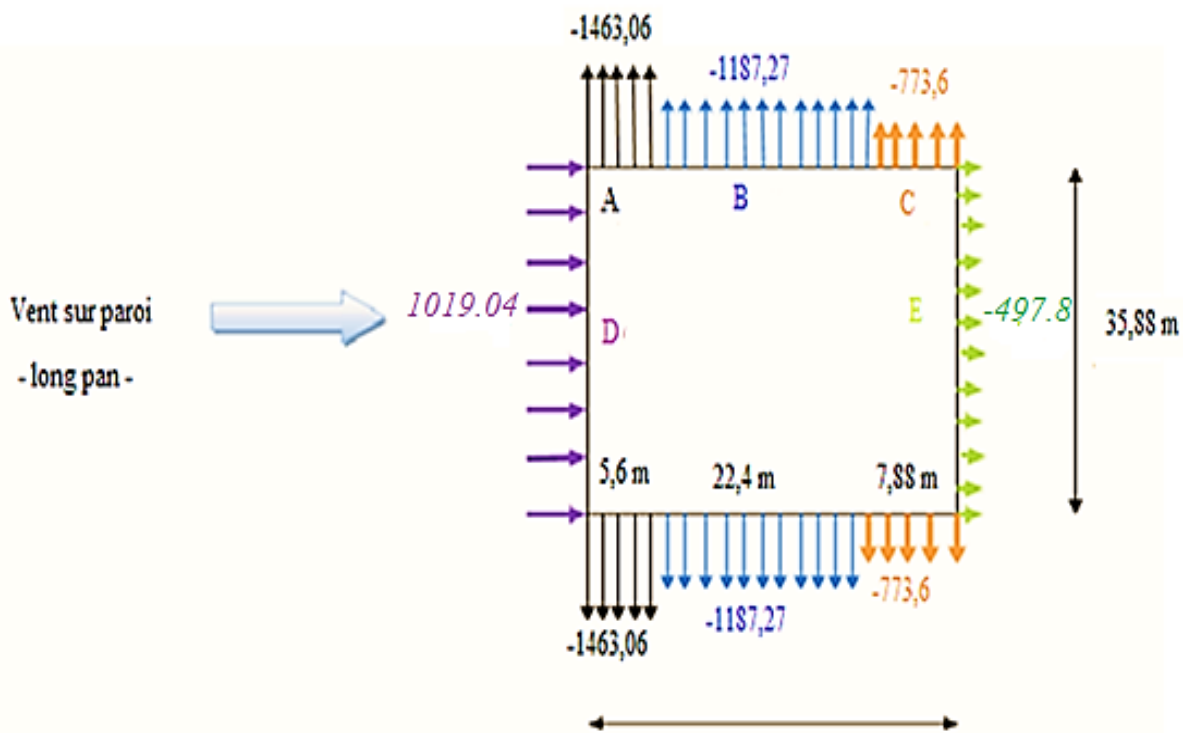


Figure. II.6 : Répartition des pressions sur les parois verticales direction V_2 de vent

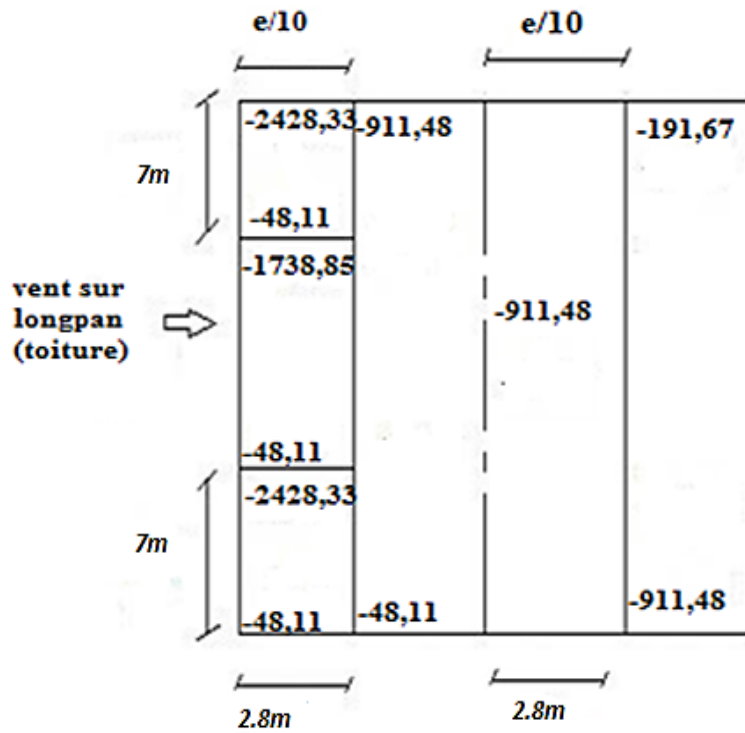


Figure. II.7 : Répartition des pressions sur la toiture direction V_2 de vent

Face V_4 :(AD) et $C_d=1$ $\theta = 0$ (longpan)

Zone	q_{dym} N/m^2	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_i(N/m^2)$
A	1378,95	-1	0,186	-1,186	-1632,43
B	1378,95	-0,8	0,186	-0,986	-1355,64
C	1378,95	-0,5	0,186	-0,686	-945,96
D	1378,95	+0,8	0,186	0,614	846,67
E	1378,95	-0,3	0,186	-0,486	-670,16
F	1378,95	-1,3	0,186	-1,886	-2600,16
G	1378,95	+0,1	0,186	-0,186	-256,48
H	1378,95	-1	0,186	-1,386	-1911,22
I	1378,95	+0,1	0,186	-0,186	-256,48
J	1378,95	-0,45	0,186	-0,786	-1083,85
K	1378,95	+0,1	0,186	-0,186	-256,48
L	1378,95	-0,5	0,186	-0,786	-1083,85
M	1378,95	-0,4	0,186	-0,014	-1083,85
N	1378,95	-0,3	0,186	-0,786	-19,30

Tableau II.7 : Pressions sur les parois verticales et la toiture

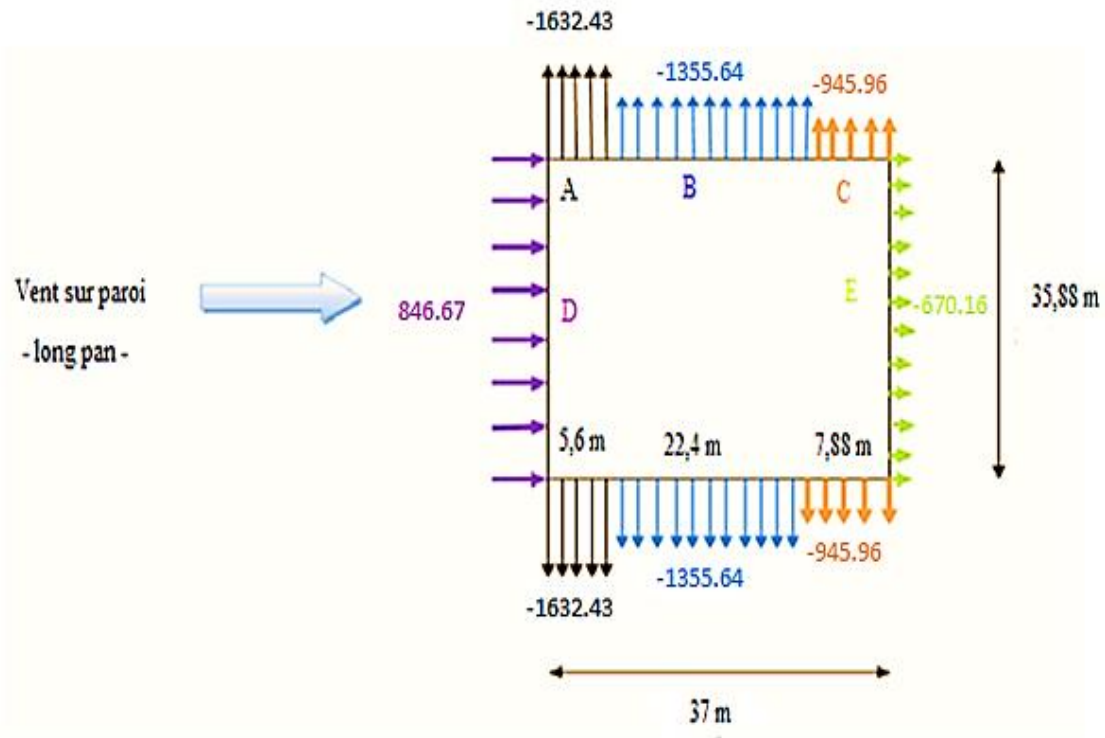


Figure. II.8 : Répartition des pressions sur les parois verticales direction V_4 de vent

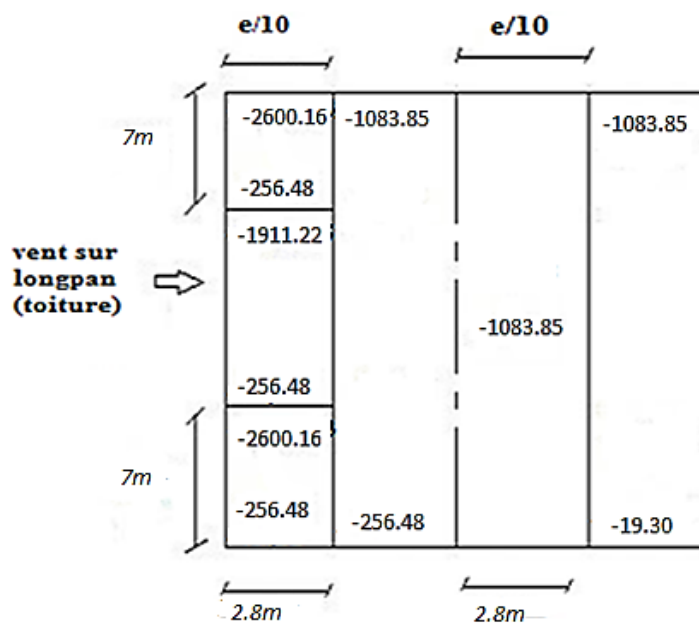


Figure. II.9 : Répartition des pressions sur la toiture direction V_4 de vent

Face V_1 : (AB) et Face V_3 : (DC) $\theta = 90^\circ$ pignon et $C_d=1$

Zone	q_{dym} N/m ²	C_{p_e}	C_{p_i}	$C_{p_e}-C_{p_i}$	q_i (N/m ²)
A	1378,95	-1,0	-0,337	-1,337	-1843,65
B	1378,95	-0,8	-0,337	-1,137	-1567,86
C	1378,95	-0,5	-0,337	-0,837	-1154,18
D	1378,95	+0,8	-0,337	-0,463	638,45
E	1378,95	-0,3	-0,337	-0,637	-878,39
F	1378,95	-1,6	-0,337	-1,937	-2671,02
G	1378,95	-1,3	-0,337	-1,637	-2257,34
H	1378,95	-0,7	-0,337	-1,037	-1429,97
I	1378,95	-0,6	-0,337	-0,937	-1292,07

Tableau II.8 : Pressions sur les parois verticales et la toiture

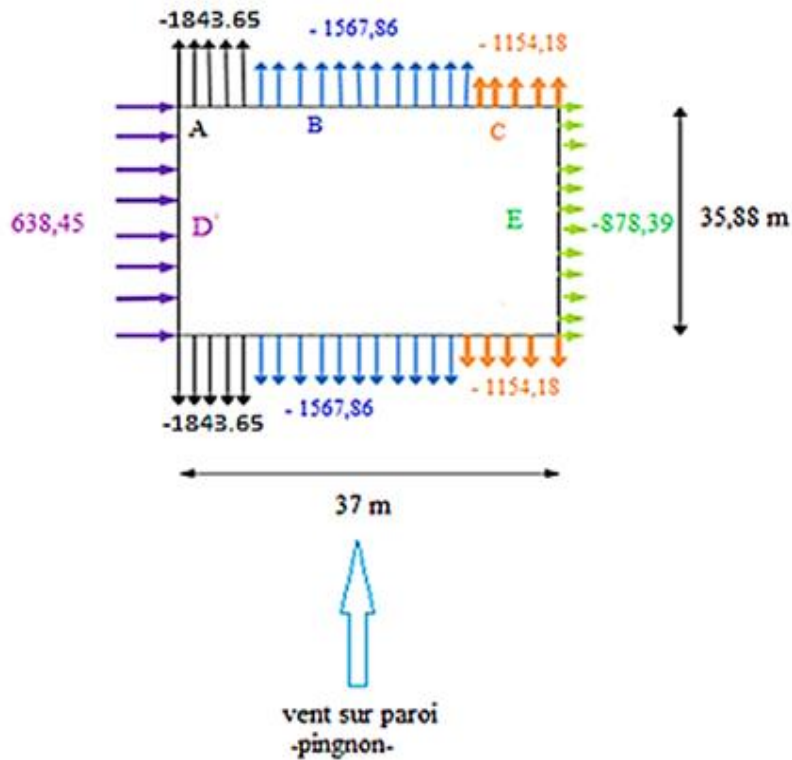


Figure. II.10 : Répartition des pressions sur les parois verticales direction V_1 et V_3 de vent

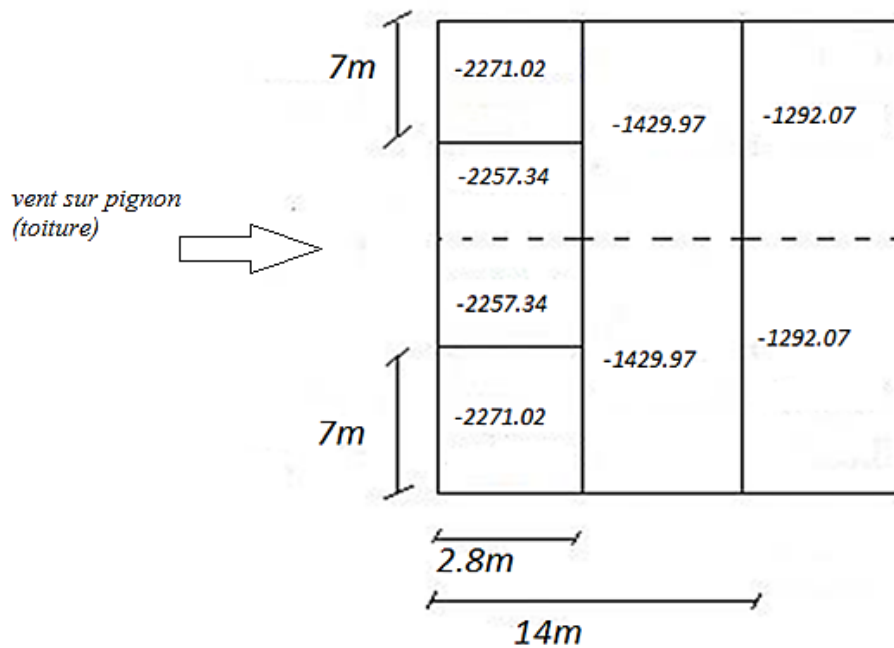


Figure. II.11: Répartition des pressions sur la toiture verticales direction V_1 et V_3 de vent

A. Force de frottement du vent F_{fr} :

On doit considérer la force de frottement. [11]

$$F_{fr} = \sum (q_{dym}(Z_j) C_{frj} S_{frj})$$

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent

Z_j : est la hauteur du centre de l'élément « j »

q_{dym} : la pression dynamique du vent

S_{frj} : est l'aire de l'élément de surface « j »

C_{frj} : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface = 0,01

NB : Ces efforts sont pris en compte et cumulés avec les surcharges du vent (cas du vent sur pignon).

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{fr1} = 0,01 \text{ car état de surface lisse (paroi enduite)} \\ C_{fr2} = 0,04 \text{ car état de surface très rugueux ondulation perpendiculaire au vent} \end{array} \right.$$

S_1 : la surface d'un long pan

S_2 : la surface d'un versant

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = 35,88 \times 12,523 = 449,32 \text{ m}^2 \\ S_2 = 18,07 \times 35,88 = 648,35 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} \mathbf{F}_{fr} &= \Sigma (\mathbf{q}_{dym}(\mathbf{Z}_j) \mathbf{C}_{frj} \mathbf{S}_{frj}) \\ &= 1378,95[2 \times 449,32 \times 0,01 + 2 \times 648,35 \times 0,04] \\ &= 83915,17 \text{ N} \end{aligned}$$

II .5 Conclusion

Notre zone d'étude est située à Marsat Ben M'Hidi d'une altitude (au niveau de la mer) importante donc les actions des vents ont un grand impact sur la structure. Après vérification avec les calculs des actions du vent q_j sur parois ainsi que sur toiture, aussi par le calcul de la charge de neige S_k donc notre toiture résiste bien aux charges permanentes et d'exploitation des effets climatiques.

Chapitre 3 :
Etude des
éléments
secondaires

III.1 Introduction

Les éléments secondaires sont aussi importants que les éléments principaux et doivent être pris en considération au début de la conception globale de la structure.

Le terme secondaire ne qualifie pas l'importance de l'élément, mais c'est l'ordre d'apparition dans le processus de la conception et même dans la réalisation.

III.2 Matériaux de couverture

La couverture est en tôle nervurée type TN40 d'épaisseur 10/10^{ème} mm, de longueur 6 m et de largeur 0.726 m, Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale, (I/V) max.

- **Caractéristiques techniques**

- ✓ Poids propre de la TN40 : pour $e = 10/10^{\text{ème}}$ mm $\rightarrow p = 0.11 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Contrainte de rupture $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$
- ✓ Module d'élasticité $E = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
- ✓ Contrainte élastique $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- ✓ Flèche admissible $\delta_{max} = 1/200$

- **caractéristiques géométriques**

- ✓ Section : $S_{TN40} = 1005.6 \text{ mm}^2$
- ✓ Inertie de la TN 40 pour une bande de 1 ml : I de la TN40 = $27.21 \text{ cm}^4 / \text{ml}$
- ✓ Module de résistance : $\omega = 9.24 \text{ cm}^3 / \text{ml}$

III.3 Dimensionnement des chenaux

Le chéneau a pour rôle l'évacuation des eaux pluviales et éviter leur stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture et de la construction.

$$\frac{s}{S} \geq \frac{6,3}{\sqrt{\frac{s}{d} \cdot p}}$$

Avec :

- s : Section transversale du chéneau (cm^2) ;
- S : Surface couverte ;
- d : Périmètre de la section mouillée du chéneau en (cm) ;
- P : pente du chéneau en (mm/m) .

$$P = 0,2\% = 2 \text{ mm/m}$$

Une pluie de 3 litres/minute

$$S = 18,57 \times 35,88 = 666,38 \text{ m}^2$$

A partir de l'abaque de calcul des chéneaux (annexe B) :

$$S = 666,38 \text{ m}^2 \text{ donc } s = 660 \text{ cm}^2$$



Figure III.1: Moignon cylindrique .

Le périmètre de la section mouillée du chéneau $d = 33 \text{ cm}$

$$S = 666,38 \text{ m}^2 \text{ donc } d = 33 \text{ cm}$$

AN :

$$\frac{660}{666,38} \geq \frac{6,3}{\sqrt{\frac{660}{33} \cdot 2}} \Rightarrow 0,99 \geq 0,99 \text{ condition vérifié}$$

Pour un moignon cylindrique sans chéneau trop plein :

$$S = 18,57 \cdot 17,94 = 333,14 \text{ m}^2$$

Avec : S surface en plan en (m^2) collectée par une entrée d'eau et à partir de l'abaque (annexe B)

$$\text{Donc : } d = 23 \text{ cm}$$

Avec : d diamètre en (cm) minimal du tuyau de descente d'eau et d'après les dimension du hall, on place les descentes d'eau suivant les trois files longitudinales (1),(4),(8).

III.4 Etude des pannes

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en « I, ou en U ». Elles sont soumises à la flexion bi-axiale sous l'effet du poids propre de la couverture, aux actions climatiques et à la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutres secondaires.

III.4.1 Fonction des pannes dans la structure du bâtiment

- ✓ Transmission des charges verticales aux éléments principaux (portiques)
- ✓ Transmission des charges horizontales aux contreventements
- ✓ Participation à la stabilisation du bâtiment en tant que montant de poutre au vent et de contreventement horizontal
- ✓ Stabilisation des traverses

Choix du type d'élément

- ✓ Profilés laminés à chaud (IPE, UPE)
- ✓ Profilés formés à froid (Sigma, Z, C)

Critères pour le choix de la section

- ✓ Portée de la panne (grande ou petite ?)
- ✓ Charges sur la panne (vent, neige, entretien)
- ✓ Système statique de la panne
 - ❖ Pannes sur deux appuis simples
 - ❖ Pannes sur trois appuis
 - ❖ Pannes continues sur la longueur du bâtiment
 - ❖ Pannes cantilever
- ✓ Sollicitation dans la panne (flexion et effort normal ?)

III.4.2 Espacement entre pannes

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose que la couverture est d'une longueur de 6m, et appuyée sur 4 appuis ce qui donne un espacement moyen de 1,5m.

III.4.2.1 Charges à prendre en considération

- ✓ Charge permanente (Poids propre de la couverture en panneau en TN40)
($G = 0,11 \text{ KN/m}^2$)
- ✓ Charge d'entretien ($Q_{\text{ent}} = 1 \text{ KN/m}^2$) placée en 1/3 et 2/3 de la longueur de la panne.
- ✓ Action de la neige ($S = 0,08 \cos 5,07 = 0,079 \text{ KN/m}^2$)
- ✓ Action du vent ($W = -2,67 \text{ KN/m}^2$)

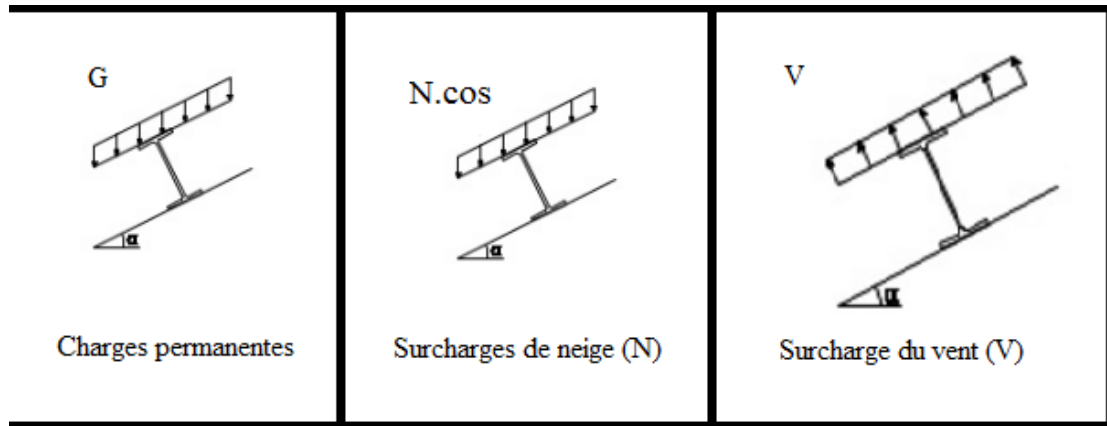


Figure III.2: Différentes charges sur la panne

III.4.2.2 Combinaisons des charges et actions

Calcul des moments sollicitant à l'ELU :

$$q_1 = 1,35G + 1,5Q_{ent} = (1,35 \times 0,11 \times 1,5) + (1,5 \times 1 \times 1,5) = 2,472 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,11 \times 1,5) + (1,5 \times 1,5 \times 0,079) = 0,40 \text{ KN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 W = (1,35 \times 0,11 \times 1,5) + (1,5 \times 1,5 \times (-2,67)) = -5,78 \text{ KN/ml}$$

$$q = \max (q_1, q_2, q_3) = 5,78 \text{ KN/ml}$$

III.4.2.3 Espacement entre pannes

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture.

On suppose que la couverture de longueur 6 m est appuyée au plus sur 5 appuis, ce qui donne un espacement moyen de 1.5 m.

III.4.2.4 Moment maximum pour poutre continue sur 5 appuis simples

$$M_{\max} = 0,1 \times q \times l^2$$

$$q = 5,78 \text{ KN/m}$$

l : représente l'espacement entre panne

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{w} < f_y \Rightarrow M_{\max} < f_y \times w$$

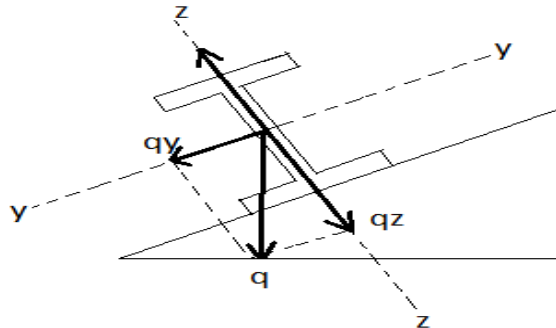
$$\Rightarrow 0,1 \times q \times l^2 < f_y \times w$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{f_y \times w}{0,1 \times q}} \Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 9,24 \times 10^{-6}}{0,1 \times 5,78}} = 1,93 \text{ m}$$



On prend : $L=1,50\text{m}$

III.5 Dimensionnement des pannes



- $G=0,11 \times 1,5= 0,165\text{KN/ml}$
- $Q_{\text{ent}}=1 \times 1,5= 1,5 \text{ KN/ml}$
- $S=0,079 \times 1,5= 0,118 \text{ KN/ml}$
- $W= (-2,67 \times 1,5) = - 4 \text{ KN/ml}$

III.5.1 Combinaisons des charges

✚ À l'ELU :

$$q_1 = 1,35G + 1,5Q_{\text{ent}} = (1,35 \times 0,11 \times 1,5) + (1,5 \times 1,5 \times 1) = 2,472 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1,35G + 1,5S = (1,35 \times 0,11 \times 1,5) + (1,5 \times 0,079 \times 1,5) = 0,40 \text{ KN/ml}$$

$$q_3 = 1,35G + 1,5W = (1,35 \times 0,11 \times 1,5) + (1,5 \times (-2,67) \times 1,5) = -5,78 \text{ KN/ml}$$

$$q = \text{Max}(q_1, q_2, q_3) = 5,78 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} q_y = q \cdot \sin \alpha = 5,78 \sin(5,07^\circ) = 0,51 \text{ kN/ml} \\ q_z = q \cdot \cos \alpha = 5,78 \cos(5,07^\circ) = 5,75 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

✚ À l'ELS

$$q_{s1} = G + Q_{\text{ent}} = 0,165 + 1,5 = 1,665 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = G + S = 0,165 + 0,118 = 0,283 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s3} = G + w = 0,165 + (-4) = -3,84 \text{ KN/ml}$$

$$q = \max(q_{s1}, q_{s2}, q_{s3}) = 3,84 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{sy} = q \sin \alpha = 3,84 \sin (5,07^\circ) = 0,33 \text{ KN/ml} \\ q_{sz} = q \cos \alpha = 3,84 \cos (5,07^\circ) = 3,82 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

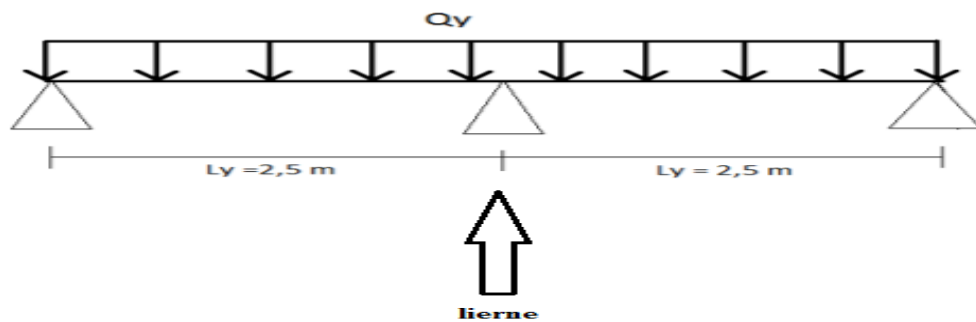
NB : Les sollicitations dues au vent sont susceptibles d'avoir une instabilité par **déversement**. Vu aussi l'amplitude de leur action, on peut dire qu'elle est le cas le plus défavorable.

III.5.2 Calcul des moments sollicitant (ELU)

▪ Plan (y-y) :

Les vérifications suivantes sont imposées par le **CCM 97** afin de dimensionner les pannes.

On prévoit des liernes dans le plan (y-y) :



$$M_{z,sd} = q_y \cdot \frac{Ly^2}{8} \rightarrow M_{z,sd} = 0,51 \cdot \frac{2,5^2}{8}$$

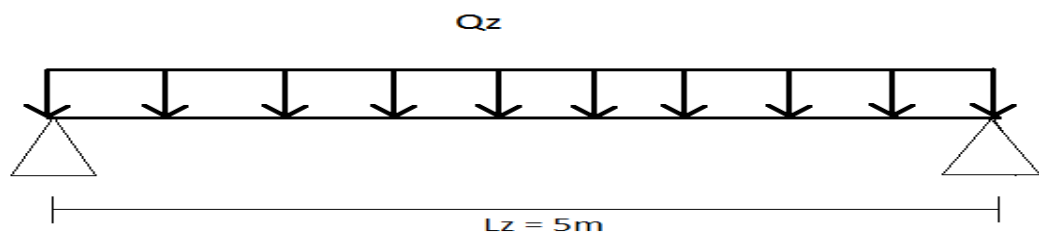
$$M_{z,sd} = 0,398 \text{ KN.m}$$

- Condition de résistance ($M_{z,sd} \leq M_{z,Rd}$)

$$M_{z,sd} \leq M_{z,Rd} = \frac{W_{plz} \cdot F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl,z} \geq \frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{0,398 \times 1,1 \times 10^3}{235 \times 10^6} \Rightarrow W_{pl,z} \geq 1,862 \text{ cm}^3$$

▪ plan (z, z) :



$$M_{y,Sd} = q_z \times \frac{L_z^2}{8} = \frac{5,75 \times 5^2}{8}$$

$$M_{y,Sd} = 17,96 \text{ kN.m}$$

- Condition de résistance ($M_{y,Sd} \leq M_{y,Rd}$)

$$M_{y,Sd} \leq M_{y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{y,Sd} \cdot \gamma_{M_0}}{F_y} = \frac{17,96 \times 1,1 \times 10^3}{235 \times 10^6} \Rightarrow W_{pl,y} \geq 84,06 \text{ cm}^3$$

→ donc en utilise IPE40

$$\text{IPE140} \begin{cases} I_y = 541,2 \text{ cm}^4 \\ I_z = 44,92 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

Condition de flèche à L'ELS avec poids propre inclus:

$$q_{max} = G + Q$$

$$= 0,11 \times 1,5 + 0,129 + (-2,67) \times 1,5$$

$$= -3,71 \text{ KN/ml}$$

- $q_{s,y} = q_s \times \sin \alpha = 3,71 \sin(5,07) = 0,32 \text{ KN/ml}$
- $q_{s,z} = q_s \times \cos \alpha = 3,71 \cos(5,07) = 3,69 \text{ KN/ml}$

- **Choix du profilé :**

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE140

$$\text{IPE 140 (depuis le tableau des profilés)} \begin{cases} I_z = 44,92 \text{ cm}^4 \\ I_y = 541,2 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

Profil	Poids Kg/m	Dimensions					Caractéristiques					
		H M m	B M m	t_f mm	t_w Mm	D M	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{ply} cm ³	W_{plz} cm ³	i_y cm	i_z cm
IPE140	12,9	140	73	6,9	4,7	112,2	541,2	44,92	88,34	19,25	5,74	1,65

Tableau III.1 : Caractéristique du profilé IPE 140

➤ **Plan (y-y) :**

$$\delta = \frac{0,485 \times 5 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{0,485 \times 5 \times 0,32 \times 250^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 44,92} = 0,08 \text{ cm} \dots \text{Tableau 4.1} \Rightarrow \text{CCM97 (page 19)} [12]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 0,08 \text{ cm} \\ \delta_{max} = \frac{l_y}{200} = 1,25 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \delta \leq \delta_{max} \quad \text{Donc la condition de flèche est vérifiée.}$$

➤ **Plan (z-z) :**

$$\delta = \frac{0,415 \times 5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{0,415 \times 5 \times 3,69 \times 500^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 541,2} = 0,109 \text{ cm} \dots \text{Tableau 4.1} \Rightarrow \text{CCM97 (page 19)} [12]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 0,109 \text{ cm} \\ \delta_{max} = \frac{l_z}{200} = 2,5 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \delta \leq \delta_{max} \quad \text{Donc la condition de flèche est vérifiée.}$$

III.5.3 Classe de profilé**III. 5.3.1 Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{112,2}{4,7} \leq 72\varepsilon \rightarrow 23,87 \leq 72\varepsilon ; \text{ Avec :}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 ; \text{ Donc } \varepsilon = 123,87 \leq 72 \cdot 1 \rightarrow \left\langle \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ donc L'âme est de classe I} \right\rangle$$

III.5.3.2 Classe de la semelle comprimée

$$\frac{C}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{36,5}{6,9} = 5,289 \text{ d'ou: } \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow (\text{ donc la semelle est de classe 1})$$

On conclue que la section globale est de classe 1

III.5.4 Vérification des contraintes

Les pannes travaillent à la flexion déviée, il faut donc vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y,Sd}}{M_{ny,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Sd}}{M_{nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1 \dots \dots \dots \text{Formule 5.35 page 68 CCM97 [12]}$$

Pour un profilé laminé en I : $\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \frac{N_{Sd}}{N_{Pl,Rd}} ; \text{ Avec : } N_{Sd}=0 \text{ donc } n=0 \\ a = \frac{A - (2b - t_f)}{A} = \frac{16,4 - (2 \times 7,3 - 0,69)}{16,4} = 0,385 \end{array} \right.$$

La formule précédente comme suite:

$$\left(\frac{M_{y,Sd} \cdot \gamma_{M0} \cdot (1-0,5a)}{w_{Pl,y} \cdot F_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Sd} \cdot \gamma_{M0}}{w_{Pl,z} \cdot F_y} \right)^1 \leq 1$$

ELU:

$$Q_{\max} = 1,35G + 1,5W = 1,35 \times (0,165 + 0,129) + 1,5 \times (-2,67 \times 1,5)$$

$$Q_{\max} = -5,61 \text{ KN/m}$$

$$q_{uy} = 2,836 \times \sin \alpha = 5,61 \times \sin(5,07) = 0,49 \text{ KN/m}$$

$$q_{uz} = 2,836 \cos \alpha = 5,61 \cos(5,07) = 5,58 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{q_z \times l_z^2}{8} = 5,58 \times \frac{5^2}{8} = 17,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,Sd} = \frac{q_y \times l_y^2}{8} = 0,49 \times \frac{2,5^2}{8} = 0,38 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{17,43 \times 10^2 \cdot 1,1(1 - 0,5 \times (0,385))}{88,34 \cdot 23,5} \right)^2 + \left(\frac{0,38 \times 10^2 \cdot 1,1}{19,25 \cdot 23,5} \right)^1 \leq 1$$

$$0,64 \leq 1 \rightarrow \text{condition verifier}$$

- Les pannes en IPE140 vérifiées les contraintes de la flexion déviée

III.5.5 Vérification au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section à l'action du vent au soulèvement ou bien (déversement = le flambement latéral + la rotation de la section transversale)

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot w_{Pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \dots \dots \dots \text{Formule 5.48 page 7 du CCM97 [12]}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (Classe I)}$$

χ_{lt} : Facteur réduction pour le déversement

$$F_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2})}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profilés laminés.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

Avec :

- C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement : $C_1=1,132$
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08.10^6 \text{ N/mm}^2$.
- I_t : Moment d'inertie de torsion = $3,60.10^4 \text{ mm}^4$.
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $3,96.10^9 \text{ mm}^6$.
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $68,31.10^4 \text{ mm}^4$.
- L : longueur de la poutre = $2,5.10^3 \text{ mm}$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}} = \frac{2,5.10^3 \times \left[\frac{88,34.10^3}{44,92 \times 10^4 \times 3,96 \times 10^9} \right]^{0,25}}{0,88^{0,5} \left[1 + \frac{2,5.10^3 \times 8,08.10^6 \times 3,6.10^4}{\pi^2 \times 21 \times 10^5 \times 3,96 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 134,7$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{134,7}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,434 > 0,4 \Rightarrow \text{Donc: (tenant en compte le déversement)}$$

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

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés (CCM97)

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(1,434 - 0,2) + 1,434^2] = 1,657$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(1,657 + \sqrt{1,657^2 - 1,434^2})} = 0,40 \leq 1 \text{ condition vérifier}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,40 \times 1 \times 88,34 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 754905,45 \text{ N.cm}$$

$$M_{b,Rd} = 7,549 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{5,18 \times 5^2}{8} = 4,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} = 4,04 \text{ kN.m} \leq M_{b,Rd} = 7,549 \text{ kN.m}$$

Stabilité au déversement est vérifié

III.5.6 Vérification au voilement par cisaillement

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \text{d'ou} \begin{cases} d = 112,2 \text{ mm} \\ t_w = 4,7 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 69\varepsilon$$

↔ il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement

III.5.7 Vérification au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq k \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad \text{d'ou: } A_w \text{ est l'aire de l'âme}$$

Avec : $A_w = t_w \times d = 527,34 \text{ mm}^2$ (l'aire de l'âme)

$A_{fc} = b \cdot t_f = 73,69 = 503,7$ (aire de la semelle comprimée)

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (limite d'élasticité de la semelle comprimée)

$E = 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$ (module d'élasticité)

$K =$ Coefficient pris égal à 0,3 (semelle de classe I)

$$K \cdot \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \cdot \frac{21 \cdot 10^4}{235} \cdot \sqrt{\frac{527,34}{503,7}} = 274,30 > 23,87$$

La condition vérifiée

Conclusion : La section en IPE 140 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité ; donc, il est convenable pour les pannes de notre structure.

III.6 Calcul des liernes

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

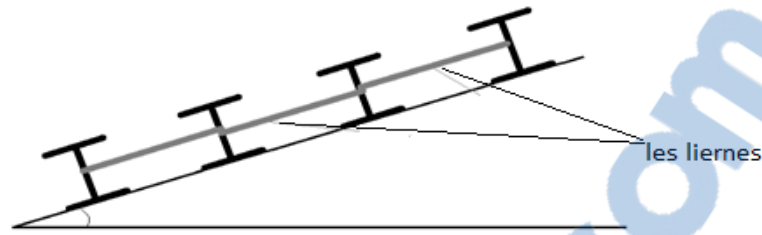


Figure III.3 : Coupe transversale des liernes.

$$R = 1,25 \times Q_y \times L_y$$

$$R = 1,25 \times 0,49 \times 2,5$$

$$R = 1,53 \text{ kN}$$

Pour le dimensionnement des liernes tendus, les règles du CCM97 5.4.3 page 60 [12] imposent la vérification suivante :

$$N_{Sd} \leq N_{Pl,Rd}$$

$$N_{Pl,Rd} = A_s \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

$$N_{Sd} \leq A_s \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{M_0} \cdot N_{Sd}}{f_y}$$

$$N_{Sd} = R_1 + \sum_{i=2}^{n-1} R_i \text{ avec } R_1 = \frac{R}{2}$$

$$R_1 = \frac{1,53}{2} = 0,76 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 0,76 + 1,53(12 - 1) = 17,59 \text{ kN}$$

AN :

$$A_s \geq \frac{17,59 \cdot 1,1}{235 \cdot 10^{-3}}$$

$$A_s \geq 82,36 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4A_{smin}}{\pi}} \Rightarrow (\text{avec } A_{smin} = 82,36 \text{ mm}^2)$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 82,36}{\pi}} \Rightarrow \phi \geq 1,02 \text{ cm}$$

Soit une barre rond de $\phi = 14 \text{ mm}$

III. 7 Calcul de l'échantignole

III.7.1 Présentation

L'échantignole est une pièce supportant les pannes de la charpente, il doit être capable de reprendre l'effort parallèle à la couverture. Elle reçoit généralement l'effort d'appui de deux pannes, soit, la moitié de la charge totale appliquée sur l'une et la moitié de la charge totale appliquée sur l'autre.

Si les deux pannes sont chargées de la même manière et leurs portées égales, l'échantignole reçoit donc l'équivalent de la charge totale de l'une des pannes.

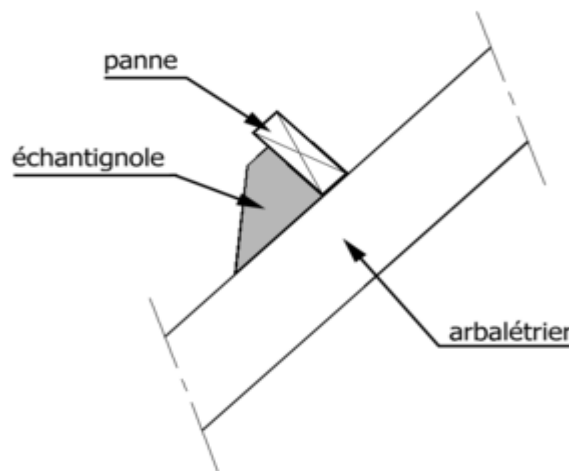


Figure III.4 : Coupe transversale de l'échantignole.

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

$$2 \cdot \frac{b_f}{2} \leq t \leq 3 \cdot \frac{b_f}{2}$$

$$\text{IPE140: } \begin{cases} b_f = 7,3 \text{ cm} \\ h = 14 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 7,3 \text{ cm} \leq t \leq 10,95 \text{ cm}$$

On prend donc : $t=10\text{cm}$

III.7.2 Calcul du moment de renversement M_r

M_r : sera déterminé par rapport à la section d'encastrement

$$M_r = R_y \cdot t + R_z \cdot h/2$$

$$R_z = Q_z \cdot s.d.l/2$$

$$R_y = Q_y \cdot s.d.l/2$$

$$Q_y = 1,35G \cdot \sin \alpha = 1,35 \cdot (0,11) \sin(5,07) \Rightarrow Q_z = 0,013 \text{ kN}$$

$$Q_z = 1,35G \cdot \cos \alpha + 1,5Q_v = 1,35 \cdot (0,11) \cdot \cos(5,07) + 1,5 \cdot (-2,67) \Rightarrow Q_z = -3,85 \text{ kN}$$

$$R_y = 0,013 \cdot \frac{5}{2} \Rightarrow R_y = 0,032 \text{ kN}$$

$$R_z = -3,85 \cdot \frac{5}{2} \Rightarrow R_z = -9,64 \text{ kN}$$

$$M_r = R_y \cdot t + R_z \cdot \frac{h}{2} \Rightarrow M_r = 0,96 \text{ kN.m}$$

III.7.3 Module de résistance de l'échantignolle

$$w = \frac{I}{v}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I = l \cdot \frac{e^3}{12} \\ v = \frac{e}{2} \end{array} \right. \Rightarrow w = l \cdot \frac{e^2}{6}$$

L : longueur de l'échantignolle est après modélisé les membrures supérieur de la ferme (2L 150× 150 × 15)

$$L = 15 + 15 + 1,5 = 31,5 \text{ cm}$$

III.7.4 Calcul d'épaisseur de l'échantignolle « e »

$$\frac{M_r}{w} \leq f_y$$

$$\frac{6 \times M_r}{l \times e^2} \leq f_y$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times 096}{0,315 \times 235 \cdot 10^3}}$$

$$e \geq 8,82 \text{ mm}$$

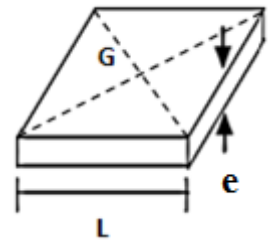
On choisit l'échantignole d'épaisseur $e = 10 \text{ mm}$

III.7.5 Boulons d'attaches

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$$

- $F_{v,Sd}$: effort de cisaillement
- $F_{t,Sd}$: effort de traction
- $F_{v,Sd}$ et $F_{t,Sd}$ Representent F_y et F_z respectivement qui sont déjà calculé
- $F_{v,Rd}$: Resistance de calcul au cisaillement par boulon
- $F_{t,Rd}$: Resistance de calcul à la traction par boulon

Prenons un boulon de classe 10.9 de caractéristiques : $F_{ub} = 1000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = \frac{1 \text{ kN}}{\text{m}^2}$



$$\gamma_{Mb} = \begin{cases} 1,25 : \text{boulon sollicité en cisaillement} \\ 1,5 : \text{boulon sollicité en traction} \end{cases}$$

Boulon 10.9 $\gg \alpha_v=0,5$

$$F_{v,RD} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}} = 0,5 \cdot 1 \cdot \frac{A_S}{1,25} \Rightarrow F_{v,RD} = 0,4A_S$$

$$F_{t,RD} = \frac{\alpha_t \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}} = 0,9 \cdot 1 \cdot \frac{A_S}{1,25} \Rightarrow F_{t,RD} = 0,72A_S$$

$$F_{t,sd} = 9,64 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 0,032 \text{ KN}$$

AN :

$$1 \Leftrightarrow \frac{0,032}{0,4A_S} + \frac{9,64}{1,4 \cdot 0,72A_S} \leq 1$$

$$\frac{0,08}{A_S} + \frac{9,56}{A_S} \leq 1$$

$$\frac{9,64}{A_S} \leq 1 \Rightarrow A_S \geq 9,64 \text{ mm}^2$$

$$\Leftrightarrow \frac{F_{v,sd}}{F_{v,RD}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4F_{t,RD}} \leq 1$$

Φ Nominale du boulon	$\Phi 12$	$\Phi 14$	$\Phi 16$	$\Phi 18$	$\Phi 20$	$\Phi 22$	$\Phi 24$	$\Phi 27$	$\Phi 30$
Section résistante A_S (mm^2)	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau III.2: valeurs de la section résistante A_S des boulons à la traction

On prend un boulon de $\Phi 12$ d'une section résistante $A_S=84,3\text{mm}$ pour la précision, le règlement CCM97 impose d'autres vérifications qui sont :

$$\frac{F_{t,sd}}{F_{v,RD}} = \frac{9,64}{0,72 \times A_S} \leq 1 \Rightarrow \frac{9,64}{0,72 \cdot 84,3} = 0,15 < 1 \rightarrow \text{Donc ça vérifie}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ avec } F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} \text{ d'ou:}$$

- $F_{b,Rd}$: la résistance à la pression diamétrale
- d : diamètre du boulon (M12)
- t : épaisseur de l'échantignole " $t = e = 10\text{mm}$ "
- $\alpha = \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{10^3}{360}, 1\right) \Rightarrow \alpha = 1$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 1,360 \cdot 10^3 \cdot 0,012 \cdot 0,01}{1,25}$$

$$F_{b,Rd} = 86,4 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,d}}{F_{b,Rd}} = \frac{0,032}{86,4} = 3,7 \times 10^{-4} < 1 \text{ (condition vérifier)}$$

$$\frac{F_{t,Sd}}{B_{p,Rd}} \leq 1$$

$B_{p,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon ou de l'écrou

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M_0}} \dots \dots \text{(Formule 6.2)}$$

avec :

t_p : Épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou l'écrou ;

$$t_p = t_w(\text{IPE140}) = 4,7 \text{ mm}$$

d_m : Diamètre moyen de la tête du boulon de (M12) ;

$$d_m = 12 \text{ mm}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot 3,14 \cdot 0,012 \cdot 0,0047 \cdot 360 \cdot 10^3}{1,25}$$

$$B_{p,Rd} = 30,6 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t,Sd}}{B_{p,Rd}} = \frac{9,64}{30,6} = 0,3 < 1$$

Conclusion : les conditions imposées par le CCM97 sont vérifiées pour le boulon de $\Phi 12$

III.7.6 Cordons de soudure



Figure III.5: Cordon de soudure de l'échantignole

Pour $t_{\max} \leq 17\text{mm} \rightarrow a_{\min} = 4\text{mm}$

$$(\perp) \rightarrow \sigma_{\perp} = \frac{F_{v,Sd}}{2(b+l) \times a} = \frac{0,032 \cdot 10^3}{2 \cdot (147 + 300) \cdot 4} = 8,94 \times 10^{-3} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$(\parallel) \rightarrow \tau_{\parallel} = \frac{F_{t,Sd}}{2(b \cdot a)} = \frac{9,64 \cdot 10^3}{2(147 \cdot 4)} = 8,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{(\perp)} = \frac{M_G}{b(2l) \cdot a} \text{ Avec :}$$

$$M_G = F_{v,Sd} \cdot (b + c) + F_{t,Sd} \cdot \frac{h}{2}$$

$$\Rightarrow M_G = 0,032 \cdot 10^3 \cdot (147 + 73,5) + 9,64 \cdot 10^3 \cdot 7$$

$$\Rightarrow M_G = 74536 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\tau_{(\perp)} = \frac{M_G}{b(2l) \cdot a} \Rightarrow \frac{74536}{147 \cdot (2 \cdot 300) \cdot 4} \Rightarrow \tau_{(\perp)} = 0,21 \text{ N/mm}^2$$

- Vérification de la condition de la soudure

$$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_y}{B_w \cdot \gamma_{M_w}} \dots \text{Formule D - 1 page 157 du CCM97 [12]}$$

$$f_y = 235 ; B_w = 0,8 ; \gamma_{M_w} = 1,25$$

$$\text{AN : } \sqrt{8,94 \times 10^{-3} + 3 \cdot (0,21^2 + 8,19^2)} \leq \frac{235}{0,8 \cdot 1,25} \Rightarrow 14 \leq 235$$

le cordon de soudure d'épaisseur (4mm) est suffisant.

III.8 Calcul des lisses

III.8.1 Introduction

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires.

III.8.2 Détermination des sollicitations

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal. La lisse fléchit verticalement. En outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, elle fonctionne à la flexion déviée.

III.8.2.1 Evaluation des charges et surcharges

- charge permanentes (G)

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.

- Surcharge climatiques

Surcharge du vent(W)

- Combinaisons de charge les plus défavorables

$$1,35G+1,5W$$

- Bardage :10,9 kg/m²
- Accessoires de poses :5 kg/m²
- Poids propre de la lisse :(IPE140).....12,9 kg/ml

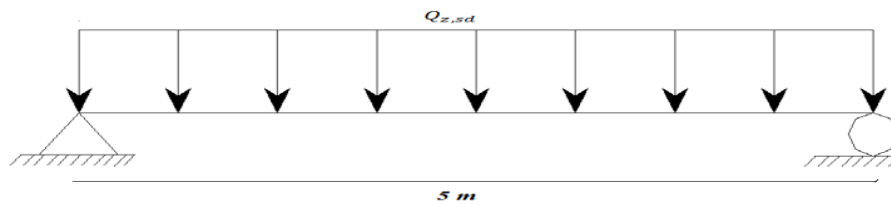
$$G= (10,9+5) 0,9 +12,9 = 27,21\text{kg/ml} =0,2721\text{KN/ml}$$

Remarque: la distance entre les lisses est de 0,9m

- Surcharges climatique du vent :

$$W= -1,843 \times 0,9= -1,65 \text{ kN/ml}$$

a-Poutre sur deux appuis

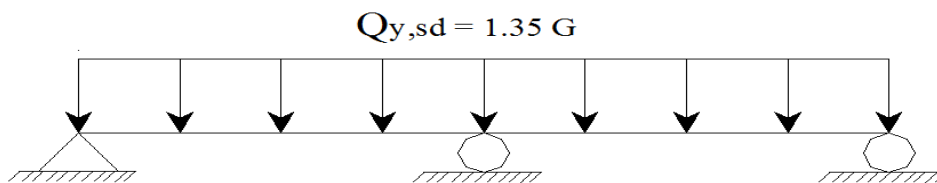


Moment sollicitant

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{1,5 \times w \times L^2}{8} = \frac{1,5 \times 1,65 \times 6^2}{8} = 11,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 11,13 \text{ KN.m}$$

b-Poutre sur trois appuis



Moment sollicitant

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times L^2}{8} = \frac{1,35 \times G \times L^2}{8} = \frac{1,35 \times 0,268 \times 3^2}{8} = 0,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 0,4 \text{ KN.m}$$

Remarque : Les profilés laminés de calibres inférieurs ou égaux à IPE 200 sont généralement d'une section de classe 1.

III.8.2.2 Vérification à la résistance

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}}\right)^\beta \leq 1$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 2 \\ \beta = 5^n \text{ avec } n = \frac{N_{sd}}{N_{PL}} = 0 \Rightarrow \beta = 1 \end{array} \right.$$

- **Caractéristique géométrique d'IPE 140**

$$W_{el,y} = 77,32 \text{ cm}^3 ; w_{el,z} = 12,31 \text{ cm}^3$$

$$w_{pl,y} = 88,34 \text{ cm}^3 ; w_{pl,z} = 19,25 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88340 \times 235}{1,1} = 18,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{w_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19250 \times 235}{1,1} = 4,11 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{11,13}{18,87}\right)^2 + \left(\frac{0,4}{4,11}\right)^1 \leq 1$$

$$0,44 \leq 1 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

III.8.2.3 Vérification au déversement

Remarque : Il n'y a pas risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur (un vent de pression).

III.8.2.4 Vérification à l'état limite de service (la flèche)

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge de service G+W

$$q_{max} = 0,109 \times 0,9 + 0,129 + (-1,843) \times 0,9 = 1,43 \text{ KN/ml}$$

$$q_{max} = 1,43 \text{ KN/ml}$$

Condition de vérification

$$f_y \leq f_{ad}$$

$$\text{Avec : } f_{ad} = \frac{L}{200}$$

Flèche verticale (suivant y-y) sur trois appuis :

$$f_{ad} = \frac{\frac{L}{2}}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times q \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{0,485 \times 5 \times 1,43 \times (300)^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 44,92} = 0,077 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,077 \leq f_{ad} = 1,5 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Flèche horizontale (suivant z-z) sur deux appuis

$$f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{0,415 \times 5 \times q \times (L)^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{0,415 \times 5 \times 1,43 \times (600)^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 541,2} = 0,08 \text{ cm}$$

$$f_z = 0,08 \leq f_{ad} = 3 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

III.9 Conclusion

La lisse de IPE 140 est vérifiée à la sécurité

Chapitre 4 :

Etude

Sismique

Rapport Gratuit.com

IV.1 Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

Pour cela l'application **de règlement parasismique** actuelle "RPA99 version2003" nous aide pour le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, acier, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2 Principe de la méthode

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure [RPA99-Ver2003].

a. Classification des zones sismiques

- ZONE 0 : sismicité négligeable
- ZONE I : sismicité faible
- ZONE II(a) et II(b): sismicité moyenne
- ZONE III : sismicité élevée

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau des zones : Tlemcen se situe dans une zone de sismicité faible « ZONE I ».

b. Classification de l'ouvrage

D'après le RPA99 Ver 2003 notre ouvrage est classé en ZONE I groupe 1B .Selon le rapport géotechnique, notre ouvrage est posé sur un sol meuble de catégorie S3.

⇒ **Catégorie S3** (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec VS 200 m/s à partir de 10 m de profondeur.

IV.3 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \quad \dots\dots\text{RPA99/2003}(\S 4.3.3) [13] \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right) \left(\frac{3}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone : donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage de la structure. Pour la zone et groupe d'usage 1B :

⇒ A = 0.10 (tableau 4.1 ; RPA99/2003) [13]

- ξ : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif :

Béton armée ⇒ ξ = 7% (tableau 4.2 ; RPA99/2003) [13]

- η : Facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$



- Structure en béton armée : $\xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0.96 \geq 0,7$

R : Coefficient de comportement global de la structure , Donnée en fonction du système de contreventement :

$\Rightarrow \mathbf{R} = \mathbf{4}$ (voir annexe C).

- T_1, T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S_3

✓ $T_1 = 0,15$ s

✓ $T_2 = 0,50$ s(tableau 4.7 ; RPA99/2003) [13]

Q : Facteur de qualité : donné par la formule suivante :

$Q = 1 + \sum_1^1 P_q$ (tableau 4.4 ; RPA99/2003)

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q

Critères	Observation	P_q béton
Condition minimale sur les files de contreventement	Observé	0
Redondance en plan	Observé	0
Régularité en plan	Observé	0
Régularité en élévation	non observé	0,05
Contrôle de qualité des matériaux	non observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	non observé	0,1
		0,20

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q

 Pour béton : $Q = 1.20$

IV.4 Analyse dynamique de la structure

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent

appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.4.1 Modélisation de la structure

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine.

On a fait appel pour la modélisation de notre structure à un logiciel de calcul Robot. Ce dernier permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

- Etapes de la modélisation de la structure
 1. Opter pour un système d'unités (kN et m)
 2. Définition de la géométrie de base
 3. Définition des matériaux
 4. Définition des sections
 5. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies
 6. Définition des charges a appliquées
 7. Introduction du spectre de réponse
 8. Définition des combinaisons de charges
 9. Définition des conditions aux limites
 10. Lancer l'analyse

IV.4.2 Analyse modale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation (voir figure IV.1).

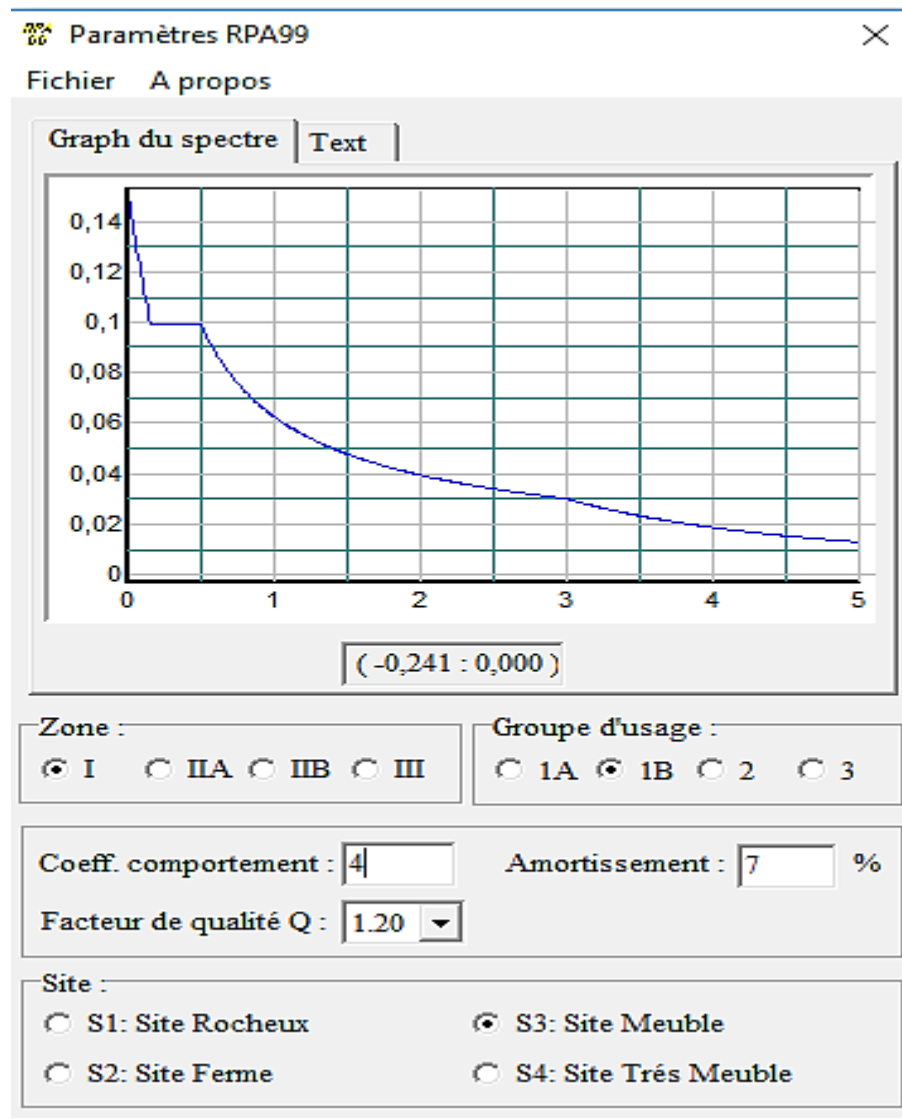


Figure IV.1 : Spectre de réponse

IV.4.3 Nombre des modes à considérer (RPA99 /V2003)

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a), pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV.5 Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T, calculée par le logiciel ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30% (l'article 4.2.4.4) .

La période fondamentale obtenu par le logiciel : $T = 0,38s$

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_t \times h_n^{3/4}$

Avec :

C_t : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du $C_t = 0,05$

h_n : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_n = 14m$.

$$\text{Donc : } T = 0,05 \cdot (14)^{3/4} \quad T = 0,36s$$

$T = 0,38 s < 130\% T = 1,3 \cdot 0,36 = 0,468 s \Rightarrow$ La période est vérifiée

IV.5.1 Vérification de la force sismique à la base-

La résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8 V \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (4.3.6) [13]}$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 90,56kN$
- Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 602,25 kN$

IV.5.1.1 Calcul de la force sismique totale art 4.2.3 RPA99/03 [13]

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure est donnée par la formule suivante :

$$V = (A \cdot D \cdot Q / R) \times W$$

V: la force sismique totale

A: coefficient d'accélération de zone

D: Facteur d'amplification dynamique moyen

Q: facteur de qualité

R: Coefficient de comportement global de la structure

W: Calcul de poids de la structure

✚ **coefficient d'accélération de zone (A) :**

Donné par un tableau (4.1) dans le RPA en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment. Dans notre cas

*Zone I

*groupe IB $A=0.12$

✚ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases}$$

$$D = 2,5 \eta = 2,5 \times 1 \Rightarrow D = 2,5$$

Q : Facteur de qualité : Q = 1,20

R : Coefficient de comportement global de la structure R = 4

W : Poids total de la structure (calculé par logiciel) W = 5406,33 kN

$$V = (A.D.Q/R) \times W$$

$$V = (01 \times 0,2 \times 1,25/4) \times 5406,33$$

$$V = 101,36 \text{ kN}$$

	V_t (kN)	V (kN)	80% V (kN)	$V_t > 80\%V$
V_x	90,56	101,36	81,08	Verifier
V_y	602,25	101,36	81,08	Verifier

Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (4-19)$$

Avec :

R : Coefficient de comportement ;

δ_{ek} : déplacement du aux force sismique les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage .

Toiture	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1%	Condition
	0,8	4	3,2	14	Vérifiée

Tableau IV.2 : déplacement relatifs dans le sens (X-X)

Toiture	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1%	Condition
	1,2	4	7,2	14	Vérifiée

Tableau IV.3: déplacement relatifs dans le sens (y-y)

VI.6 Conclusion

Après les démarches de calcule avec l'utilisation du [RPA99-Ver2003] pour déterminer la méthode sismique afin d'obtenir la réponse de la structure on est arrivé à :

- ✓ Vérification de la période T en plus des déplacements horizontaux pour les deux matériaux (acier et béton).
- ✓ Vérification de la masse totale de la structure puis déduction des efforts à la base

Chapitre 5 :
Etude des
éléments
structuraux

V.1 Etude du contreventement

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci par exemple : (vent, séisme, choc, freinage, etc.).

Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, colonnes) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'une charpente, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins de trois plans verticaux (qui sont intersectées en au moins 2 droites distinctes) et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux aux fondations) et horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion).

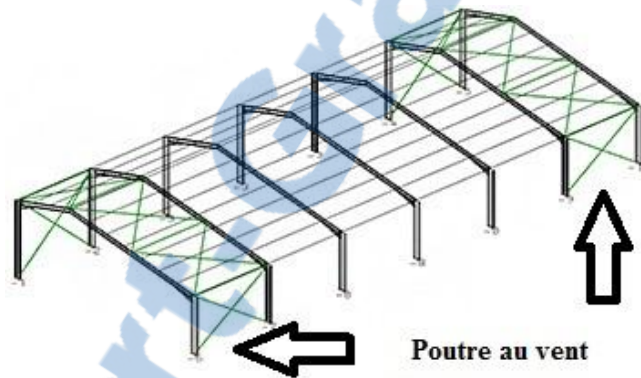


Figure V.1: Localisation de la poutre au vent

V.1.1 contreventement verticaux (palée de stabilité)

Les barres du contreventement vertical sont sollicitées par un effort de traction N_{Sd} , donc on doit vérifier la condition suivante :

$$N_{Sd} \leq N_{t,rd} \dots\dots\dots (5.3 \text{ page 61 CCM97})$$

La modélisation par logiciel a donnée : $N_{Sd} = 107,94 \text{ KN}$ sous la combinaison (1,35G+1.5V)

Avec : $N_{t,rd}$: effort de traction résistant

$$N_{t,rd} = N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A_{min} \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{107940 \times 1,1}{23500} = 5,05 \text{ cm}^2$$

Choix des profils : une double cornière à ailes égales 2L40.40.4 $\Rightarrow S=6,16 \text{ cm}^2$

profilé	Dimensions					Masse Par mètre	Aire de section		Caractéristique de calcul		
	a mm	a mm	e mm	r mm	r ₁ mm	P (kg/m)	A _{brute} cm ²	A _{nette} cm ²	I _x , I _y cm ⁴	w _{el,x} = w _{el,y}	I _x = I _y cm
L40 × 40 × 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	2,56	4,47	1,35	1,21

Tableau V.1 : Caractéristique géométrique d'une cornière à ailes égales L40 × 40 × 4

✚ Résistance ultime :

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \cdot 5,12 \cdot 36}{1,25} = 132,71 \text{ KN}$$

✚ Résistance plastique de la section nette :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m0}} = \frac{5,12 \cdot 36}{1,1} = 109,38 \text{ KN}$$

✚ Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_u}{\gamma_{m0}} = \frac{6,16 \cdot 36}{1,1} = 131,6 \text{ KN}$$

Vérification :

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$\text{Avec } N_{t,Rd} = \text{Min} (N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd})$$

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = 109,38 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd} \leq N_{net,Rd} \Rightarrow 107,94 \leq 109,38 \text{ KN} \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

$\Rightarrow 2L40 \times 40 \times 4 \Rightarrow$ le bon choix

V.1.2 contreventement horizontal (Poutre au vent)

A/section de la diagonale

$$N_{Sd} < N_{pl,Rd}$$

La modélisation par logiciel a donné : $N_{Sd} = -26,39$ sous la combinaison 1,35G + 1,5V

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{26,39 \times 1}{23,5} = 1,12 \text{ cm}^2$$

Soit : L50x50x5 (A=4,8 cm² ; i_x = i_y = 1,51cm)

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{26,39}{4,8} = 5,49 \text{ KN/cm}^2 \leq 23,5 \text{ KN/cm}^2$$

Conclusion la diagonale de section (: L50x50x5) est suffisante.

B/ vérification des contraintes :

Vérification vis-à-vis du compression et flambement

- Calcul l_0

$$\tan \alpha = \frac{5}{4,5} \Rightarrow \alpha = 47,98^\circ$$

$$l_0 = \frac{\frac{5}{\sin(47,98)}}{2} = 3,36 \text{ m}$$

- Calcul l'élancement réduit :

$$\text{Avec : } \lambda_k = 0,93\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}; f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow \varepsilon = 1 \Rightarrow \lambda_k = 0,93$$

D'après le type de fixation du contreventement, on peut la considérer comme articulée- articulée

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{336}{1,51} = 222,516 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{222,516}{93,83} = 2,37 > 0,2 \text{ risque de flambement}$$

Il faut calculer N_R

$$\text{Avec : } N_R = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

- $\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe I)
- $\gamma_{M1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction pour le flambement
 - ✓ calcul du coefficient de réduction du flambement

$$\chi = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

Courbe de flambement	A	B	C	d
Facteur d'imperfection	0,21	0,34	0,49	0,76

Le choix de la courbe de flambement correspondant à une section à ailes égales est la courbe (c) voir tableau 55.3 page 78 CCM97

Avec: $\bar{\lambda} = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$ avec $\alpha=0,49$

$$\bar{\lambda} = 0,5 [1 + 0,49(2,37 - 0,2) + 2,37^2] = 3,84$$

$$\chi = \frac{1}{(3,84 + \sqrt{3,84^2 - 2,37^2})} = 0,14$$

$$N_R = \frac{0,14 \times 1 \times 4,8 \times 23,5}{1,1} = 14,37 \text{ KN}$$

$N_{sd}=26,39 \text{ KN} > N_R = 14,37 \text{ KN}$ pas vérifier le flambement de la barre

Don il faut augmenter la section de la diagonale de la poutre au vent

Le nouveau choix : $60 \times 60 \times 6$ ($A=6,91 \text{ cm}^2$; $i_x=i_y=1,82 \text{ cm}$)

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{3,36}{1,82} = 184,6 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{184,6}{93,83} = 1,98 > 0,2 \text{ risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda} = 2,89 \quad \chi = 0,2$$

$$N_R = \frac{0,2 \times 1 \times 6,91 \times 23,5}{1,1} = 29,52 \text{ KN}$$

$N_{sd}=26,39 \text{ KN} \leq N_R = 29,52 \text{ KN}$ vérifier

Conclusion la section $60 \times 60 \times 6$ pour les diagonale de la poutre au vent et le bon choix parcequ'elle résiste au flambement.

V.2 Etude de la ferme

V.2.1 Introduction

Les fermes sont les poutres maitresses d'un comble. Elles sont composées au moyen de cornières, profils laminés ou de tubes utilisées comme membrures et diagonales. La résistance est bien adaptée aux sollicitations le plus souvent, par un système triangulé dont la membrure supérieure appelée arbalétrier, est située sous la surface extérieure du comble. Les

extrémités de cette membrure sont reliées à la membrure inférieure, appelée entrait, par les goussets de retombée.

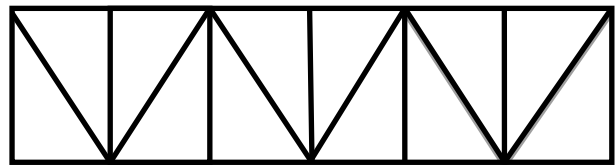
Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales. Les fermes prennent appui, soit sur les poteaux, soit sur les murs, et parfois sur des sablières. On considère dans le présent chapitre les fermes légères à âme simple destinées à supporter la couverture.

V.2.2 Types de fermes

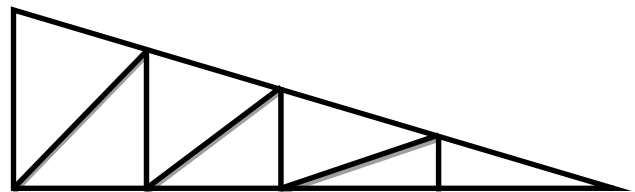
Les fermes de toiture servent à supporter les éléments de la couverture et à encaisser les charges et surcharges exercées sur elles. Le rôle fondamentale de la toiture consiste à protéger le local contre les intempéries (neige, vent, pluie, etc.). Dans la plupart des cas les fermes prennent appui sur les poteaux en acier ou en béton armé.

Il existe plusieurs possibilités de système de fermes :

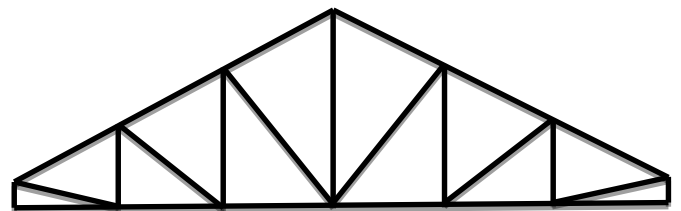
- Ferme à membrures parallèles ou
« Poutre à treillis »



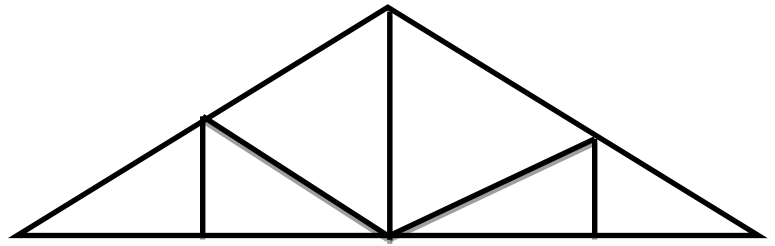
- Ferme à simple versant



- Fermes trapézoïdales



- Fermes triangulée



V.2.3 Choix de la ferme

Les fermes à treillis sont généralement articulées à leurs appuis, car il est délicat de réaliser les encastremets avec treillis, il existe divers types de treillis et parmi eux le choix s'est porté sur la ferme trapézoïdale.

Le choix du portique s'est porté sur comble en ferme parce qu'il est plus économique qu'une traverse.

Le calcul des portiques est la partie la plus importante dans une étude d'un hall métallique dans ce cas, ce calcul est divisé en deux parties :

- Dans le premier cas, il s'agit de faire un pré-dimensionnement des profilés de la ferme dont lesquels se calculent les efforts internes.

Dans le deuxième cas, la vérification des contraintes est nécessaire dans les différents éléments en gardant une contrainte inférieure à la limite élastique de l'acier $f_y=235 \text{ N/mm}^2$

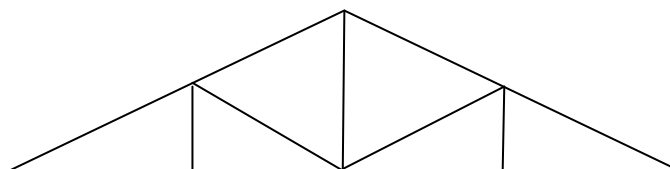
V.2.4 Calcul des efforts dans les barres

La détermination des efforts dans les barres peut s'effectuer selon trois (03) méthodes :

- La méthode des nœuds (analytique).
- La méthode des sections (Ritter).
- La méthode de Cremona.

Pour faciliter les calculs de la ferme, un logiciel automatique « Robot » a été utilisé

Schéma statique de la ferme trapézoïdale adopté



Nombre des nœuds $\rightarrow n=50$

Nombre des barres $\rightarrow b=97$

- membrures supérieurs =24 barres
- membrures inférieurs =24 barres
- montants =25
- diagonales =24 barres
- Système isostatique (symétrique) $\rightarrow b=2n-3 = 2 \times 50 - 3 = 97$ système vérifié.
- Le profilé choisi pour la ferme est une double cornière à ailes égales comme suite :
 - 2L 150×150×15 : pour les membrures supérieur.
 - 2L 120×120×12 pour les membrures inférieur.
 - HEA 3000 : pour les montants d'extrémités.
 - 2L 90×90×9 : pour les montants et les diagonales.

Profilé	Dimensions					Masse Par mètre P kg/m	Aire de section A ₂ cm ²	Caractéristique de calcul		
	a mm	a mm	e mm	r mm	r ₁ Mm			I _x , I _y cm ⁴	w _{el,x} = w _{el,y}	I _x = I _y Cm
L150× 150 × 15	150	150	15	16	8	67,54	43,02	898,1	83 ,52	4,57
L120×120×12	120	120	12	13	6,5	21,7	27,54	367,7	42,73	3,65
L90×90×9	90	90	9	11	5,5	12,2	15,5	115 ,8	17,93	2,73

Tableau V.2 : Caractéristique géométrique des cornières à ailes égales

• **Vérification des contraintes**

La combinaison la plus défavorable d'après les résultats des calculs est 1,35G+1 ,5Q.

On vérifier pour les barres tendues :

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{A} \leq f_y$$

ET pour les barres comprimées : $N_{c,sd} \leq N_{s,Rd}$ ou bien $N_{c,sd} \leq N_R$

- Les membrures inférieures Les : 2L 120×120×12

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

$$N_{c,sd} \leq N_R \text{ Avec : } N_R = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,sd} = -231,77 \text{ KN}$$

$$l_f = l_0 = 1,5 \text{ m (articulée – articulée) } i_x = i_y$$

$$\lambda_k = 0,93$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{2i_x} = \frac{150}{2,3,65} = 20,54 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{0,2054}{0,93} = 0,22 > 0,2 \text{ risque de flambement; } \beta_A=1$$

$$\chi = \frac{1}{(\emptyset + \sqrt{\emptyset^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

$$\text{Avec: } \emptyset = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \text{ avec } \alpha=0,49$$

$$\emptyset = 0,5 [1 + 0,49(2,37 - 0,2) + 0,22^2] = 0,529$$

$$\chi = \frac{1}{(0,529 + \sqrt{0,529^2 - 0,22^2})} = 0,99$$

$$N_R = \frac{0,99 \times 1 \times 4,8 \times 23,5}{1,1} = 582,47 \text{ KN} \geq N_{c,sd} = 231,77 \text{ KN}$$

- membrures supérieur : 2L 150×150×15

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd}$$

$$N_{c,sd} \leq N_R \text{ Avec : } N_R = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,sd} = -801,48 \text{ KN}$$

$$l_f = l_0 = 1,51 \text{ m (articulée – articulée) } i_x = i_y$$

$$\lambda_k = 0,93$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{2i_x} = \frac{150}{2,4,57} = 20,54 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{0,1652}{0,93} = 0,17 < 0,2 ; \text{ pas risque de flambement; } \beta_A=1$$

$$\chi = \frac{1}{(\emptyset + \sqrt{\emptyset^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

$$\text{Avec: } \emptyset = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \text{ avec } \alpha=0,49$$

$$\emptyset = 0,5 [1 + 0,49(0,17 - 0,2) + 0,17^2] = 0,5$$

$$\chi = \frac{1}{(0,5 + \sqrt{0,5^2 - 0,17^2})} = 1,03$$

$$N_{c,sd} = 801,48 \text{ KN} \leq N_R = N_{c,rd} = 947,28 \text{ KN}$$

- Montants :

La barre sollicitée par un effort de traction : $N_{sd} = 15,85 \text{ KN}$

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

$$N_{t,rd} = N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15,5 \times 23,5}{1,1} = 331,13 \text{ KN}$$

Avec $A=15,5 \text{ cm}^2$

$N_{t,rd} = 331,13 \text{ KN} \geq N_{t,sd} = 15,85 \text{ KN}$ Condition vérifié

- diagonale : Sollicité par un effort de traction $N_{sd} = 330,19 \text{ KN}$

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

$$N_{t,rd} = N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15,5 \times 23,5}{1,1} = 331,13 \text{ KN}$$

Avec $A=15,5 \text{ cm}^2$

$N_{t,rd} = 331,13 \text{ KN} \geq N_{t,sd} = 330,19 \text{ KN}$ Condition vérifié

Montant : HEA300 sollicité par un effort de compression $N_{sd} = -286,0 \text{ N}$

$$N_{c,sd} \leq N_R \text{ Avec : } N_R = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$l_f = l_0 = 180 \text{ cm (articulée – articulée) } i_x = i_y$$

$$\lambda_k = 0,93$$

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{180}{12,74} = 14,12 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = 0,15 < 0,2 \text{ pas de flambement;}$$

If faut vérifier :

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd} \text{ Avec } N_{c,rd} = N_{pl,rd}$$

Ou bien $N_{c,rd} = N_{rd}$

Calcul de la classe :

✓ Classe de semelle

$$C = \frac{b}{2} = 150$$

$$c_{tf} = \frac{150}{14} = 10,71$$

$$11\varepsilon=11 \quad 10,71 < 11 \text{ semelle classe 2}$$

✓ Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{8,5} = 24,47$$

$$33\varepsilon = 33$$

$$\frac{d}{t_w} < 33 \hat{=} \text{Âme de classe 1}$$

$$N_{c,rd} = N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{112,5 \cdot 23,5}{1,1}$$

$$N_{c,rd} = 2403,41 \text{ KN} > N_{c,rd} = 286,05 \text{ KN}$$

Vérification de la flèche

$$\delta_{max} < \delta_{adm}$$

$$\delta_{max} < \frac{l}{200} \text{ Avec } l=36\text{m}=3600 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} = \frac{3600}{200} = 18 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = G + Q$$

V.3 Pré -dimensionnement des poteaux

V.3.1 Introduction

Les poteaux sont généralement soumis à des charge verticales qu'ils transmettent jusqu'aux fondations.

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que les poteaux soient pré dimensionnés pour résister aux sollicitations suivantes :

- ✓ Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les charges d'exploitation.

V.3.2 Pré -dimensionnement de poteau coté long-pan en béton armé

- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire Sollicitations horizontales concernant le séisme, et du vent.

Les conditions suivantes :

$$\text{Min (a,b)} \geq 25 \text{ cm (zone 1)}$$

$$\text{Min (a,b)} \geq \frac{h_p}{20} \quad \text{avec : } h_p : \text{ hauteur du poteau}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Section réduite :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times A \times f_e}{B_r \times \gamma_s}}$$

$$\text{On peut prendre } \frac{A}{B_r} = 1\%$$

Soit :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc} + \frac{0,85 \times A \times f_e}{100 \times \gamma_s}}{0,9}} \quad \text{avec : } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

D'après le B.A.E.L On prend $\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1,2$

$$N_u = 1,35G + 1,5(Q + S_n)$$

$$N_u = 1,35(93,46) + 1,5(40,01 + 14,27)$$

$$N_u = 207,59 \text{ KN}$$

- $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

$$\text{avec : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$\theta = 1 > 24h$ la durée d'application des charges.

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (cas générale)}$$

- $\Rightarrow f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ Mpa}$

$$f_{bc} = 14,15 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas généragle)}$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 207,59 \times 10^{-3}}{\frac{14,6}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}}$$

$$B_r = 0,013 \text{ m}^2$$

✓ Poteau rectangulaire ($a < b$)

$$a = \frac{l_f}{10} \quad \text{avec } l_f : \text{longueur de flambement}$$

$$l_f = 0,7l_0 \quad \text{avec } l_0 = 9,95 \text{ m}$$

$$l_f = 6,965 \text{ m}$$

$$a = \frac{6,965}{10} = 0,7 \text{ m}$$

$$b = \frac{B_r}{a - 0,02} + 0,02 \Rightarrow b = \frac{0,013}{0,7 - 0,02} + 0,02$$

$$b = 0,039 \text{ m}$$

Donc on prend $a = 40 \text{ cm}$

$$b = 120 \text{ cm}$$

Condition de RPA

$$1- \text{Min} (a, b) \geq 25 \text{ cm (zone 1)} \Rightarrow (40, 120) \geq 25 \text{ cm}$$

$$2- \text{Min} (a, b) \geq \frac{h_p}{20} \Rightarrow (40, 120) \geq \frac{995}{20} = 49,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Ne vérifier pas}$$

Donc on augmente $a = 50 \text{ cm}$, avec $h = 9,95 \text{ m}$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,41 < 4$$

V.3.2.1 vérification du poteau au flambement

Calcul de moment au flambement d'inertie

$$I_x = \frac{ba^3}{12} = \frac{120 \times (50)^3}{12} = 1250000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{ab^3}{12} = \frac{50 \times (120)^3}{12} = 7200000 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{125000}{6000}} = 14,43 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{7200000}{6000}} = 34,64 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{L_f}{i_x} = \frac{0,7 \times l_0}{i_x} = \frac{0,7 \times 9,95}{14,43} = 48,26 \text{ cm} < 50$$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{0,7 \times l_0}{i_y} = \frac{0,7 \times 9,95}{34,64} = 20,10 \text{ cm} < 50$$

Il n'y a pas de risque de flambement

V.3.2.2 Calcul de ferrailage :

A. Armatures longitudinales

- ✓ N effort de compression
- ✓ Sollicitation maximal : selon logiciel robot

$N_u = 582,3 \text{ N}$ sous la combinaison à l'ELU 1,35G + 1,5V

$M_u = 354,15 \text{ KN.m}$

B. Calcul l'excentricité:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{354,15}{582,3} = 0,61 \text{ m}$$

$e > \frac{h}{2} \Rightarrow$ le centre de pression (c) est à l'extérieure de la section

calcul e_a :

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Avec : $d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9(1,2) \Rightarrow d = 1,08 \text{ m}$

$$e_a = 0,6 + (1,08 - 1,2/2) \Rightarrow e_a = 1,08 \text{ m}$$

Calcul de moment au centre des armatures inférieures M_a :

$$M_a = N_u \times e_a \Rightarrow M_a = 582,3 \times 1,08 \Rightarrow M_a = 628,884 \text{ KN.m}$$

Verification de la section

$$N_u(d - d') - M_a \leq \left(0,0337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$d' = h - d = 12 - 1,08 = 10,92 \text{ m}$$

$$N_u(d - d') - M_a = 0,35415 (1,08 - 10,92) - 0,628 = -0,28 \dots \dots \dots 1$$

$$\left(0,3037 - 0,81 \frac{10,92}{1,08}\right) \times 1,2 \times (1,08)^2 \times 14,6 = 4,895 = 4,895 \dots \dots 2$$

$$\Rightarrow (1) < (2)$$

Domaine 2: section partiellement comprimée avec armatures inférieures tendues

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$M_u = 0,628 \text{ MN.m (selon l'outil de calcul utilisé)}$$

$$\mu_u = \frac{0,628}{1,2 \cdot 1,08^2 \cdot 14,16} = 0,0136 \text{ MN.m} \Rightarrow \mu_R > \mu_u$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{z} - N_u \right] \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0136}) = 0,04$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,08(1 - 0,4 \cdot 0,04) = 1,062$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ KN/m}^2$$

$$A_1 = \frac{1}{347,82} \left[\frac{0,628}{1,062} - 0,5823 \right]$$

$$A_1 = 2,598 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_1 = 0,259 \text{ cm}^2$$

Sachant que le minimum exigé par la norme RPA99/version 2003 est $A_{min} = 0,7\% A$ en zone

1

$$A_{min} = 0,7\% (50 \times 120) = 42 \text{ cm}^2$$

- Zone courante $\Rightarrow A_{max} = 0,4\% (120 \times 50) = 24,0 \text{ cm}^2$

- Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% A$

$$A_{max} = 0,06\% (50 \times 1200) = 36,0 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les section longitudinales sont ferrillée par :

$$A_{min} = 42 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 16T20 = 50,26 \text{ cm}^2$$

Vérification a l'ELS :

- N effort de compression
- Sollicitation maximales : selon logiciel $N_s = 337,85 \text{ KN}$ sous la combinaison G+V
 $M_s = 240,42 \text{ KN}$

calcul l'excentricité:

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{240,42}{378,85} = 0,63$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1,2}{6} = 0,2 \Rightarrow e > \frac{h}{6}$$

Section partiellement comprimée

Calcul y

Avec y : la distance entre la fibre supérieur et l'axe neutre

$$Y = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

Pour calculer (y) il faut calculer e_1 :

e_1 sera définit par l'équation du 3^{ème} degrés suivante :

$$e_1^3 + p \cdot e_1 + q = 0$$

$$P = -3 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \cdot n \cdot A_2}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6 \cdot n \cdot A_1}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 \cdot n \cdot A_2}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6 \cdot n \cdot A_1}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

p et q peuvent être negatives

Calcul de p:

$$P = -3 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \cdot n \cdot A_1}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

Avec $A_2 = 0$

$$P = -3 \times \left(0,63 - \frac{1,2}{2} \right)^2 + \frac{6 \cdot 15 \cdot 42 \cdot 10^{-4}}{0,5} \times \left(0,63 - \frac{1,1}{2} + 1,08 \right)$$

$$P = 0,83 \text{ m}^2$$

Calcul de q:

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 \cdot n \cdot A_1}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \times \left(0,63 - \frac{1,2}{2} \right)^3 - \frac{6 \cdot 15 \cdot A_1}{0,5} \times \left(0,63 - \frac{1,2}{2} + 1,08 \right)^2$$

$$q = -0,93 \text{ m}^2$$

la résolution de $y = \frac{h}{2} + e_1 - e$ se fait par tâtonnement $e_1^3 - 0,73 e_1 - 0,83 = 0$

Pour déterminer e_1 on choisie forfaitairement e_1

$$e_1 = \sqrt[3]{-9pe_1 - q}$$

$$e_1 = 0 \Rightarrow e_1 = \sqrt[3]{-0,83 \times 0 + 0,93}$$

$$e_1 = 0,97$$

$$e_1 = 0,97 \Rightarrow e_1 = 0,49$$

$$e_1 = 0,49 \Rightarrow e_1 = 0,8$$

$$e_1 = 0,8 \Rightarrow e_1 = 0,64$$

$$e_1 = 0,64 \Rightarrow e_1 = 0,73$$

$$e_1 = 0,73 \Rightarrow e_1 = 0,68$$

$$e_1 = 0,68 \Rightarrow e_1 = 0,71$$

$$e_1 = 0,71 \Rightarrow e_1 = 0,69$$

$$e_1 = 0,69 \Rightarrow e_1 = 0,70$$

$$e_1 = 0,70 \Rightarrow e_1 = 0,70$$

$$e_1 = 0,70 \Rightarrow e_1 = 0,70$$

Donc $e_1 = 0,70$

$$Y = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$Y = \frac{1,2}{2} + 0,7 - 0,63$$

$$Y = 0,67 \text{ m}$$

$$S = \frac{b}{2} \cdot y^2 + nA_2 \cdot (y - d') - nA_1 \cdot (d - y) \text{ avec } A_2 = 0$$

$$S = \frac{0,5}{2} \cdot 0,67^2 \cdot 1542 \times 10^{-4} \cdot (1,08 - 0,67)$$

$$S = 0,122 \text{ m}^3$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 \times 10^3 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{sc} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ Fissuration est préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_{sc} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot y}{s} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{378,85 \cdot 0,67 \times 10^{-3}}{0,086} = 2,59 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ condition vérifié}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot N_s \cdot (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \cdot 378,85 \cdot 10^{-3} \cdot (1,08 - 0,67)}{0,086} = 27,09 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{sc} = 210,63 \text{ Mpa} \text{ condition vérifié}$$

Donc : le ferrailage adopté résiste pour cette section.

C. Armatures transversales :

Le rôle principal des armatures transversal est d'empêcher le flambement des armatures longitudinales.

$$T_u = 6,977 \text{ KN} \text{ Selon logiciel Robot}$$

La vérification : $\tau_u < \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1,82 \times 10^{-3}}{0,5 \times 1,08} = 3,37 \times 10^{-3} \text{ Mpa}$$

Armatures transversales droite et fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) \Rightarrow \overline{\tau}_u \leq \min(2,5; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow c' \text{ est vérifié}$$

Calcul le diamètre : (ϕ_t)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

$\phi_t = 8 \text{ mm}$ Avec ϕ_t : diamètre des armatures longitudinales

Selon le RPA99/version 2003

$$e \leq \min(10\phi_t; 15 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq \min(20; 15) \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$e' \leq 15 \phi_l \Rightarrow e' \leq 30 \text{ cm}$$

$$H = \max\left(\frac{he}{6}; a; b; 60 \text{ cm}\right) \Rightarrow h = \max\left(\frac{995}{6}; 65; 120; 60 \text{ cm}\right)$$

$$H = \max(165,8; 65; 120; 60 \text{ cm})$$

$$H = 165,8 \text{ cm}$$

Calcul de l'espacement

Selon le BAEL : $\text{esp} = \min(40; a + 10; 15\phi_l)$ avec a : petite dimension du poteau

$$\text{Esp} = \min(40, 75, 30) \Rightarrow \text{esp} = 30 \text{ cm}$$

Le même calcul sera fait pour les autres combinaisons

V.3.3 Pré -dimensionnement de poteau coté pignon en béton armé

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite.

L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être supérieur ou égale à la valeur suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times A \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{avec : } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

D'après le B.A.E.L On prend $\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1,2$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 32,35 \text{ KN}$$

- $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

$$\text{avec : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\theta = 1 > 24h \text{ la durée d'application des charges.}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (cas générale)}$$

$$\bullet \Rightarrow f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$f_{bc} = 14,15 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas générale)}$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 32,35 \times 10^{-3}}{\frac{14,6}{0,9} + \frac{0,85 \times 0,01 \times 400}{1,15}}$$

$$B_r = 2,075 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$B_r = 20,75 \text{ cm}^2$$

Poteau rectangulaire ($a = b$) :

$$\beta_r \geq (a - 0,02)^2 \rightarrow a \geq \sqrt{\beta_r} + 0,02 = 0,13 \text{ m}$$

$$a \geq 0,06 \text{ m}$$

$$a \geq 6 \text{ cm}$$

on prend $a = 40 \text{ cm} = b$

Condition de RPA

$$1- \text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm (zone 1)} \Rightarrow (40, 40) \geq 25 \text{ cm}$$

$$2- \text{Min}(a, b) \geq \frac{h_p}{20} \Rightarrow (40, 40) \geq \frac{655}{20} = 32,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$3- \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4$$

V.3.3.1 vérification du poteau au flambement

Calcul de moment au flambement d'inertie

$$I_x = \frac{ba^3}{12} = \frac{40 \times (40)^3}{12} = 213333 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{ab^3}{12} = \frac{40 \times (40)^3}{12} = 213333 \text{ cm}^4$$

$$A = a \times b = a^2 = 1600 \text{ cm}^2$$

Rayon de giration :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{213333}{1600}} = 11,54 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{21333}{1600}} = 11,54 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{L_f}{i_x} = \frac{0,7 \times l_0}{i_x} = \frac{0,7 \times 9,95}{11,54} = 42,46 \text{ cm} < 50$$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{0,7 \times l_0}{i_x} = \frac{0,7 \times 9,95}{11,54} = 42,46 \text{ cm} < 50$$

Il n'y a pas de risque de flambement

A. Armatures longitudinales

- ✓ N effort de compression
- ✓ Sollicitation maximal : selon logiciel robot

$$N_u = 32,350 \text{ KN} \quad \text{sous la combinaison à l'ELU } 1,35G + 1,5Q$$

$$M_u = 51,7 \text{ KN.m} \quad \text{sous la combinaison à l'ELU } 1,35G + 1,5Q$$

B. Calcul l'excentricité:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{51,7}{32,35} = 1,6 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{2} \Rightarrow e = 1,6 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{9,95}{2} = 4,97 \text{ m} \text{ donc la section est soumise à la compression simple.}$$

calcul de la longueur du flambement et l'elancement

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 7,95 = 5,56 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} = \frac{556,5}{11,54} = 48 < 50 \text{ Il n'ya pas risque de flambement}$$

Calcul des armatures minimales :

$$A_{min} = 0,7\% A = 0,7\% (40 \times 40) \rightarrow A_{min} = 11,2 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures maximum :

$$A_{st \max} = 4\% A \rightarrow A_{st \max} = 64 \text{ cm}^2 \text{ zone courante}$$

$$A_{st \max} = 6\% A \rightarrow A_{st \max} = 96 \text{ cm}^2 \text{ zone de recouvrement}$$

Ferrailage adopté :

On a adopté un ferrailage des armatures longitudinales 8T14 $A_{st}=12,32\text{cm}^2$

C. Ferrailage transversale

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

B. L'espacement

- Zone nodale:

e : l'espacement entre les cadres dans la zone nodale.

$$e \leq \min(10; \phi_l; 15\text{cm}) \rightarrow e \leq \min(10; 1,4; 15\text{cm})$$

$$\rightarrow e \leq 14\text{cm}$$

On prend $e=10 \text{ cm}$

- ✓ La longueur de zone nodale :

$$l_s = \max\left(\frac{795}{6}; 40; 40; 60\right) = 132,5 \text{ cm}$$

- Zone courant:

e' : l'espacement entre les cadres dans la zone courant

$$e' \leq 15 \times \phi_l$$

$$e' \leq 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$$

$$\rightarrow e' = 15\text{cm}$$

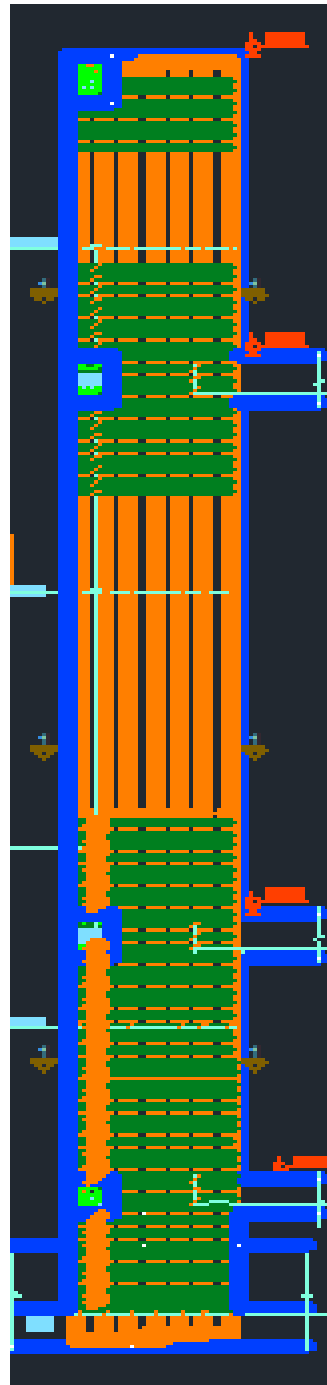


Figure V.2 : Vue longitudinale du pouteau

V.4 Les tiges d'ancrage

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place, si cela s'avère nécessaire, afin de résister aux différentes actions de calcul. Elles doivent être dimensionnées pour résister convenablement à la traction due aux forces de soulèvement éventuel et aux moments de flexion.

Les tiges d'ancrage doivent être disposées dans les poteaux par crochets ou butées, par l'intermédiaire d'une plaque de type rondelle ou par toute autre pièce noyée dans le béton et assurant une répartition adéquate des efforts.

V.4.1 Vérification des tiges d'ancrage

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (L_1 + 6,4r + 3,5L_2) \geq \frac{N}{4} \dots\dots\dots 1$$

Avec : N_a : Effort admissible par tige.

$N = 15491 \text{ kN}$ (Effort de soulèvement dû aux efforts du vent sous la combinaison 1,35G+1,5V)

$$g_c = 350 \text{ kg/m}^3$$

$$r = 3\phi ; L_2 = 2 \times \phi ; L_1 = 20 \times \phi$$

$$d_1 = 20 \text{ cm} \quad d_2 = 200 \text{ mm}$$

ϕ : Diamètre de la tige lisse.

d_1 : Distance entre la tige et la paroi la plus proche

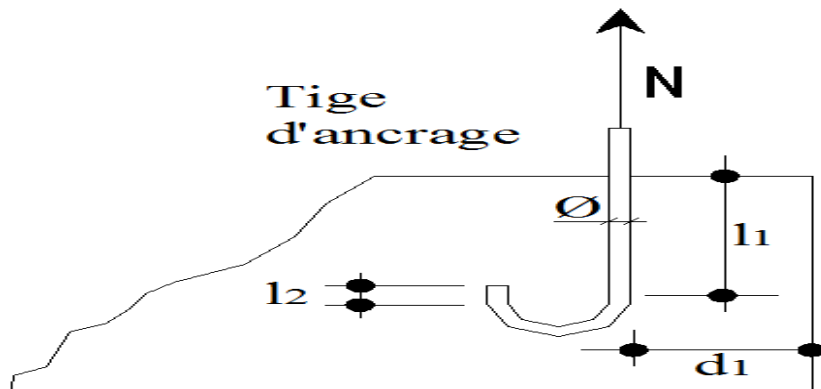


Figure. V.3 Les caractéristiques des tiges d'ancrage

En remplaçant les valeurs dans l'équation (1) on obtient :

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (20 \times \phi + 6,4r + 7 \times \phi) \geq \frac{15491}{4}$$

$$(1) \Leftrightarrow 0,99 \phi^2 - 3,42\phi - 342,14 \geq 0$$

On prend $\phi = 30 \text{ mm}$

$$r = 3 \times 30 = 90 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20 \times 30 = 600 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2 \times 30 = 60 \text{ mm}$$

V.4.2 Condition d'équilibre selon le code BAEL

$$F_a \geq \frac{N}{4}$$

$$F_a = \pi \times \tau_{su} \times \emptyset \times l_1$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \varphi^2 \times f_{tj} = 1,26 \text{ MPa} (\varphi : \text{Coefficient de scellement droit, pour les lisses, } \varphi = 1.)$$

$$F_a = 3,14 \times 1,26 \times 30 \times 600$$

$$F_a = 72115,12 \text{ N} \geq \frac{154910}{4} = 38727,5 \text{ N. (Condition vérifiée).}$$

V.4.3 Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement

On vérifie que la condition suivante est satisfaite

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = F_{f,rd} + N_b \times F_{vb,rd}$$

$$F_{vb,rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}}$$

$$\emptyset_{30} \rightarrow A_s = 561 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

$$235 \text{ N/mm}^2 < f_{yb} < 640 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{on prend } f_{yb} = 235 \text{ N/mm}^2$$

Nb : Nombre de tige située dans l'assemblage = 4

$$\alpha_{cb} = 0,37$$

$$F_{v,rd} = 31 + 4 \times 66,42 = 296,68 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 296,68 \text{ KN} < 431,6 \text{ KN condition non vérifier}$$

Donc il faut ajouter un connecteur de type bêche pour empêcher le cisaillement.

V.5 Les pieds de poteaux

Les pieds de poteaux doivent comporter des plaques d'assise en acier appropriée afin de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante telle que la pression $n'y$ dépasse pas la résistance de calcul f_j de liaison (mortier béton). La résistance de calcul de la liaison entre la plaque d'assise et la fondation doit être déterminée en tenant compte des propriétés et dimensions à la fois du mortier et de la fondation en béton [CCM97].

V.5.1 Dimensionnement de la plaque d'assise

$$N=155\text{KN}$$

$$V=-314,6 \text{ KN}$$

V.5.2 Cordons de soudure

$$\text{Semelle : } a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 14 = 9,8 \text{ mm}$$

$$\text{Ame : } a_s = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8,5 = 5,95 \text{ mm}$$

Donc : on prend : $a_s = 20 \text{ mm}$

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

La plaque d'assise en acier de nuance (Fe 360) : $f_y = 235 \text{ N / mm}^2$

poteau en béton de classe C25 / 30 : $f_{ck} = 25 \text{ N / mm}^2$

Résistance du béton à la compression : $f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c$

- Béton $\gamma_c = 1,5$
- f_{ck} : classe de béton
- $\alpha = 1$

La résistance de calcul du béton devient : $f_{cd} = 25 / 1,5 = 16,7 \text{ N / mm}^2$

V.5.3 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

La valeur du coefficient du matériau de scellement est $\beta_j = 2 / 3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, On prend $\alpha = 1,5$

$$F_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 1,5 \times 2/3 \times 16,7 = 16,7 \text{ N / mm}^2$$

V.5.4 Estimation de l'aire de la plaque d'assise poteaux

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des valeurs suivante :

$$A_{c0} = \frac{1}{h \cdot b} \times \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2$$

$$A_{c0} = \frac{1}{290.300} \times \left(\frac{155 \times 10^3}{16,7} \right)^2$$

$$A_{c0} = 990,17 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{155 \times 10^3}{16,7}$$

$$A_{c0} = 9281,43 \text{ mm}^2$$

Avec $N_{sd} = 155 \text{ KN}$ (calculé par Robot)

Choix de type de la plaque d'assise :

$$A_{cmax} < 0,95 \times b \times h$$

$$9181,43 < 82650 \text{ condition vérifier}$$

Donc le type de plaque a projection courte est satisfaisant

V.5.5 Surface de la platine

$$a \geq b + 2t_f \rightarrow a \geq 300 + 2 \times 14$$

$$a \geq 328 \text{ mm}$$

$$b \geq h + 2t_f \rightarrow b \geq 290 + 2 \times 14$$

$$b \geq 318 \text{ mm}$$

on prend :

$$a = 600 \text{ mm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

V.5.6 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Calcul de la largeur d'appui additionnel C

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4Ac}}{2A}$$

Avec : $A=2$

$$B = -(b - t_w + h) = -(300 - 8,5 + 290)$$

$$B = -581,5 \text{ mm} ; c = -5656,78 \text{ mm}$$

$$C = \frac{-581,5 - \sqrt{(-581,5)^2 - 4 \times 2 \times 5656,78}}{4}$$

$$C = 10,07 \text{ mm}$$

V.5.7 Détermination de l'épaisseur minimale requise de la plaque d'assise

$$t_p \geq \frac{c}{\sqrt{f_y/3 \times f_{jd} \times \gamma_m}} = \frac{c}{\sqrt{235/3 \times 16,7 \times 1,1}} = 4,87 \text{ mm}$$

L'épaisseur de la platine de pied de poteau, est aussi proportionnelle aux dimensions du poteau correspondant, et du cordon de soudure de l'assemblage.

V.5.8 Calcul de la largeur d'appui additionnel C

$$C = t_p \times \sqrt{f_y/3 \times f_{jd} \times \gamma_{m0}} = 20 \times \sqrt{235/3 \times 16,7 \times 1,1}$$

$$C = 41,29 \text{ mm}$$

$$C = 41,29 \text{ mm} \leq \frac{(h-2t_f)}{2} = \frac{(290-2 \times 14)}{2} = 131 \text{ mm} \quad \text{condition vérifier}$$

V.5.9 Calcul de la section efficace A_{eff}

$$A_{eff} = 2(b + 2\beta)(c + \beta + t_f) + (h - 2c - 2t_f)(2c + t_w)$$

$$A_{eff} = 2(300 + 2 \times 50)(41,29 + 50 + 15) + (290 - 2 \times 41,29 - 2 \times 14)(2 \times 41,29 + 8,5)$$

$$A_{eff} = 100573,57 \text{ mm}^2$$

V.5.10 Calcul de la résistance à l'effort axial

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd} = 1679,57 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 155 \text{ KN} \leq N_{Rd} = 1679,57 \text{ KN}$$

V.5.11 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{m0}} = \frac{20^2 \times 235 \times 10^{-3}}{6 \times 1,1} = 14,24 \text{ KN.m}$$

- Calcul de moment de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{C^2}{2}\right) \times N_{sd}}{A_{eff}} \rightarrow M_{sd} = \frac{\left(\frac{41,29^2}{2}\right) \times 155}{100573,57} = 1,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 1,3 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 14,24 \text{ KN.m}$$

V.5.12 Vérification de la résistance au cisaillement de la plaque d'assise

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = F_{t,rd} = C_f \cdot N_{sd} = 0,2 \times 155 = 31 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 314,6 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 31 \text{ KN}$$

\Rightarrow condition non vérifiée

Remarque : La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée. Les tiges d'ancrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

V.6 Pré-dimensionnement des poutres

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

h : hauteur total de la poutre

Avec : b : largeur de la poutre = la largeur de poteau

L : la plus grande portée libre entre axes d'appuis

$$\frac{650}{15} \leq h \leq \frac{650}{10}$$

$$43 \text{ cm} \leq h \leq 65 \text{ cm}$$

On prend :

$$h = 50 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

Moment fléchissant,

Effort tranchant. (Les efforts normaux sont négligeables).

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant on ne le prend pas en compte; Donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

Recommandations des RPA

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante
- ✓ 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : $40 \varnothing$ en zone I.

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées, le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

V.6.1 Ferrailage longitudinal

V.6.1.1 Ferrailage des travées : (situation durable) ELU

$$S=30 \times 50 \text{ cm}^2, \text{ Fe}=400 \text{ MPa}$$

$$M_u = 126,24 \text{ KN.m}$$

$$d' \text{ après CBA 93 : } d = 0,9h$$

$$\mu_u = \frac{126,24 \times 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,45^2 \cdot 14,16} = 0,147$$

$\mu_u < \mu_R$ section à simple armatures

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,147}) = 0,199$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315(1 - 0,4 \cdot 0,199) = 0,414 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ KN/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{126,94 \times 10^{-3}}{0,414 \cdot 347,826} = 8,815 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 8,81 \text{ cm}^2$$

$A_{sc} = 0$ ne sont pas nécessaire mais on prend 3T12

V.6.1.2 Ferrailage sur appui

$$M_{max} = 241,25 \text{ KN.m}$$

$$d' \text{ après CBA 93 : } d = 0,9h$$

$$\mu_u = \frac{241,25 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45^2 \times 14,16} = 0,28$$

$$\mu_u < \mu_R \text{ section à simple armatures}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,28}) = 0,42$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315(1 - 0,4 \cdot 0,42) = 0,37 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ KN/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{241,25 \times 10^{-3}}{0,37 \cdot 347,826} = 1,874 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 18,81 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_{st} = 18,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6T20$$

$$A_{sc} = 0 \text{ ne sont pas nécessaire mais on prend } 3T12$$

V.6.2 Vérifications nécessaires pour les poutres

V.6.2.1 Condition de non fragilité

$$A_{min} > 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} > 0,23 \times 0,3 \times 0,45 \times 2,1 / 400$$

$$A_{min} > 1,63 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,63 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifier}$$

V.6.2.2 Pourcentage exigé par les RPA99

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

0,5% en toute section : $A_{min} > 0,5\% \times b \times h$

$$A_{min} > 0,5\% \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2 \leq \text{Section calculée (condition non vérifiée)}$$

On prend la section $A_{min} = 7,5 \text{ cm}^2$ de RPA99 $\Rightarrow 3T12 = 9,42 \text{ cm}^2$

V.6.2.3 Ferrailage transversal

$$T_u = 203,98 \text{ kN (1.35G+1.5Q)}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{0,20398}{0,3 \times 0,45} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} \cdot f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \max} < \bar{\tau} \text{ Condition vérifier}$$

A. Disposition constructive

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

- En zone nodale $St \leq \min (h/4; 12\phi; 30\text{cm}) = 12,5 \text{ cm}$.
- En zone courante $St \leq h/2 \Rightarrow St = 25\text{cm}$

h : la hauteur de la poutre.

$St \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (0,45; 40\text{cm}) \Rightarrow$ la condition est vérifiée

Section minimal des armatures transversales

$St \leq At \cdot f_e / 0,4 \cdot b \Rightarrow At \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e \Rightarrow At = 0,4 \times 0,40 \times 0,25 / 400 = 0,8 \text{ cm}$

At = 8mm

B. Condition exigée par le RPA99

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$At = 0,003 \cdot St \cdot b$

$$At = 0,003 \times 0,25 \times 0,3 = 2,25 \text{ m}^2$$

Soit (1 cadre de f8 + un étrier de f8)

- Résumé : Espacement de : 10cm en zone nodale et de 15cm en zone courante.
- Longueur de recouvrement L = 80 cm. (selon le RPA)

Chapitre 6 :

Etude

de





Fondation

VI.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol. C'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque, leur bonne conception et de réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

VI.2 Les types des fondations

a. Fondation superficielle:

-  Semelle isolée sous Poteau
-  Semelle filante continue sous mur
-  Semelle filante sous plusieurs poteaux
-  Radiers généraux ou nervurés

b. Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.3 Choix des fondations

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure et ces charges.
- ✓ Les caractéristiques du sol (concernant notre projet, la contrainte admissible du sol = 1.3bar)

VI.4 Dimensionnement de Semelle filante sous plusieurs poteaux

La semelle filante s'utilise lorsque la conception semelle isolée ne devient plus possible. De même que pour les semelle isolée la semelle filante reçoit les charge issues de la porteurs

ponctuels 'les poteaux' mais aussi par le biais de porteurs linéaires 'les voiles'. Ou encore les deux à la fois.

La figure si dessous représenté la conception d'une semelle filante en 3D



Figure.VI.1 : semelle filante sous poteaux

VI.4.1 Dimensionnement de Semelle filante sous huit poteaux

$$\frac{\sum N_i}{B \cdot L} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sum N_i = 959,36 + 358,84 + 253,25 + 294,36 + 269,04 + 270,69 + 169,79 + 570,59 = 3145,98 \text{ KN}$$

$$L = 38 \text{ m}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 130 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \frac{3145,98}{38 \cdot 130} = 0,63 \text{ m}$$

On prend $B = 1 \text{ m}$

$$h \leq \frac{B-b}{4} + 5$$

$$h = 35 \text{ cm} = 0,35 \text{ m}$$

VI.4.1.1 Calcul du ferrailage

Le ferrailage // B se calcul par la méthode flexion simple :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$M_u = 186,27 \text{ KN.m (selon l'outil de calcul utilisé)}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 0,35 = 0,315 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 14166,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_u = \frac{186,27}{1,0,315^2 \cdot 14166,67} = 0,13$$

$\mu_u < \mu_R$ section à simple armatures

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,13}) = 0,17$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315(1 - 0,4 \cdot 0,17) = 0,29$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ KN/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{186,27 \times 10^{-3}}{0,29 \cdot 347,826} = 18,46 \text{ cm}^2$$

d'après le tableau section : $A_{st} = 10T16 = 20,11 \text{ cm}^2$

✓ selon le RPA

$$A_{min} = 0,5\%B = 17,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\%B = 140 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{sc} + A_{st} < A_{max}$$

On prend $A_{sc} + A_{st} = 10T16 = 20,11 \text{ cm}^2$

VI.4.1.2 Vérification à l'ELS

$$\frac{b}{2} \cdot y_s^2 + nA_{sc} \cdot (y_s - d') - n \cdot A_{st}(d - y_s)$$

$$A_{sc} = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot y_s^2 - 15,2,01 \cdot 10^{-3}(0,315 - y_s)$$

$$0,5y_s^2 + 0,03015y_s - 9,497 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c$$

$$\Delta = 0,031015^2 - 4 \times 0,5 \times (-9,497 \cdot 10^{-3})$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,141$$

Donc $y_s = 0,11\text{m}$

$$I = \frac{b}{2} \cdot y_s^3 + nA_{sc} \cdot (y_s - d')^2 + nA_{st} \cdot (d - y_s)^2$$

$$I = \frac{1}{2} \cdot (0,11)^3 + 15 \cdot 2,01 \cdot 10^{-3} (0,315 - 0,11)^2$$

$$I = 1,910^{-3} \text{m}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 \times 10^3 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{sc} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ fissuration est préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_{sc} = 195,23 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ fissuration est très préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 133,33 \text{ Mpa}$$

$$M_s = 133,75 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y_s}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{133,75 \cdot 0,11}{1,9 \cdot 10^{-3}} = 7743,42 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15000 \text{ KN/m}^2 \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (y_s - d')}{I} \leq \overline{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \cdot 133,75 \cdot (0,11 - 0,035)}{1,9 \cdot 10^{-3}} = 79194,078 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{sc} = 195230 \text{ KN/m}^2 \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot y_s \cdot (d - y_s)}{I} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot 133,75 \cdot 0,11 \cdot (0,315 - 0,11)}{1,9 \cdot 10^{-3}} = 23811,0019 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{st} = 133330 \text{ KN/m}^2 \text{ condition vérifiée}$$

✓ Ferrailage // L se calcule par la méthode des bielles

ELU :

$$A_{ru} = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_{st}} = \frac{1322,64 \times 10^{-3} \times (1 - 0,4)}{8 \times 0,315 \times 347,82} = 9,05 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_{rs} = \frac{N_s \times (B-b)}{8 \times d_b \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{959,36 \times 10^{-3} \times (1-0,4)}{8 \times 0,315 \times 210,63} = 10,84 \text{ cm}^2$$

✚ Nous avons $A_{rs} > A_{ru}$ donc on prend un ferrailage de $A_{rs} = 10,84 \text{ cm}^2$

D'après le tableau section : $A_{rs} = 10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$

VI.4.2 Dimensionnement de Semelle filante sous trois poteaux

$$\frac{\sum N_i}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sum N_i = 785,99 + 587,74 + 169,58 = 154 \text{ KN}$$

$$L = 13,28 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 130 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \frac{1708,99}{13,28 \cdot 130} = 0,89 \text{ m}$$

On prend $B = 1 \text{ m}$

$$h \leq \frac{B-b}{4} + 5$$

$$h = 0,35 \text{ m} = 0,35 \text{ m}$$

VI.4.2.1 Calcul du ferrailage

Le ferrailage // B se calcul par la méthode flexion simple :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$M_u = 77,13 \text{ KN.m (selon l'outil de calcul utilisé)}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 0,35 = 0,315 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 14166,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_u = \frac{77,13}{1,0 \cdot 0,315^2 \cdot 14166,67} = 0,1$$

$\mu_u < \mu_R$ section à simple armatures

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1}) = 0,13$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315(1 - 0,4 \cdot 0,13) = 0,29$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ KN/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{77,13 \times 10^{-3}}{0,29 \cdot 347,826} = 7,646 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau section : $A_{st} = 10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$

✓ selon le RPA

$$A_{min} = 0,5\%B = 17,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\%B = 140 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} + A_{st} = 11,31 \text{ cm}^2 < A_{min} = 17,5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $2 \times 8T12 = 18,6 \text{ cm}^2$

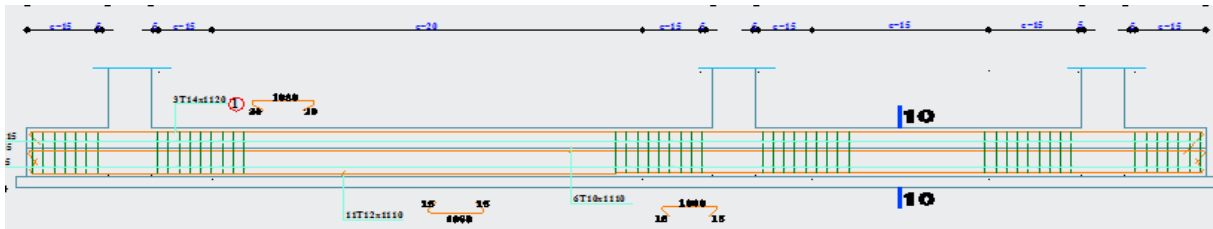


Figure VI.2 : ferrailage semelle filante sous trois poteaux

VI.4.2.2 vérification à l'ELS

$$\frac{b}{2} \cdot y_s^2 + nA_{sc} \cdot (y_s - d') - n \cdot A_{st}(d - y_s)$$

$$A_{sc} = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot y_s^2 - 15,186 \cdot 10^{-3}(0,315 - y_s)$$

$$0,5y_s^2 + 0,016965y_s - 5,343 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c$$

$$\Delta = 0,016965^2 - 4 \times 0,5 \times (-5,343 \cdot 10^{-3})$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,010$$

$$\text{Donc } y_s = 0,10 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{2} \cdot y_s^3 + nA_{sc} \cdot (y_s - d')^2 + nA_{st} \cdot (d - y_s)^2$$

$$I = \frac{1}{2} \cdot (0,10)^3 + 15 \cdot 1,131 \cdot 10^{-3} (0,315 - 0,10)^2$$

$$I = 1,284 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 \times 10^3 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{sc} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ fissuration est préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_{sc} = 195,23 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ fissuration est très préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 133,33 \text{ Mpa}$$

$$M_s = 82,79 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y_s}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{77,13 \cdot 0,10}{1,284 \times 10^{-3}} = 6007,009 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15000 \text{ KN/m}^2 \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (y_s - d')}{I} \leq \overline{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15,77 \cdot 13,0 \cdot (0,10 - 0,035)}{1,284 \times 10^{-3}} = 58568,341 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{sc} = 195230 \text{ KN/m}^2 \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot y_s \cdot (d - y_s)}{I} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15,77 \cdot 13,0 \cdot 10 \cdot (0,315 - 0,10)}{1,284 \cdot 10^{-3}} = 19372,605 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{st} = 133330 \text{ KN/m}^2 \text{ condition vérifiée}$$

✓ Ferrailage // L se calcul par la méthode des bielles

ELU :

$$A_{ru} = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d_b \times \sigma_{st}} = \frac{1179,91 \times 10^{-3} \times (1-0,4)}{8 \times 0,315 \times 347,82} = 12,11 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_{rs} = \frac{N_s \times (B-b)}{8 \times d_b \times \sigma_{st}} = \frac{849,14 \times 10^{-3} \times (1-0,4)}{8 \times 0,315 \times 210,63} = 9,598 \text{ cm}^2$$

✚ Nous avons $A_{rs} > A_{ru}$ donc on prend un ferrailage de $A_{rs} = 12,11 \text{ cm}^2$

D'après le tableau section : $A_{rs} = 10T14 = 15,39 \text{ cm}^2$

VI.4.3 Dimensionnement de Semelle filante sous deux poteaux

$$\frac{\sum N_i}{B \cdot L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_i = 93,33 + 427,93 = 521,26 \text{ KN}$$

$$L = 5,98 \text{ m}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 130 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \frac{521,26}{5,98 \cdot 130} = 0,97 \text{ m}$$

On prend $B = 1 \text{ m}$

$$h \leq \frac{B-b}{4} + 5$$

$$h = 0,35 \text{ m} = 0,35 \text{ m}$$

VI.4.3.1 Calcul du ferrailage

Le ferrailage // B se calcul par la méthode flexion simple :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$M_u = 15,14 \text{ KN.m (selon l'outil de calcul utilisé)}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 0,35 = 0,315 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 14166,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_u = \frac{15,14}{1,0,315^2 \cdot 14166,67} = 0,01$$

$\mu_u < \mu_R$ section à simple armatures

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,01}) = 0,012$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315(1 - 0,4 \cdot 0,012) = 0,31$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ KN/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{15,14 \times 10^{-3}}{0,31 \cdot 347,826} = 1,40 \text{ cm}^2$$

d'après le tableau section : $A_{st} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

✓ selon le RPA

$$A_{min} = 0,5\%B = 17,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\%B = 140 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} + A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 < A_{min} = 17,5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $2 \times 8T12 = 18,6 \text{ cm}^2$



Figure VI.3 : ferrailage semelle filante sous deux poteaux

VI.4.2.2 Vérification à l'ELS

$$\frac{b}{2} \cdot y_s^2 + nA_{sc} \cdot (y_s - d') - n \cdot A_{st} (d - y_s)$$

$$A_{sc}=0$$

$$\frac{1}{2} \cdot y_s^2 - 15.1,86 \cdot 10^{-3} (0,315 - y_s)$$

$$0,5y_s^2 + 0,0279y_s - 8,7885 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c$$

$$\Delta = 0,0279^2 - 4 \times 0,5 \times (-8,7885 \cdot 10^{-3})$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,018$$

$$\text{Donc } y_s = 0,135\text{m}$$

$$I = \frac{b}{2} \cdot y_s^3 + nA_{sc} \cdot (y_s - d')^2 + nA_{st} \cdot (d - y_s)^2$$

$$I = \frac{1}{2} \cdot (0,135)^3 + 15 \cdot 1,86 \cdot 10^{-3} (0,315 - 0,135)^2$$

$$I = 2,134 \cdot 10^{-3} \text{m}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 \cdot 10^3 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{sc} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ fissuration est préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_{sc} = 195,23 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ fissuration est très préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 133,33 \text{ Mpa}$$

$$M_s = 7,81 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y_s}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,81 \cdot 0,135}{2,134 \times 10^{-3}} = 494,072 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15000 \text{ KN/m}^2 \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (y_s - d')}{I} \leq \overline{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15,7,81 \cdot (0,135 - 0,035)}{2,134 \times 10^{-3}} = 5489,690 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 195230 \text{ KN/m}^2 \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot y_s \cdot (d - y_s)}{I} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15,7,81 \cdot 0,135 \cdot (0,315 - 0,135)}{1,284 \cdot 10^{-3}} = 2217,091 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{st} = 133330 \text{ KN/m}^2 \text{ condition vérifiée}$$

✓ Ferrailage // L se calcul par la méthode des bielles

ELU :

$$A_{ru} = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_{st}} = \frac{588,96 \times 10^{-3} \times (1 - 0,4)}{8 \times 0,315 \times 347,82} = 4,03 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_{rs} = \frac{N_s \times (B - b)}{8 \times d_b \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{497,93 \times 10^{-3} \times (1 - 0,4)}{8 \times 0,315 \times 210,63} = 5,628 \text{ cm}^2$$

✚ Nous avons $A_{rs} > A_{ru}$ donc on prend un ferrailage de $A_{rs} = 5,628 \text{ cm}^2$

D'après le tableau section : $A_{rs} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

VI.5 Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui ont pour rôle de relier les semelles .Elles sont sollicitées par un effort normal de traction.

Selon le RPA 99 version 2003, les dimensions minimales sont de (25x30) cm².

Donc, on prend des longrines de dimensions (25x30) cm².

Avec : (S3 = Catégorie du sol)

Les longrines, ou le dispositif équivalent, doivent être calculées pour résister à la traction sous 20 KN , L'action d'une force est égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

avec

N : Est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés

$$\alpha = 12$$

✚ ELU :

$$N_u = 1430,47 \text{ kN} \quad F_u = \frac{1430,47}{12} = 119,2 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} = \frac{119,2 \times 10^{-3}}{347,82} = 3,42 \cdot 10^{-4} m^2 \quad \text{avec } \sigma_{st} = 347,82 \text{ Mp}$$

$$A_{st} = 3,42 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$N_s = 1038,93 \text{ kN} \quad F_s = \frac{1038,93}{12} = 86,57 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F_s}{\sigma_{sol}} = \frac{86,57 \times 10^{-3}}{201,63} \quad \text{avec : } \sigma_{sol} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 4,29 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99 version 2003 exige un ferrailage minimum 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min(20 cm, 15 ϕ)

$$A_{min} = 0,6 (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

VI.5.1 Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}, 12, \frac{30}{10}\right) \text{ avec : } \phi_t \leq 12$$

$$\phi_t \leq 1 \text{ cm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

VI.5.2 Calcul de l'espacement des cadres

Le RPA 99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser $S_t \leq (20 \text{ cm}, 15\phi)$

❖ **Zone nodale** : $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ **Zone courante** : $S_t = 15 \text{ cm}$

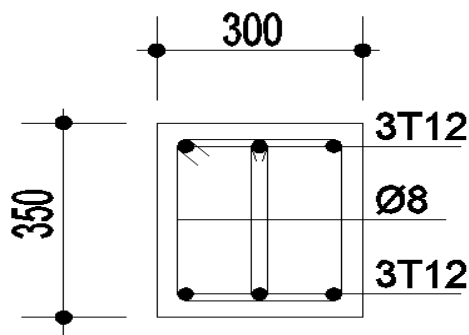


Figure.VI.4 : Ferrailage des longrines

VI.6 conclusion

La liaison structure – sol assurée par les fondations a été présenté dans ce chapitre.
les semelles ainsi les longrines ont été correctement définit.

Chapitre 7 :
Etude des
Assemblages

VII.1 Introduction

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement EC3.

VII.2 Définition

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites.

En construction métallique, les éléments à assembler peuvent être placés :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutages) ;
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et système articulés).

VII.3 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblage sont :

- Le boulonnage ;
- Le soudage.

On distingue deux principaux modes de fonctionnement des assemblages :

- Fonctionnement par obstacle : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints, dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnement au cisaillement.
- Fonctionnement par adhérence : dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact, cela concerne le soudage, et le boulonnage par boulons HR.

VII.4 Classification des assemblages

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- leur rigidité ;
- leur résistance.

VII.5 Classe des boulons

Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau VI.1 : Classe des boulons

VII.6 Calcul des assemblages

VII.6.1 L'épaisseur du gousset

Le choix qui s'est porté en avant sur les éléments principaux de la ferme est :

- Les membrures supérieures sont de double corniers 2L150×150×15
- Les membrures inférieures sont de double corniers 2L 120 ×120×12
- Les montants de l'extrémité sont des profilés HEA300.
- Les montants sont de double cornière à ailes égales 2L 90×90×9
- Les diagonales sont de double cornière à ailes égales 2L 90×90×9
- L'épaisseur du gousset est égale à l'épaisseur le plus grand des corniers.

Donc : l'épaisseur du gousset est égale à 15 mm.

VII.6.2 Assemblage des éléments de la ferme

VII.6.2.1 Assemblage par soudure

a) Etude de l'assemblage membrure inférieur gousset :

Calcul des cordons de soudure : "cornière : 2L120×120×12"

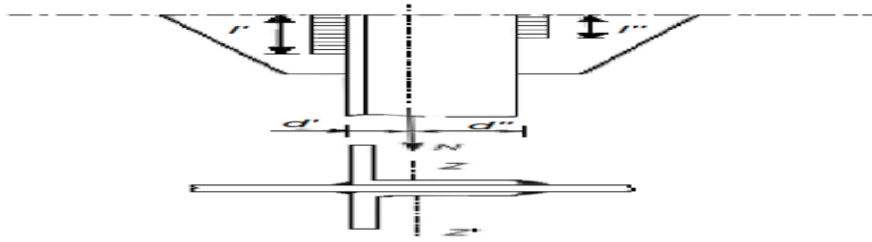


Figure VI.1 : Attache de deux cornières sur un gousset

Epaisseur gousset : $e=10\text{mm}$

Acier Fe360

$N=-213,77\text{KN}$ sous la combinaison $1,35G+1,5V$ du logiciel de calcul Robot

t_{\max} : L'épaisseur de la plus grand des pièces à assemblées.

$$t_{\max} = 12\text{mm} \qquad t_{\min} = 4\text{mm}$$

a_{\min} : L'épaisseur d'un cordon de soudure.

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

$$a_{\max} = 0,7 \cdot t_{\min} = 4,9\text{mm} \qquad \rightarrow a_{\min} = 4\text{mm}$$

Donc on prend $a = 5\text{mm}$

$$d' = 55\text{mm} \qquad d'' = 65\text{mm}$$

Il faut que le centre de gravité des cordons de soudure soit situé sur l'axe neutre des cornières ZZ' . Dans ce cas, leurs moments statiques sont égaux : $l'd' = l''d''$.

Par ailleurs, il faut vérifier que :

$$\sum l > B_w \gamma_{mw} \frac{N\sqrt{3}}{af_u} \quad \text{Avec: } \sum l = 2(l' + l'')$$

$$l'' = l' \frac{d'}{d''} \text{ et } \sum l = 2l' \left(1 + \frac{d'}{d''}\right) = 2l'' \left(1 + \frac{d''}{d'}\right)$$

D'où :

$$l' \geq \frac{B_w \cdot \gamma_{mw} \cdot N \sqrt{3}}{2af_u \left(1 + \frac{d'}{d''}\right)} \quad \text{Et} \quad l'' \geq \frac{B_w \gamma_{mw} N \sqrt{3}}{2af_u \left(1 + \frac{d''}{d'}\right)}$$

Avec :

- B_w : Facteur de corrélation approprié
- γ_{mw} : Coefficient variable.

Nuance d'acier	F _e 360	F _e 430	F _e 510
B _w	0,80	0,85	0,90
γ _{mw}	1,25	1,30	1,35

Tableau VII.2: valeur des coefficients variable selon la nuance d'acier

Donc :

$$l' \geq \frac{0,8 \cdot 1,25 \cdot 231,70 \sqrt{3}}{2,4 \cdot 360 \cdot (1 + \frac{55}{65})} \rightarrow l' = 75,50 \text{ mm} \quad \text{et} \quad l'' \geq \frac{0,8 \cdot 1,25 \cdot 231,70 \sqrt{3}}{2,4 \cdot 360 \cdot (1 + \frac{65}{55})}$$

→ $l'' = 63,88 \text{ mm}$

b) Etude de l'assemblage membrure supérieure gousset :

- **Calcul des cordons de soudure :** "cornière : 2L150×150×10"

(Le même calcul que les membrures inférieures)

a = 5mm

N = 801,48 kN sous la combinaison 1,35G+1,5V à partir de logiciel de calcul

d' = 29mm

d'' = 52mm

Par ailleurs, il faut vérifier que :

$$\sum l \geq B_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \frac{N\sqrt{3}}{a f_u} \quad \text{avec} \quad \sum l = 2(l' + l'')$$

$$l'' = l' \frac{d'}{d''} \quad \text{et} \quad \sum l = 2l' \left(1 + \frac{d'}{d''}\right) = 2l'' \left(1 + \frac{d''}{d'}\right)$$

$$\text{D'où : } l' \geq \frac{B_w \cdot \gamma_{mw} \cdot N\sqrt{3}}{2a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d''}\right)} \quad \text{et} \quad l'' \geq \frac{B_w \cdot \gamma_{mw} \cdot N\sqrt{3}}{2a \cdot f_u \left(1 + \frac{d''}{d'}\right)}$$

Nuance d'acier	F _e 360	F _e 430	F _e 510
B _w	0,80	0,85	0,90
γ _{mw}	1,25	1,30	1,35

Tableau VII.3: Valeurs des coefficients variables selon la nuance d'acier

Donc :

$$l' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 801480 \sqrt{3}}{2 \times 4 \times 360 \times \left(1 + \frac{29}{52}\right)} \quad l' = 309,44 \text{ mm et } l'' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 801480 \sqrt{3}}{2 \times 4 \times 360 \times \left(1 + \frac{52}{29}\right)} \quad l'' = 172,57 \text{ mm}$$

$$l' = 31 \text{ cm}$$

$$l'' = 31 \text{ cm}$$

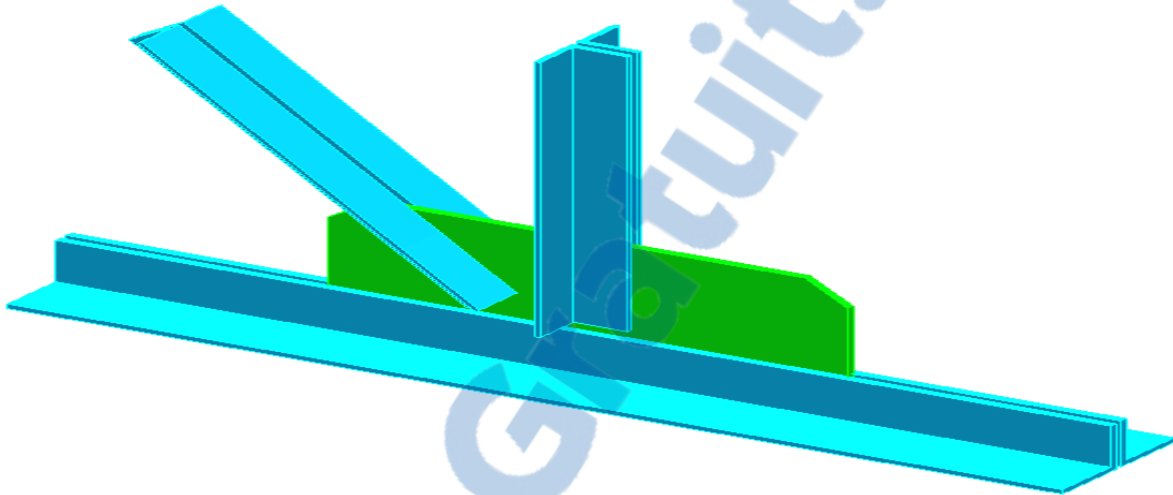


Figure VII.2 : Schéma d'assemblage membrure supérieur +inférieur-gousset

c) Etude de l'assemblage montant gousset :

- **Calcul des cordons de soudure** : "Cornière : "2L90×90×9"

Epaisseur gousset : $e=10\text{mm}$

$N=15,85 \text{ kN}$ sous la combinaison $1,35G+1,5Q_v$ à partir de logiciel de calcul Robot

$$d' = 26 \text{ mm}$$

$$d'' = 47 \text{ mm}$$

D'où :

$$l' \geq \frac{B_w \cdot \gamma_{mw} \cdot N \sqrt{3}}{2a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d''}\right)} \quad \text{et} \quad l'' \geq \frac{B_w \cdot \gamma_{mw} \cdot N \sqrt{3}}{2a \cdot f_u \left(1 + \frac{d''}{d'}\right)}$$

Donc :

$$l' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 1585 \sqrt{3}}{2 \times 4 \times 360 \times (1 + \frac{26}{47})} \rightarrow l' = 6,13 \text{ mm et } l'' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 1585 \sqrt{3}}{2 \times 4 \times 360 \times (1 + \frac{47}{26})} \rightarrow l'' = 3,39 \text{ mm}$$

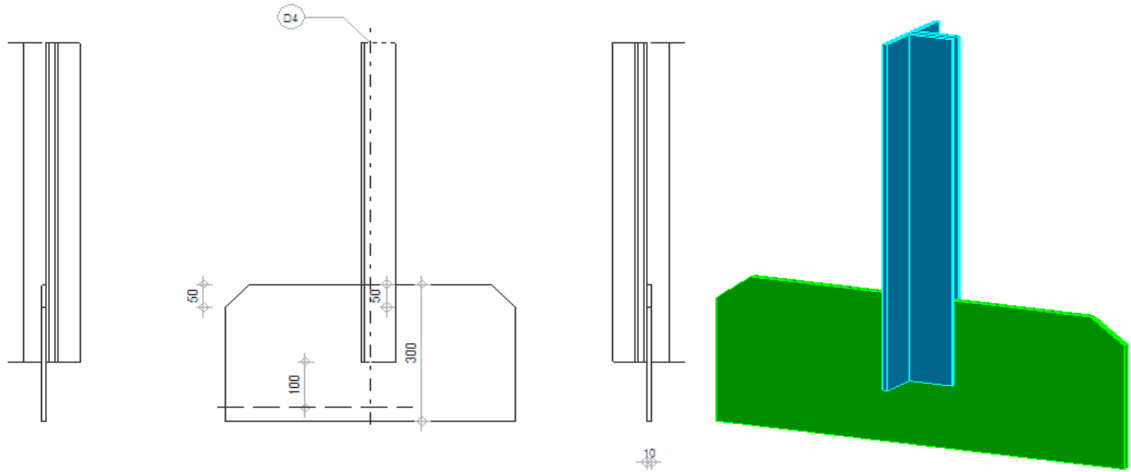


Figure VII.3: schéma d'assemblage montant-gousset

d) Etude de l'assemblage diagonale gousset :

- **Calcul des cordons de soudure :**

La cornière : "2L90×90×9"

Epaisseur gousset : e=10mm

N=-330,19 kN sous la combinaison 1,35G+1,5V à partir de logiciel de calcul

d'=26 mm

d''=47 mm

D'où :

$$l' \geq \frac{B_w \cdot \gamma_{mw} \cdot N \sqrt{3}}{2a \cdot f_u (1 + \frac{d'}{d''})} \quad \text{Et} \quad l'' \geq \frac{B_w \cdot \gamma_{mw} \cdot N \sqrt{3}}{2a \cdot f_u (1 + \frac{d''}{d'})}$$

Donc :

$$l' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 330190 \sqrt{3}}{2 \times 4 \times 360 \times (1 + \frac{26}{47})} \rightarrow l' = 127,85 \text{ mm} \quad \text{et } l'' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 330190 \sqrt{3}}{2 \times 5 \times 360 \times (1 + \frac{47}{26})} \rightarrow$$

$$l'' = 70,72 \text{ mm}$$

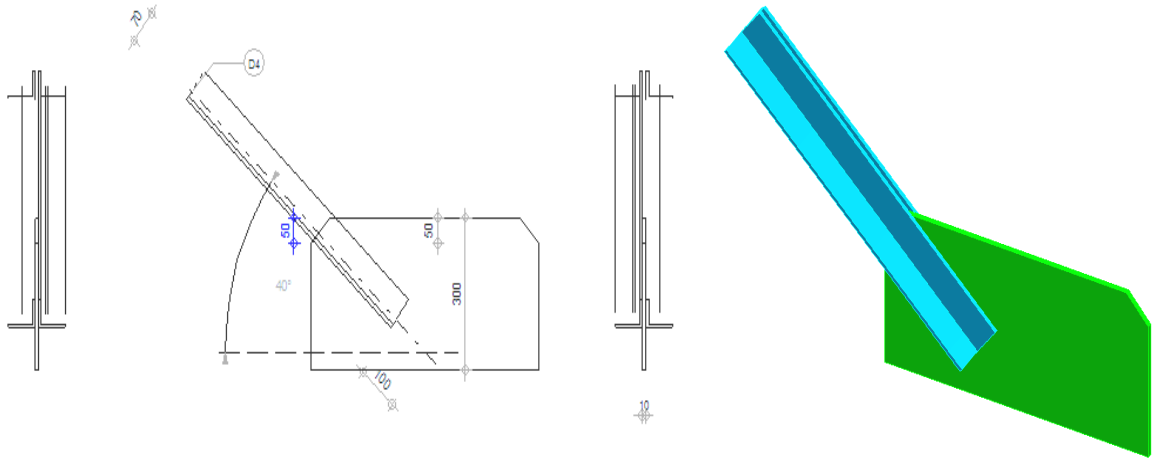


Figure VII. 4: schéma d'assemblage diagonale-gousset

VII.6.2.2 Vérification de la soudure au cisaillement

Quelques soit la direction de l'effort F_{sd} par rapport au cordon on doit $F_{sd} \leq F_{w,rd}$.

Pour un cordon de gorge(a)et de longueur(l) l'effort résistant de cisaillement vaut :

$$F_{w,rd} = a \times l \times F_{vw,d} \dots\dots \text{(Formule 6.9; CCM97)}$$

$F_{vw,d}$: résistance de calcul d'une soudure d'angle au cisaillement d'où :

$$F_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}} \dots\dots \text{(Formule 6.10 ; CCM97)}$$

- F_u : valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées.
- β_w : facteur de corrélation.

Donc :

$$F_{vw,d} = \frac{360}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} = 207,84 \text{ N}$$

- **Membrure inferieure**

$$L=l' + l'' = 300 \text{ mm} ; a= 4\text{mm}$$

$$F_{w,rd} = a \times (l' + l'') \times F_{vw,d}$$

$$F_{w,rd} = 5 \times 300 \times 207,84 = 249408 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 494,162\text{KN}$$

$$F_{w,rd} = 249,40 \text{ KN} > F_{sd} = 231,77\text{kN} \quad \text{C.V}$$

- **Membrure superieure**

$$L=620\text{mm} \quad a_{max}=7 \text{ mm}$$

$$F_{w,rd} = a \times l \times F_{vw,d}$$

$$F_{w,rd} = 7 \times 620 \times 207,84 = 209,02 \text{ kN}$$

$$F_{w,rd} = 902,02 \text{ kN} > F_{sd} = 801,48 \text{ kN} \quad \text{C.V}$$

- **montants**

$$l=100 \text{ mm} ; a= 4 \text{ mm}$$

$$F_{w,rd} = a \times l \times F_{vw,d}$$

$$F_{w,rd} = 4 \times 100 \times 207,84 = 83,136 \text{ kN}$$

$$F_{w,rd} = 83,136 \text{ kN} > F_{sd} = 15,85 \text{ kN} \quad \text{C.V}$$

- **diagonales**

$$l=300 \text{ mm} \quad a_{max}=7 \text{ mm}$$

$$F_{w,rd} = a \times 2(l' + l'') \times F_{vw,d}$$

$$F_{w,rd} = 7 \times 300 \times 0,207 = 436,4 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 330,19 \text{ kN}$$

$$F_{w,rd} = 436,46 \text{ kN} > F_{sd} = 330,46\text{kN} \quad \text{C.V}$$

VII.7 Eclissage de la ferme

Les couvre joints ou éclissage doivent être calculés et dimensionnés pour assurer la continuité des éléments assemblés. Toute fois que cela est possible, les éléments doivent être disposés de sorte que les axes des couvre joints coïncidant avec les axes des éléments. En présence d'un excentrement, les efforts qui en résultent doivent être prise en compte.

VII.7.1 Assemblage membrure supérieure et inférieure gousset

VII.7.1.1 Positionnement des trous pour boulons

$N = -231,77$ KN à partir de logiciel de calcul Robot

On prend des boulons type 8.8

$t = \max(15 ; 12,9) \longrightarrow t = 10\text{mm} \Rightarrow$ on prend un boulon de diamètre $\varnothing 16$

$d_0 = \text{diamètre de trou avec } d_0 = d + 2\text{mm} \Rightarrow d_0 = 18\text{mm}$

$e_1 \geq 1,2 d_0 \Rightarrow e_1 \geq 21,6 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$

$p_1 \geq 2,2d_0 \Rightarrow p_1 \geq 39,6 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 70 \text{ mm}$

VII.7.1.2 Calcul du nombre des boulons

Résistance d'un boulon au cisaillement $\longrightarrow F_{vr,d} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$

- f_{ub} : Valeur de la résistance à la traction du boulon $\rightarrow f_{ub} = 800\text{N/mm}^2$
- γ_{mb} : Coefficient partiel de sécurité $\rightarrow \gamma_{mb} = 1,25$

Donc : $F_{vr,d} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 157}{1,25} = 120,57 \text{ kN}$

$n = \frac{N}{F_{v,rd}} = \frac{231,77}{120,57} = 1,91 \Rightarrow$ on prend 10 boulons avec une file de 5 boulons à chaque coté

VII.7.1.3 Vérification de la pression diamétrale

La vérification de la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince.

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \times 2,5 \times d \times t \times \alpha}{\gamma_{mb}}$$

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

$$\underline{AN} : \alpha = \min \left(\frac{88}{3 \times 18}; \frac{168}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{800}{640}; 1 \right) \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{360 \times 10^{-3} \times 2,5 \times 16 \times 1}{1,25} = 138,24 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 138,24 \geq F_1 = \frac{231,77}{2} = 115,88 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

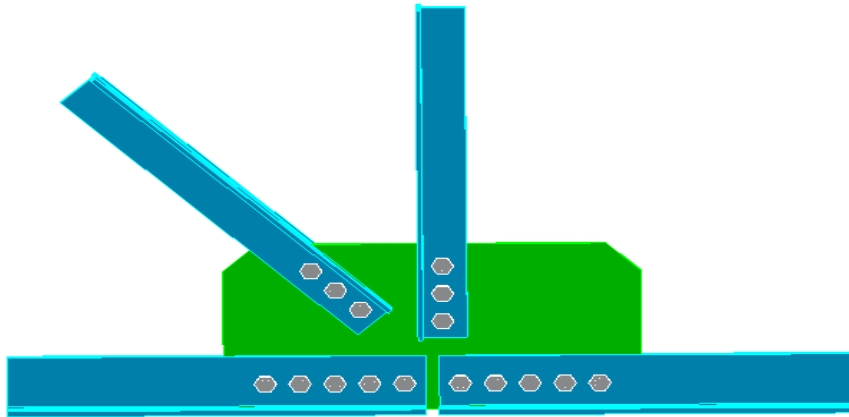


Figure VII.5: Vue en 3D d'assemblage par boulons membrure supérieur +inferieur-gousset

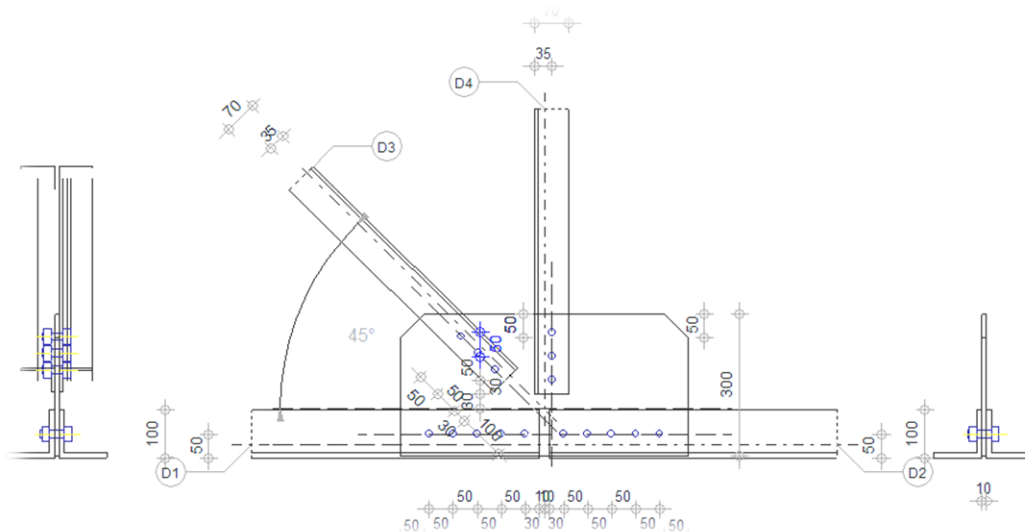


Figure VII.6: Détail d'assemblage par boulons membrure supérieur +inferieur, gousset

VII.7.2 Assemblage montant gousset

VII.7.2.1 Positionnement des trous pour boulons

$N=15,85$ KN à partir de logiciel de calcul Robot

On prend des boulons type 5.8

$t=\max(7, 7,10) \longrightarrow t=10\text{mm} \Rightarrow$ on prend un boulon de diamètre $\varnothing 16$

d_0 =diamètre de trou avec : $d_0=d+2\text{mm} \Rightarrow d_0=18\text{mm}$

$e_1 \geq 1,2 d_0 \Rightarrow e_1 \geq 21,6 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$

$p_1 \geq 2,2d_0 \Rightarrow p_1 \geq 39,6 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$

VII.7.2.2 Calcul du nombre des boulons

Résistance d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \dots\dots\dots \text{(Tableau 65.3 ; page 113 CCM97)}$$

- f_{ub} : Valeur de la résistance à la traction du boulon $\rightarrow f_{ub} = 800\text{N/mm}^2$
- γ_{mb} : Coefficient partiel de sécurité $\rightarrow \gamma_{mb} = 1,25$

$$\text{Donc : } F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 500 \times 10^{-3} \times 157}{1,25} = 75,36\text{kN}$$

$$n = \frac{N}{F_{v,rd}} ; \quad \text{AN: } n = \frac{15,85}{75,36} = 0,21 \rightarrow \text{on prend 3 boulons avec une file}$$

VII.7.2.3 Vérification de la pression diamétrale

La vérification de la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince.

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \times 2,5 \times d \times t \times \alpha}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

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

$$\alpha = \min\left(\frac{80}{3 \times 18}; \frac{140}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{500}{360}; 1\right) \rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{360 \times 10^{-3} \times 2,5 \times 16 \times 10 \times 0,55}{1,25} = 115,2 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 115,2 \text{ kN} \geq F_{v,rd} = \frac{15,85}{3} = 5,28 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

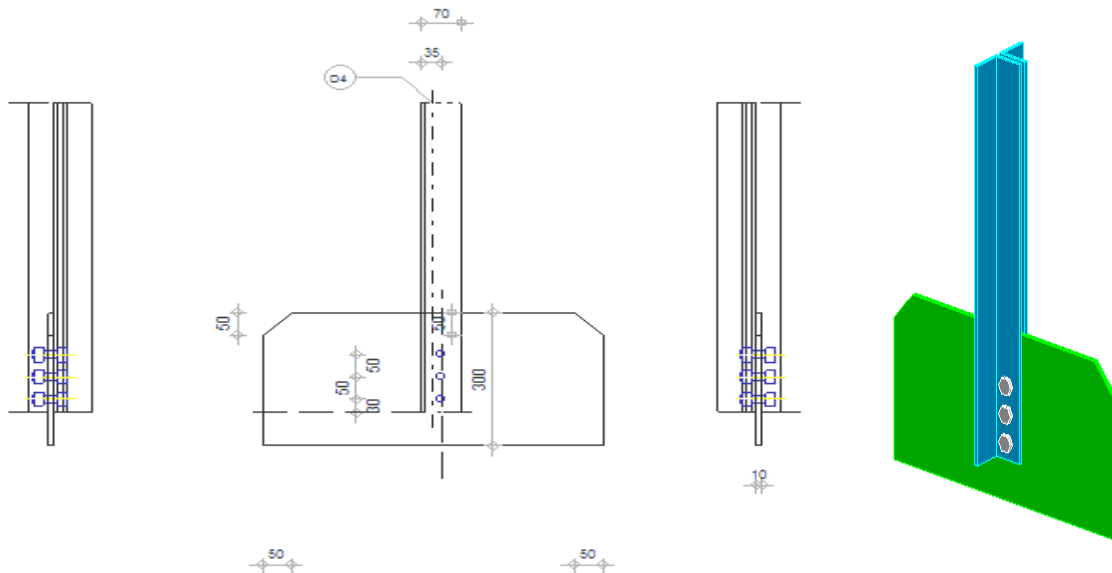


Figure VII.7 : schéma d'assemblage par boulon montant, gousset

VII.7.3 Assemblage diagonal gousset

VII.7.3.1 Positionnement des trous pour boulons

$N = -163,13 \text{ kN}$ à partir de logiciel du calcul.

On prend des boulons type 9.8

$$t = \max(7, 7, 10) \longrightarrow t = 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend un boulon de diamètre } \varnothing 16$$

$$d_0 = \text{diamètre de trou avec } d_0 = d + 2 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$$

$$e_1 \geq 1,2 d_0 \rightarrow e_1 \geq 21,6 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2,2 d_0 \rightarrow p_1 \geq 39,6 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$$

VII.7.3.2 Calcul du nombre des boulons

Résistance d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times n \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \dots\dots\dots \text{(tableau 65.3 page 113 CCM97)}$$

- f_{ub} : Valeur de la résistance à la traction du boulon $\rightarrow f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$
- γ_{mb} : Coefficient partiel de sécurité $\rightarrow \gamma_{mb} = 1,25$

$$\text{Donc : } F_{v,rd} = \frac{2 \times 0,6 \times 500 \times 10^{-3} \times 197}{1,25} = 75,36 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N}{F_{v,rd}} = \frac{330,19}{75,36} = 4,38 \rightarrow \text{on prend 5 boulons avec une file}$$

VII.7.3.3 Vérification de la pression diamétrale

La vérification à la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince.

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \times 2,5 \times d \times t \times \alpha}{\gamma_{mb}} \text{ avec : } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left(\frac{30}{3,18}; \frac{50}{3,18}; -\frac{1}{4}; \frac{800}{640}; 1 \right) \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{360 \times 10^{-3} \times 2,5 \times 16 \times 10 \times 0,55}{1,25} = 115,2 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 115,2 \text{ kN} \geq F_1 = \frac{330,19}{5} = 66,03 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

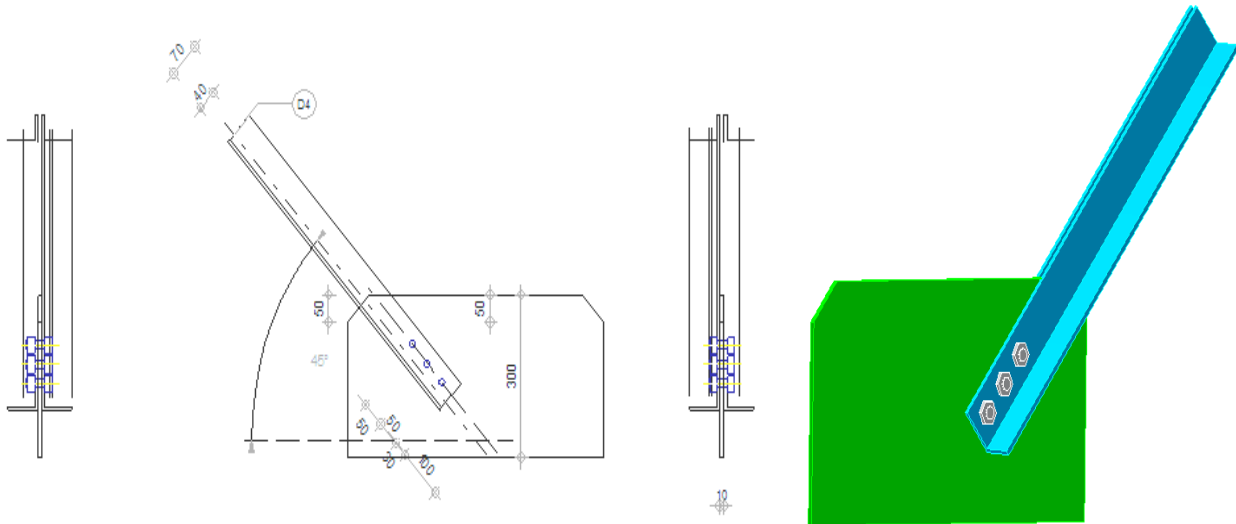


Figure VII.8: schéma d'assemblage par boulons diagonale, gousset

VII.7.4 Assemblage membreur supérieure gousset

VII.7.4.1 Positionnement des trous pour boulons

$N = -99.131 \text{ kN}$ à partir de logiciel du calcul

On prend des boulons type 8.8

$t = \max(7, 7, 10) \rightarrow t = 10 \text{ mm} \rightarrow$ on prend un boulon de diamètre $\varnothing 16$

$d_0 = \text{diamètre de trou}$ avec $d_0 = d + 2 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$

VII.7.4.2 Calcul du nombre des boulons

Résistance d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \dots \dots \dots (\text{tableau 65.3 ; page 113 CCM97})$$

f_{ub} : Valeur de la résistance à la traction du boulon $\rightarrow f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

γ_{mb} : Coefficient partiel de sécurité $\rightarrow \gamma_{mb} = 1,25$

$$\text{Donc : } F_{v,rd} = \frac{2 \times 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 157}{1,25} = 121 \text{ KN}$$

$$n = \frac{N}{F_{v,rd}} = \frac{801,48}{121} = 6,75 \Rightarrow \text{On prend 7 boulons avec une file}$$

VII.7.4.3 Vérification de la pression diamétrale

La vérification à la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince.

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \times 2,5 \times d \times t \times a}{\gamma_{mb}}$$

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

$$AN : \quad \alpha = \min \left(\frac{80}{3.18}; \frac{140}{3.18} - \frac{1}{4}; \frac{800}{640}; 1 \right) \rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{360 \times 10^{-3} \times 2,5 \times 16 \times 10 \times 0,55}{1,25} = 115,2 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 115,2 \text{ kN} \geq F_1 = \frac{801,48}{7} = 114,40 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

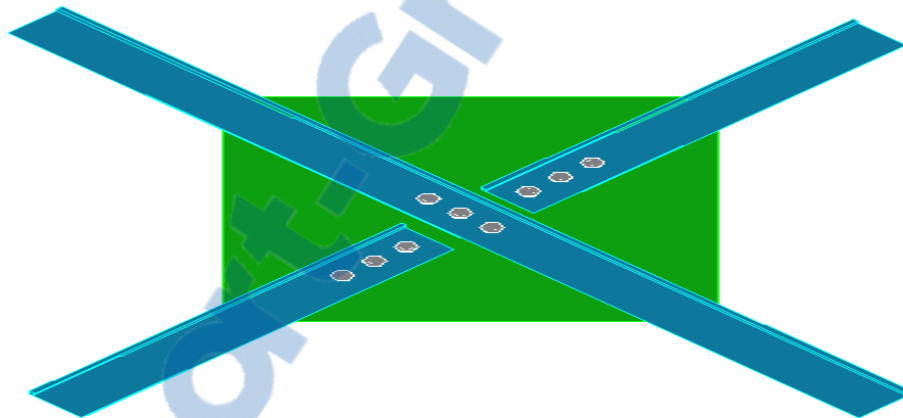


Figure VII.9 : Schéma d'assemblage par boulons contreventement-gousset 2L×100×100×10

VII.8 Disposition constructive

✚ pour les membrures supérieures : 150×150×15

a- Pince longitudinale : (e_1)

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \dots \dots \dots (1) \text{ (tableau 65.1 page 106 ,CCM97)}$$

Avec $e_1 = 35 \text{ mm}$

$$d_0 = 18 \text{ m}$$

$$t = 15 \text{ mm}$$

t : épaisseur du plat le plus mince , situé vers l'extérieur

$$(1) \quad 21,6 \leq 35 \leq 180 \text{ condition vérifier}$$

b-pince transversale : (e_2)

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \dots \dots \dots (2) \text{ (tableau65.1 page 106 ,CCM97)}$$

$$\text{Avec : } e_2 = 50 \text{ mm} \left(e_2 = \frac{100}{2}, \text{ une seule file} \right)$$

t : épaisseur du plat le plus mince , situé vers l'extérieur

$$d_0 = 18 \text{ m} \quad t = 15 \text{ mm}$$

$$27 \leq 50 \leq 180 \quad \text{condition vérifier}$$

c-entraxe (p_1)

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \dots \dots \dots (3) \text{ (tableau65.1 page 106 ,CCM97)}$$

$$\text{Avec } p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$d_0 = 18 \text{ m}$$

$$t = 15 \text{ mm}$$

t : épaisseur du plat le plus mince , situé vers l'extérieur

$$39 \leq 50 \leq 210$$

✚ Pour les membrures inférieurs $120 \times 120 \times 12$:

a-pince longitudinale : e_1

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \dots \dots \dots (3) \text{ (tableau65.1 ; page 106 CCM97)}$$

$$\text{Avec } e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$d_0 = 18 \text{ m}$$

$$t = 112 \text{ mm}$$

t : épaisseur du plat le plus mince , situé vers l'extérieur

$$(2) \quad 9,6 \leq 35 \leq 144 \text{ condition vérifie}$$

b-pince transversale : (e_2)

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \dots \dots \dots (4) \text{ (tableau65.1 page 106 ,CCM97)}$$

Avec : $e_2 = 50\text{mm}$ ($e_2 = \frac{100}{2}$, une seule file)

t: épaisseur du plat le plus mince , situé vers l'extérieur.

$$d_0=18 \text{ m} \quad t = 12 \text{ mm}$$

$$9,6 \leq 50 \leq 144 \quad \text{condition vérifiée}$$

c-entraxe (p_1)

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \dots \dots \dots (3) \text{ (tableau 65.1 page 106, CCM97)}$$

Avec $p_1 = 50 \text{ mm}$

$$d_0=18 \text{ m}$$

$$t = 12 \text{ mm}$$

t: épaisseur du plat le plus mince , situé vers l'extérieur

$$39,6 \leq 50 \leq 168$$

✚ Pour les diagonale et les montants $90 \times 90 \times 9$

a-pince longitudinale : e_1

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \dots \dots \dots (3) \text{ (tableau 65.1 page 106 ,CCM97)}$$

Avec $e_1=35 \text{ mm}$

$$d_0=18 \text{ m}$$

$$t = 112 \text{ mm}$$

t: épaisseur du plat le plus mince , situé vers l'extérieur

$$(3) \quad 21,6 \leq 35 \leq 108 \text{ condition vérifiée}$$

b-pince transversale : (e_2)

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \dots \dots \dots (4) \text{ (tableau 65.1 page 106 ,CCM97)}$$

Avec : $e_2 = 45\text{mm}$ ($e_2 = \frac{90}{2}$, une seule file)

t: épaisseur du plat le plus mince , situé vers l'extérieur

$$d_0=18 \text{ m} \quad t = 9 \text{ mm}$$

$$27 \leq 45 \leq 108 \quad \text{condition vérifiée}$$

c-entraxe (p_1)

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \dots \dots \dots (3) \text{ (tableau 65.1 page 106 CCM97)}$$

Avec $p_1 = 50 \text{ mm}$

$$d_0 = 18 \text{ m}$$

$$t = 9 \text{ mm}$$

t: épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur

$$39,6 \leq 50 \leq 126 \text{ condition vérifiée}$$

✚ Calcul des dimensions du gousset :

✓ Membrure inférieure – diagonale – montant

$$L_1 = 2 \times e_1 + 6 \times p_1$$

$$L_1 = 2 \times 35 + 6 \times 50 = 370 \text{ mm}$$

$$L_2 = 2 \times e_1 + p_1 + a$$

$$L_2 = 2 \times 35 + 50 + 100 = 220 \text{ mm}$$

✓ Membrure supérieure – diagonale – montants

$$L_1 = 2 \times e_1 + 5 \times p_1 \Rightarrow L_1 = 320 \text{ mm}$$

$$L_2 = 2 \times e_1 + p_1 + a \Rightarrow L_2 = 220 \text{ mm}$$

Chapitre 8 :

Etude

du

Bassin

VIII.1 Introduction

Le calcul est analogue à celui des réservoirs parallélépipèdes, mais ici étant donné la hauteur relativement faible des parois vis-à-vis des dimensions en plan, l'assimilation des parois à des consoles encastrées dans le radier est soumise à une pression hydrostatique est généralement mieux appropriée.

Les efforts de traction horizontaux dans les parois doivent être équilibrés par des armatures calculées dans cet objectif.

En effet, lorsque le bassin est vide, les parois subissent la poussée des remblais et lorsque il est plein celles de l'eau (poussée hydrostatique). Le bassin est aussi soumis à une poussée hydrodynamique (cas d'un séisme) et de la poussée des terres simultanément (réaction du sol). La poussée de l'eau exerce des efforts de flexion sur les parois la poussée du remblai produit des efforts de même nature que ceux de l'eau, mais dans d'intensité plus faible.

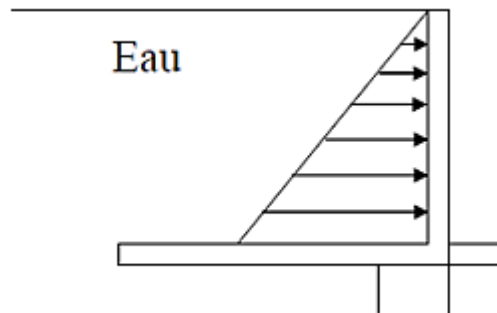


Figure VIII.1 : Diagramme des forces de poussée de l'eau

VIII.2 Présentation du bassin

Le bassin est un ouvrage enterré à une profondeur de 2m, il a une capacité de 625m² et une surface de 312,5 m² et forme rectangulaire en plan.

Il est constitué d'un radier d'une épaisseur de 25cm, des parois verticales d'une épaisseur de 20 cm. Le radier repose sur une couche de gros béton laquelle est fondée directement sur le sol.

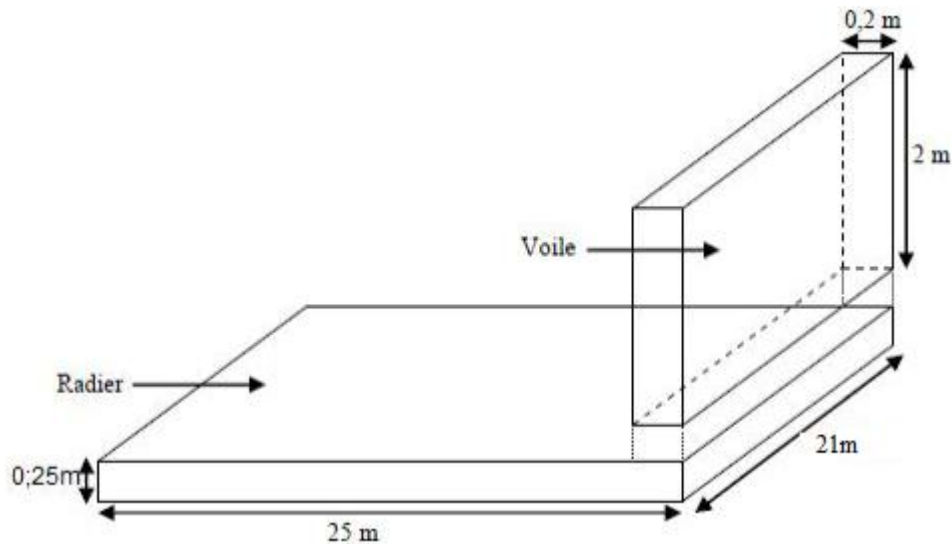


Figure VIII.2 : Présentation du bassin

VIII.3 Calcul des poussés

VIII.3.1 Poussées hydrauliques (P_h)

- Le bassin étant rempli d'eau à une hauteur $h_{\max} = 2\text{m}$
- γ_w : Le poids volumique de l'eau = 10 kN/m^3
- Les parois verticales sont soumises à une poussée hydrostatique
- La poussée hydrostatique égale : $P_h = \gamma_w \times h$

$$\text{Donc } P_h = 10 \times 2 \implies P_h = 200\text{ kN/m}^2$$

Ces poussées hydrostatiques sont affectées sous forme d'une pression triangulaire en utilisent le programme

$$A_x + B_y + C_z + D = P_h$$

$$\text{Avec : } A_x \text{ et } B_y = 0 \implies C_z + D = P_h$$

$$\text{Pour } z = 0\text{m} \implies D = P_h = 200\text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } z = 2\text{m} \implies 2C + 200 = 0 \implies C = -100$$

$$\text{Donc la fonction : } -100z + 200 = P_h$$

Les valeurs max de P_t sont :

$$P_h = 200\text{ kN/m}^2 \text{ à la base} \rightarrow P_h = 0\text{ kN/m}^2 \text{ à } h = 2\text{m}$$

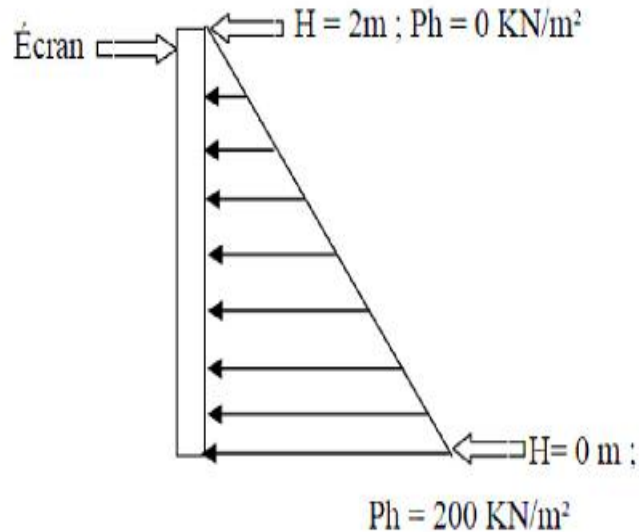


Figure VIII.3 : Diagramme des poussées hydrostatiques (P_h)

VIII.3.2 Poussées hydrodynamiques (P_{hd})

- Le bassin étant rempli d'eau à une hauteur de 2 m
- Les parois verticales sont soumises à une dépression hydrodynamique d'après la formule de Westergaard

$$P_{hd} = 7/8 \times \rho g \times A (h_z)^{1/2}$$

Avec: $\rho = 10^3 \text{ kg/m}^3$; $g = 10 \text{ m/s}^2$

A : coefficient d'accélération de zone

$A = 0,15$ zone I groupe d'usage 1a (RPA)

h_z : hauteur de l'eau = 2 m

$$\text{Donc : } P_{hd} = 7/8 \times 100 \times 0,15 (2)^{1/2} \implies P_{hd} = 18,56 \text{ kN/m}^2$$

- Pour simplifier l'introduction des valeurs une charge triangulaire équivalente, « Poussées hydrodynamiques » est affectées sous forme d'une pression triangulaire

$$A_x + B_y + C_z + D = P_{hd}$$

Avec : A_x et $B_y = 0 \implies C_z + D = P_{hd}$

Pour $z = 0m \implies D = P_h = 18,56$

Pour $z = 2m \implies 2C + 18,56 = 0 \implies C = -9,28$

Donc la fonction : $-9,28z + 18,56 = P_{hd}$

Les valeurs max de P_{hd} sont :

$P_{hd} = 18,56 \text{ kN/m}^2$ à la base

$P_{hd} = 0 \text{ kN/m}^2$ à $h = 2m$

VIII.3.4 Modélisation

- La structure est modélisée par un modèle détaillé en élément plaque (Shells) liés par des nœuds (joint).
- Modélisation du sol avec les éléments ressort (spring éléments)

a) Détermination du coefficient de réaction du sol : (k)

k : coefficient de réaction du sol

Pour $\bar{\sigma}_{adm} = 200 \text{ kN/m}^2$ on a $\implies k = 40000 \text{ kN/m}^3$

b) Calcul du poids de l'eau (p)

$P = \rho \times h \implies 10^3 \times 2 \implies P = 2000 \text{ kg/m}^2$

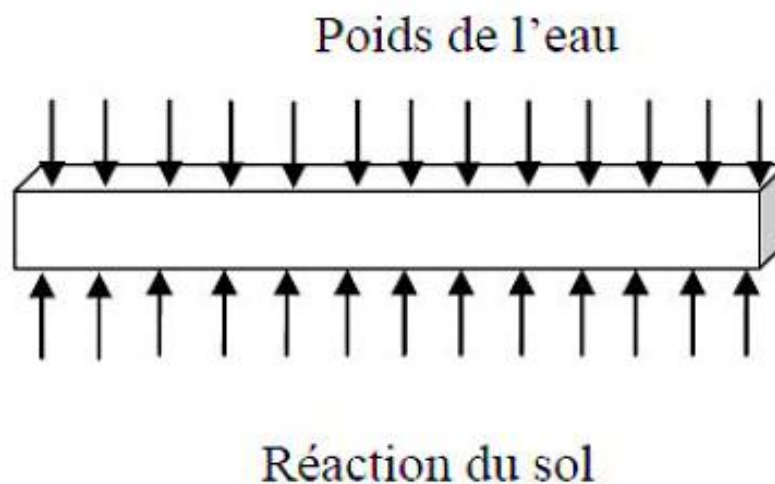


Figure VIII.4: Réaction du sol sous l'effet du au poids de l'eau

Combinaisons d'action:

- ✓ ELU : 1,35 (G+ poids de l'eau + sol)
- ✓ ELS : G + poids de l'eau + sol
- ✓ Les surcharges d'exploitation sont négligées

VIII.4 Dimensionnement des éléments**a) Coffrage des voiles**

Après la modélisation du bassin avec une épaisseur des voiles égale à 0,20m (estimée) on remarque que le déplacement maximal égal $\delta = 0,00685$ m donc l'épaisseur adoptée pour tous les voiles est de 200 mm.

b) Coffrage du radier

Après la modélisation du avec une épaisseur des voiles égale à 0,4m (estimée) on remarque que le déplacement maximal égal $\delta = 0,007$ m donc l'épaisseur adoptée est de 250 mm et considérée comme une dalle encastrée.

Vérification de la contrainte

$$\sigma_{cal} \leq \sigma_{adm} \text{ avec } \sigma_{cal} = \frac{\text{poids total}}{\text{surface}}$$

Poids total = poids propre du bassin + poids de l'eau

Avec :

- ✓ La masse volumique du béton égale à 25 kN/m³
- ✓ La masse volumique de l'eau égale à 10 kN/m³

Poids propre du bassin = la masse volumique × le volume (radier + 4 voiles)

$$\begin{aligned} \text{Poids propre du bassin} &= 25 \times [(21 \times 25 \times 0,4) + (2 \times 21 \times 2 \times 0,2) + (2 \times 25 \times 2 \times 0,2)] \\ &= 6170 \text{ KN} \end{aligned}$$

Le poids de l'eau = la masse volumique x le volume

Avec :

Poids de l'eau égal = $10 \times 25 \times 21 \times 2 = 10500 \text{ kN}$

Donc le poids total = 16670 kN

$\sigma_{\text{cal}} = 16670/525 \rightarrow \sigma_{\text{cal}} = 31,75 \text{ kN/m}^2 \leq 200 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

VIII.5 Calcul du ferrailage

À partir du logiciel, les moments max sont :

- ✓ $M_{\text{max}} = 6,776 \text{ kNm}$ selon l'axe x
- ✓ $M_{\text{max}} = 6,788 \text{ kNm}$ selon l'axe y

a. Ferrailage du radier

$$A_{\text{st}} = \frac{M_{\text{max}}}{\sigma_{\text{st}} \times z} \quad \text{avec } z = 0,9 \times 0,4 \rightarrow z = 0,36 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_{\text{st}} = \frac{400}{1.15} \rightarrow \sigma_{\text{st}} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{st}} = \frac{6,788 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,36} \rightarrow A_{\text{st}} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Puisque le moment est petit cela induit à des sections très petites cependant le RPA 99 version 2003 adopte un ferrailage minimum

Ferrailage adopté : Les armatures longitudinales et transversales sont en 2 nappes de T12 avec un espacement de 15 cm.

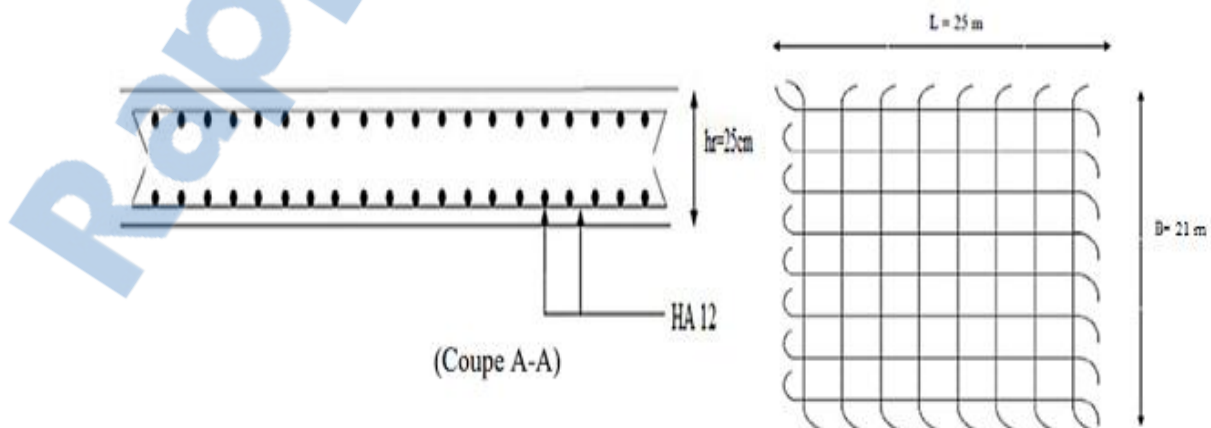


Figure VIII.5 : Disposition des armatures de radier

b. Ferrailage du voile

$$A_{st} = M_{max} / \sigma_{st} \times z \quad \text{avec } z = 0,9 \times 0,2 \rightarrow z = 0,18 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} \rightarrow \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{6,788 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,18} \rightarrow A_{st} = 1,08 \text{ cm}^2$$

Puisque le moment est petit cela induit à des sections très petites cependant le RPA 99 version 2003 adopte un ferrailage minimum

Ferrailage adopté : Les armatures longitudinales et transversales sont en 2 nappes de T14 avec un espacement de 15 cm.

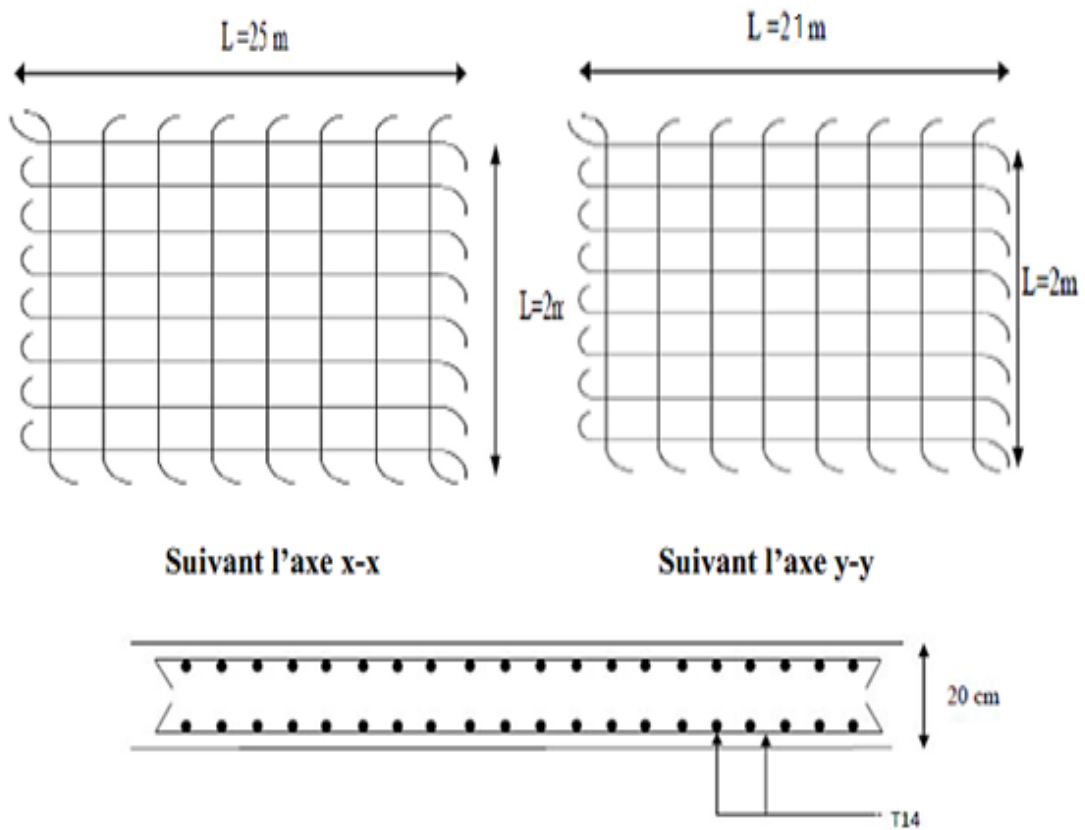


Figure VIII.6 : Disposition des armatures du voile

Chapitre 9 :
Protection et
entretien de la
structure

IX .1 Introduction

Une construction quel que soit sa destination (habitation, usage industriel, collectivité, spectacle) et son principe constructif (matériau, type de structure) doit être capable de résister aux efforts qui lui sont appliqués

En particulier les constructions métalliques, elles représentent des risques de dommages importants en cas de non entretien ou de mauvaise pose. Leur principal ennemi est alors la corrosion ainsi que les incendies (action accidentelle).

IX .2 La démarche de diagnostic et le projet de réparation et d'entretien [16]

Toute réparation d'un ouvrage doit être précédée par un diagnostic de la structure et des désordres rencontrés .un certain nombre de données doivent être regroupées pour passer à la phase de l'entretien

- ✓ le type d'ouvrage et son fonctionnement
- ✓ la date de construction et de réparations ou renforcements réalisés s'il y a lieu
- ✓ la géométrie de l'ouvrage
- ✓ les caractéristiques des matériaux employés : limite élastique, charge de rupture, allongement caractéristique de la ductilité
- ✓ les défauts existants observés lors de l'inspection détaillée
 - fissurations (localisation, dimensions...)
 - corrosion : type de corrosion, appréciation des sections résiduelle
 - déformations
 - défauts d'assemblage : fissuration de soudure, déconsolidation d'assemblage rivé ou boulonné (et plusieurs d'autres pathologies)
 - incendies
- ✓ les auscultations réalisées, s'il y a lieu, destinées à la compréhension des désordres et/ou du fonctionnement de la structure
- ✓ le recalcul de la structure s'il est réalisé

Ces éléments doivent permettre la compréhension des désordres, de leur apparition et le fonctionnement de la structure en l'état. L'analyse de ces éléments permet de conclure sur la ou les pathologies qui affectent l'ouvrage.

IX.3 Les pathologies des ouvrages métalliques [16][17]

Les principales pathologies sur ouvrages métalliques, peuvent être regroupées sous les rubriques suivantes

IX.3.1 La corrosion

C'est de très loin la principale cause de détérioration voire parfois de ruine des ponts métalliques

La corrosion d'une pièce métallique correspond à un stade caractérisé par l'oxydation du métal avec formation de rouille (L'enrouillement est une altération de la protection anticorrosion) elle présente sous forme de piqûres, localisées ou généralisées. La corrosion est un phénomène électrochimique qui se présente sous forme de piqûres, localisées ou généralisées. Il convient de noter que la rouille présente une expansion correspondant à 8 fois le volume de métal dégradé selon les oxydes et hydroxydes formés ; en conséquence, il convient d'apprécier Les sections résiduelles de métal sain

Les facteurs de corrosion sont : les poussières, l'eau, les éléments agressifs (atmosphères marines, industrielles...), le manque d'entretien, Cet aspect de corrosion peut être la conséquence de la formation de structures métallographiques ferrite – perlite rubanées suite à un laminage à température basse

Eviter ou limiter la corrosion : Certaines dispositions constructives anciennes génèrent des espaces entre pièces qui rendent impossible l'application d'une protection anticorrosion. L'étanchéité pourra être obtenue par rechargement et/ou par la pose d'une fourrure soudée sur les tôles ou les profilés en place (figures VIII.1 et 2). Cette technique présente des difficultés d'exécution et peut présenter certains risques de fissuration sur des aciers anciens non soudables. L'étanchéité peut aussi être obtenue par masticage mais nécessite une maintenance rigoureuse.[18]

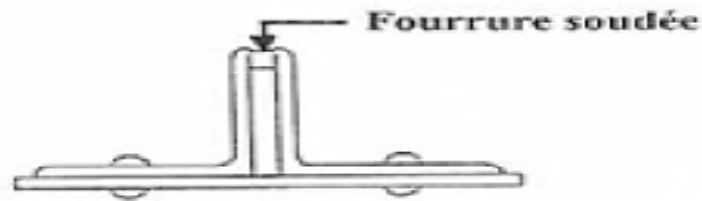


Figure IX.1 : Schéma d'une fourrure soudée

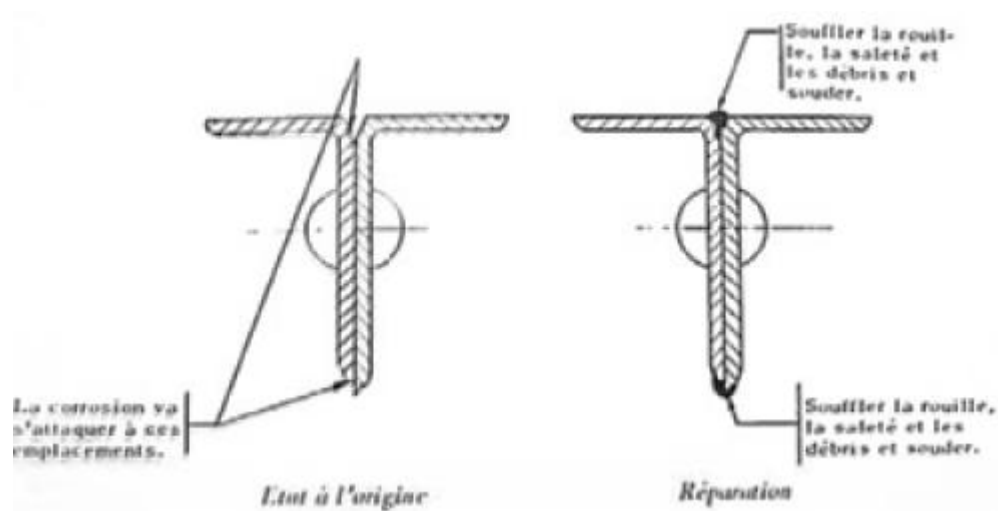


Figure IX .2 : Schéma de rechargement par soudure

IX .3.2 La fragilité

La fragilité d'un matériau dépend de nombreux paramètres, dont notamment le mode d'élaboration, la température et la vitesse de déformation

Concernant la température, la plupart des matériaux cristallins sont fragiles à basse température et deviennent ductiles au-dessus d'une certaine température. Cette température est appelée la température de transition fragile-ductile.

Les phénomènes de fragilité se rencontrent plus particulièrement sur les fontes et les aciers de construction anciens effervescents élaborés selon le procédé Thomas. Les facteurs aggravants étant la composition chimique les chocs et les basses températures (voir Figure IX .3).



Figure IX .3 : Exemple d'essais de traction sur acier ductile et fragile

IX.3.3 La fatigue

On entend par fatigue ou endommagement par fatigue, la modification des propriétés du métal consécutive à des cycles d'effort, cycles dont la répétition peut conduire à la rupture de la pièce.

La rupture peut se produire pour des contraintes relativement faibles, sans modification apparente de forme ou d'aspect de la pièce. La fissuration progressive est suivie d'une rupture brutale, lorsque la contrainte dans la section résiduelle dépasse celle que peut supporter le métal

Tous les cas connus se situent dans des zones d'assemblages, qu'ils soient rivés ou soudés Ceci s'explique aisément par les simples constatations suivantes :

- ✓ Les aciers, même anciens ont une bonne, voire très bonne ductilité
- ✓ Les contraintes permanentes dans le corps des pièces sont faibles
- ✓ Les variations de contraintes sous trafic routier réel sont en général d'amplitude modérée

IX.3.4 Déconsolidation des assemblages

La déconsolidation des assemblages boulonnés, rivés se matérialisent par des mouvements entre pièces souvent mis en évidence par la rupture du film de protection anticorrosion. Ces observations peuvent être localisées à un ou plusieurs boulons ou rivets ou encore entre les pièces de l'assemblage

L'évolution du phénomène passe par les stades :

1. La rupture du film de peinture autour du boulon ou rivet ou assemblage
2. Un léger ressuage d'oxyde sur la peinture
3. Le mouvement de l'élément
4. La rupture d'un ou plusieurs rivets ou boulons



Figure IX .4 : Différents stades de déconsolidation d'un assemblage rivé

Avec une déconsolidation, les mouvements entraînent un risque d'ovalisation des trous, ce qui nécessite en réparation de procéder à un réalésage au diamètre supérieur. L'ovalisation peut également accompagner l'initiation de fissures.

Sous efforts excessifs, les ruptures peuvent se produire par cisaillement des rivets ou boulons ou par arrachement (dépassement de la résistance en pression diamétrale)

IX .4 Résistance au feu [20]

IX .4.1 La résistance au feu

Aptitude d'un élément d'un ouvrage à conserver, pendant une durée déterminée, la capacité portante, l'étanchéité et/ou l'isolation thermique, spécifiées, lors d'un essai normalisé de résistance au feu - tel que défini par le Règlement des Produits de Construction.

Capacité portante (R): aptitude de l'élément de construction à supporter l'exposition au feu, sous des actions mécaniques définies, sur une ou plusieurs faces pendant un temps donné, sans perte de la stabilité structurelle

Etanchéité au feu (E) : d'un élément de construction ayant une fonction de compartimentage à résister à une exposition au feu sur une seule face sans transmission au côté non exposé à cause du passage de flammes ou de gaz chauds

Isolation thermique(I) de l'élément de construction à résister à une exposition au feu sur une seule face sans propagation au côté non exposé à cause d'un transfert de chaleur

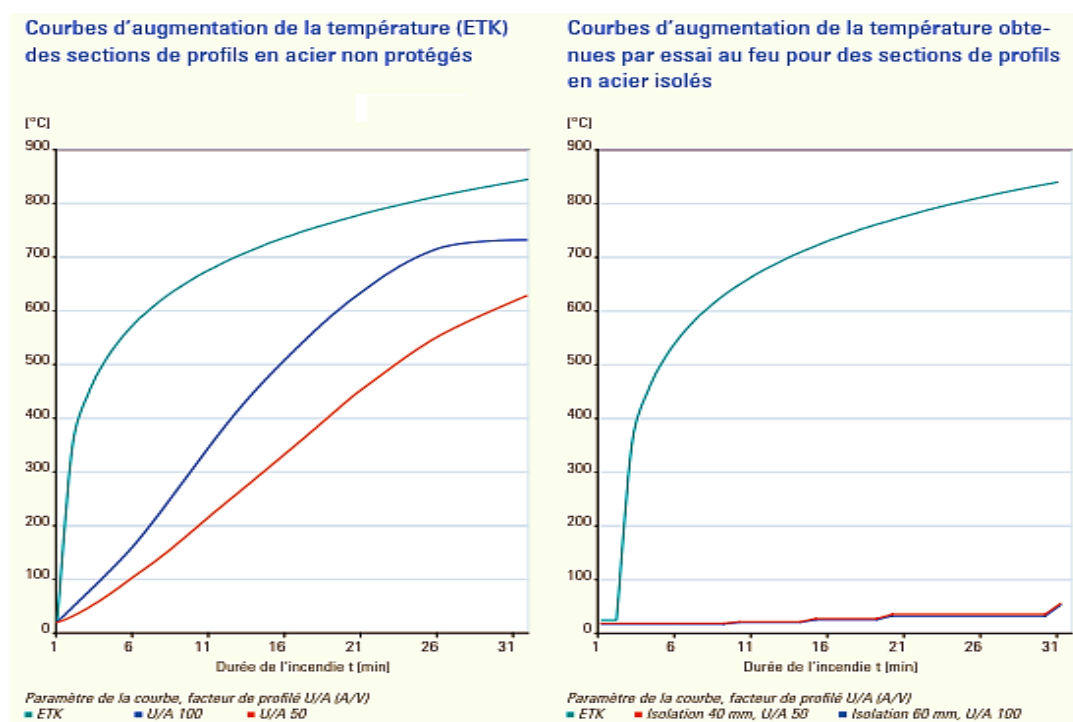
Les peintures intumescentes répondent :

- sur structure acier au classement **R**
- sur structure béton au classement **R** ou **REI**
- pour une durée exigée exprimée en minutes : 15, 30, 60, 90, 120, 180.

Ainsi les structures métalliques non protégées atteignent des valeurs de résistance au feu de 30min. Elles nécessitent donc une protection adéquate contre l'incendie car, en matière de résistance au feu, aucune méthode de calcul n'existe actuellement pour permettre aux ingénieurs de vérifier de manière simplifiée la tenue au feu des éléments en acier le cas échéant.

IX .4.2 Résistance au feu des constructions en acier

L'acier, considéré généralement comme matériau de construction incombustible, peut cependant présenter une résistance fortement réduite au-delà de la température critique d'environ 500 °C.



En cas d'incendie, il arrive que les structures en acier ne remplissent plus leurs fonctions statiques, de sorte que la stabilité de l'ensemble du bâtiment se trouve compromise. En outre, sous l'effet des températures élevées, l'ossature métallique subit une forte dilatation linéaire qui, en cas d'incendie, peut exercer des contraintes intolérables sur les murs et les dalles. C'est pourquoi les structures en acier doivent être munies d'un revêtement anti-feu qui empêche la température de monter au-delà de la température critique

IX .4.3 Les peintures intumescentes [21]

Les peintures intumescentes sont des revêtements minces réactifs de protection incendie destinés à répondre à des exigences réglementaires ou contractuelles de résistance au feu. Les peintures intumescentes participent à la protection passive contre l'incendie et permettent ainsi à un ouvrage de résister à un incendie pendant une durée déterminée

Les systèmes de peintures intumescentes participent à : la protection incendie d'une structure, la protection anticorrosion sur acier, l'aspect esthétique.

Il s'agit d'une des méthodes de protection passive contre l'incendie applicable sur des structures :

- en acier et métaux ferreux
- en béton

A partir d'une température avoisinant 200°C, les peintures intumescentes, par des transformations physico-chimiques, forment une meringue thermiquement isolante. Non seulement, les peintures intumescentes traitent le problème du feu, mais leur aspect lisse et mince permet d'avoir un réel équilibre entre performance et esthétique. La peinture intumescente fait partie d'un système comprenant :

- un primaire anticorrosion (sur support métallique),
- la peinture elle-même,
- une couche de finition.

Dans le cas d'application sur structure acier, l'objectif principal de la protection est de ralentir l'échauffement de l'acier et ainsi de retarder le moment où celui-ci atteint sa température de ruine

Avantage non négligeable: leur faible épaisseur permet de conserver la forme et l'aspect des structures, et de plus, leur couche de finition apporte la couleur nécessaire à l'esthétique de l'ouvrage.

IX .5 Les pathologie du béton [22]

Le béton est certes un corps inerte, mais il n'en évolue pas moins dans le temps, c'est un composé vivant subissant des changements constants : dilatations, fissures, maladies, ruptures et d'autres encore. Le béton ne peut donc être simplement abandonné après avoir été coulé.

IX .5.1 Lessivage

Le ruissellement de l'eau douce sur le béton dissout le ciment, mettant petit à petit les aciers et granulats à nu. il peut avoir des pertes importantes de résistance du béton. Corrosion des aciers et éclatement du béton.

Préventif : éviter le ruissellement sur les murs de vos constructions, pensez aux bandeaux à chaque étage.

Curatif : effectuer une reprise de bétonnage sur la surface lessivée (voir figure IX .5)



Figure IX .5 : lessivage

IX .5.2 Alkali-réaction

La silice de certains granulats réagit avec le ciment (composé alcalin) formant un gel qui gonfle le béton et le fait éclater. Les risques qui peuvent se présenter sont l'apparition de réseaux de fissures profondes qui entraînent des désordres structurels dans les années qui suivent (voir figure IX .6)



Figure IX .6 : alkali-réaction

Traitement : Les granulats potentiellement réactifs sont signalés par les abréviations PR et PRP. Prenez des granulats NR (non réactifs) pour éviter les problèmes.

IX .5.3 Retrait

Pour différentes raisons (principalement chimiques), le béton va réduire de volume lors de son séchage. Cette réduction de volume va alors craqueler la surface du béton surtout si elle est empêchée par frottement. L'entretien : boucher les fissures qui apparaissent est le seul traitement réellement efficace.

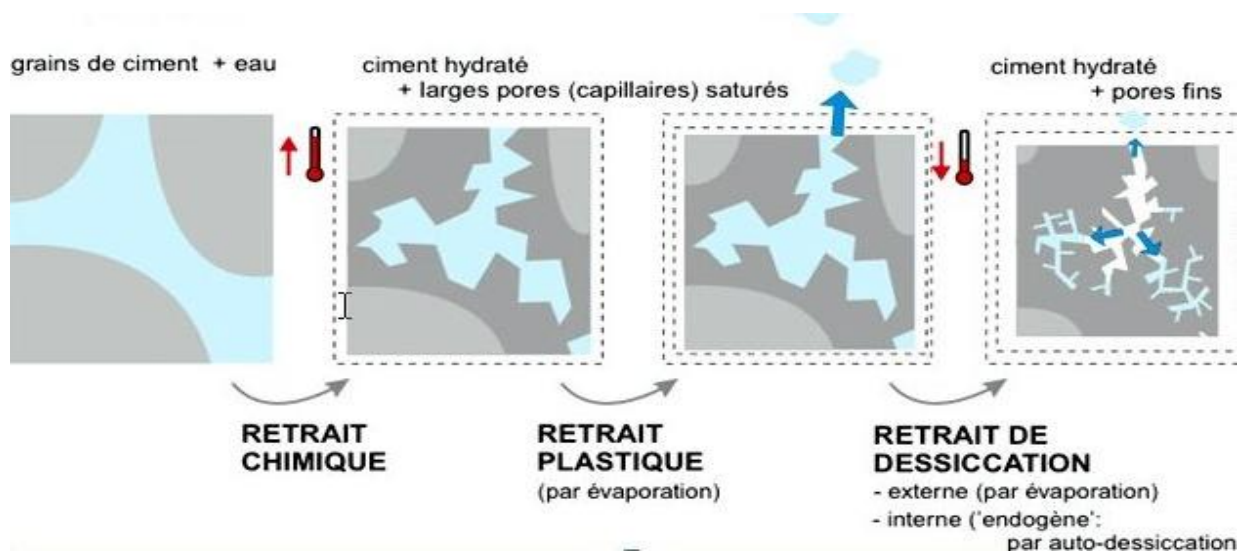


Figure IX .7 : les étapes du retrait de béton

IX .5.4 Attaque des ions chlorures

Les ions chlorures (présents dans l'eau de mer, l'eau des piscines, certains sols et certains granulats) peuvent pénétrer par les fissures ou le réseau poreux du béton pour aller corroder les aciers.

Risque : Fissuration du béton. Réduction de la section des aciers résistants. Éclatement local du béton. Apparition de rouille à la surface du béton sous forme de taches non esthétiques.

Entretien (traitement) : Il est possible d'utiliser de l'acier inoxydable pour le ferrailage, mais c'est beaucoup plus cher que de l'acier classique. Un traitement au zinc endiguera la corrosion, mais il restera à boucher les trous dus aux éclatements. On peut également utiliser des bétons peu poreux.

IX .6 Conclusion

Le renforcement ou la réparation d'un ouvrage métallique est plus simple et plus facile à concevoir et à mettre en œuvre que celui ou celle d'un ouvrage en béton, mais une réparation mal conçue ou mal exécutée peut provoquer des désordres graves, voire la ruine de l'ouvrage

Quelle que soit la qualité de l'ouvrage au départ, les soins apportés à sa surveillance et à son entretien sont essentiels pour prolonger sa durée de vie

Conclusion générale

Arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation d'ingénieur.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a donné l'occasion d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

Notre modeste projet de fin d'études, indéniablement perfectible, consiste à présenter, dans son aspect théorique, la réalisation d'une piscine olympique dont l'ossature est essentiellement composée de deux blocs en charpente métallique.

Notre travail s'arrête pas à l'étude de la structure et le dimensionnement des éléments de cette dernier, mais il nous a ramenée aussi à faire une protection de la structure contre l'incendie, protection du béton et aussi celle du métal pour maître les usagée dans une situation plus sécurisée.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, il nous acquis des grandeurs très important pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle.

Annexe A

Chapitre II : Descente des charges

A.1 Effet de la neige :

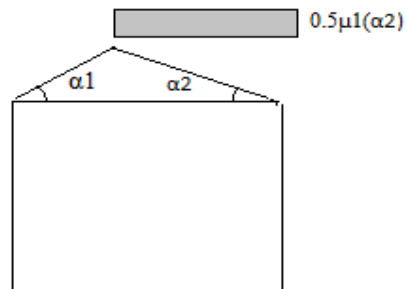


figure 6 : coefficient de forme - toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient de forme μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0.0

Tbleau 2 : coefficients de formre - toitures à deux versants

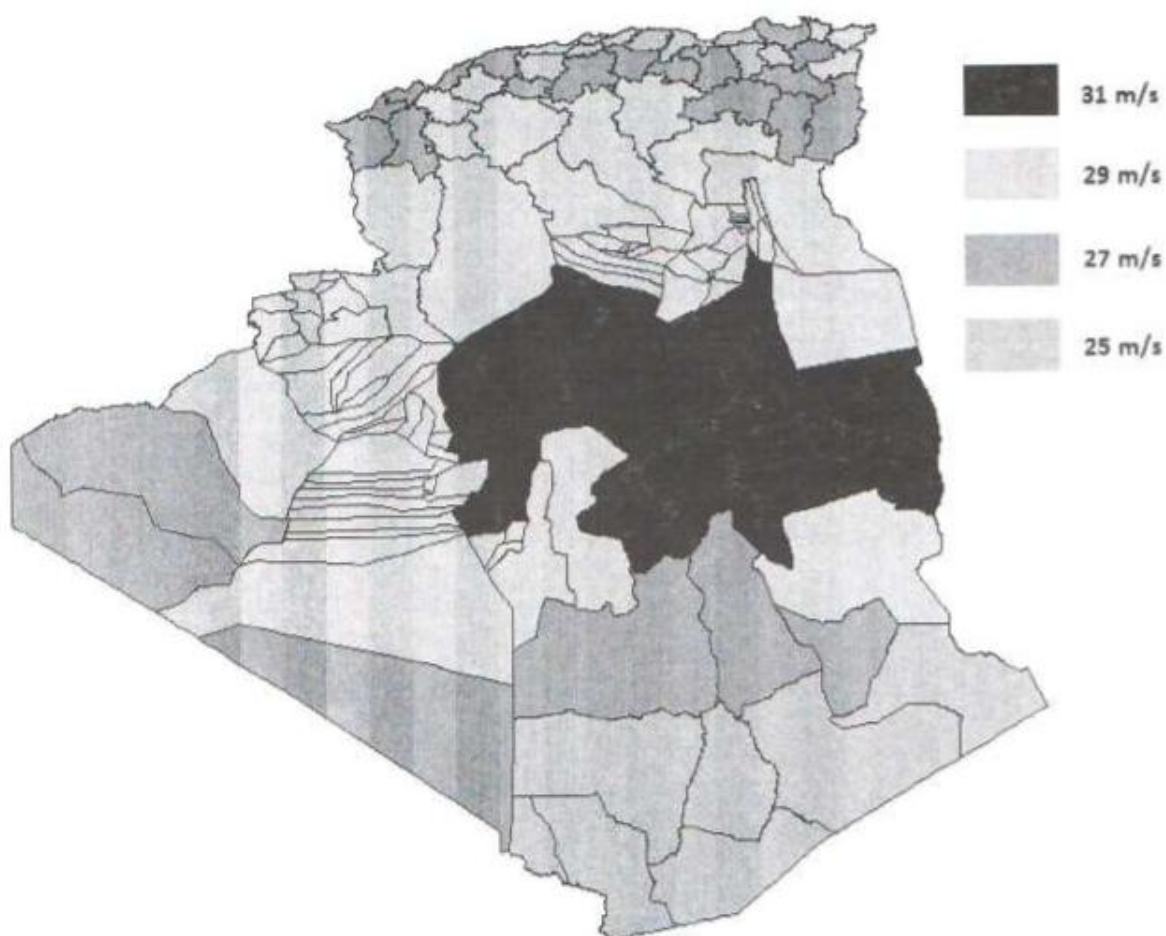
A.2 Effet du vent :

Zone	$q_{r\alpha}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

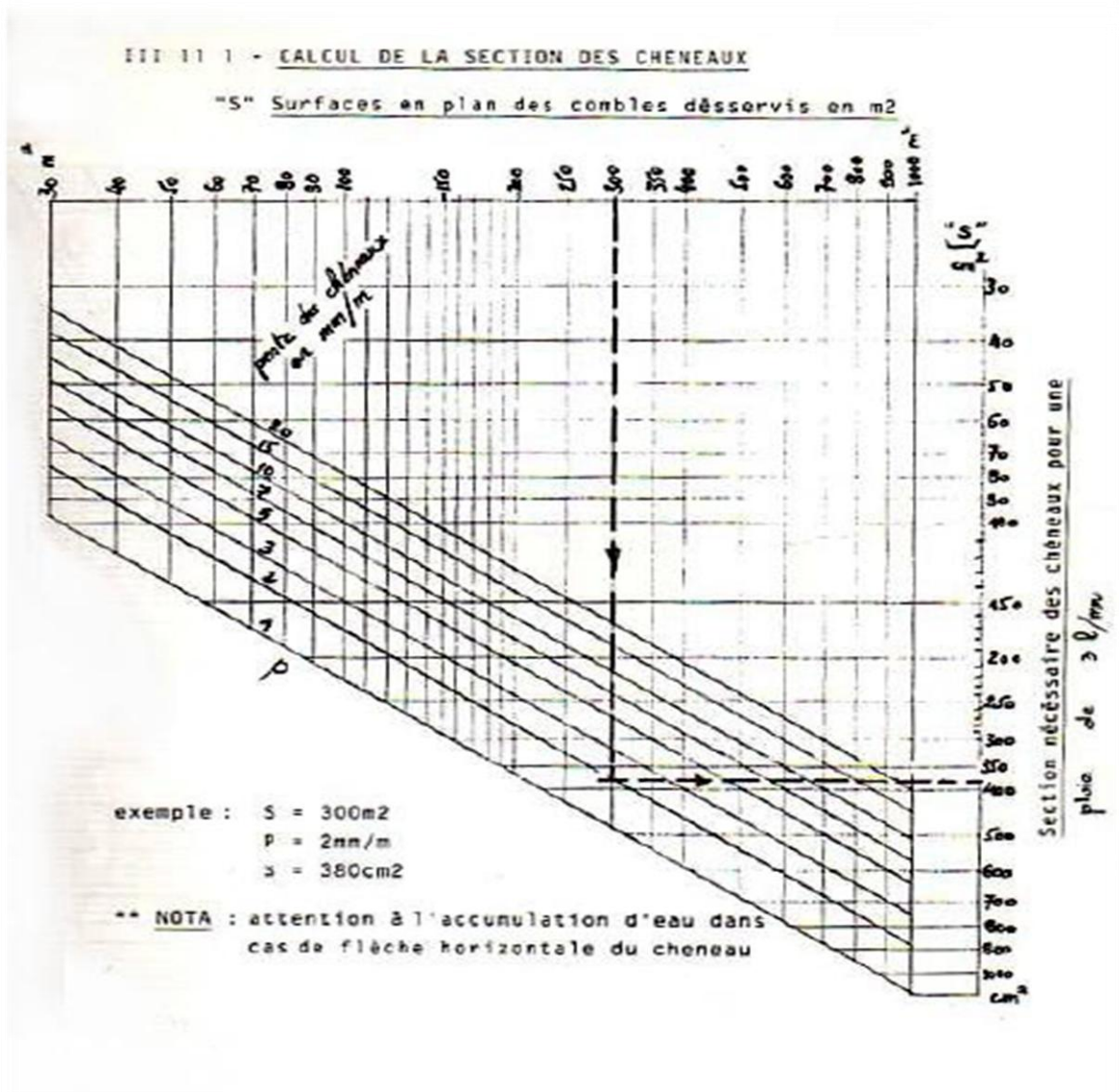
Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain



zones climatique de vent

Annexe B

Chapitre III : Etude des éléments secondaires



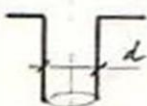
111 11 2 - CALCUL DU DIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)

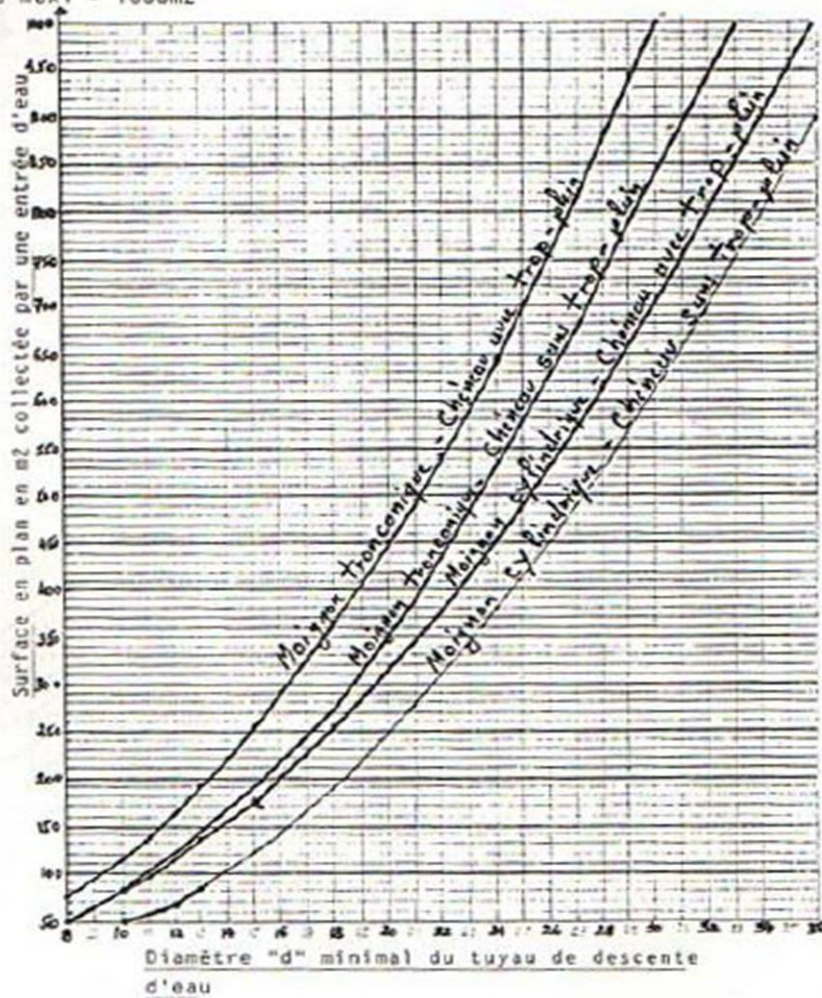
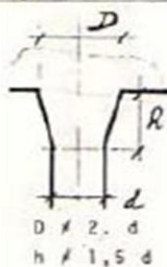
(d mini = 8cm)

S maxi = 1000m²

Moignon cylindrique



Moignon tronconique



Annexe C

Chapitre IV : Étude sismique

Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Annexe D

Chapitre VII : Étude des assemblages

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A _v	84	157	245	353	459

Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pinces

Références Bibliographiques

- [1] https://fr.wikipedia.org/wiki/Marsa_Ben_M'Hidi
- [2] <http://www.infociments.fr/betons/types/beton-arme>
- [3] assemblages par boulons à haute résistance et précontraintes sur grues à tour LIEBHERR ,
édition : 7.1999
- [4] Assemblage par boulons HR ; RECOS-STRRES N°5 .pdf Référence Guide STRRES
FAME – chapitre 2.4
- [5] <http://notech.franceserv.com/soudure-generalites.html>
- [6] <http://www.monier.fr/idees-conseils/vous-et-votre-toiture/les-fonctions-de-la-toiture.html>
- [7] Cours : Ossatures Bâtiment (2015/2016) – MASTER Génie Civil – Option : Structures
Civiles et industrielles - Prof. A. KASSOUL-UHBChlef ; Chapitre 3 : les contreventements
- [8] <http://www.guidebeton.com/poteaux-beton>
- [9] Cours : Ossatures Bâtiment (2013/2014) – MASTER Génie Civil – Option : Structures
civiles et industrielles- Prof. Amar KASSOUL -UHBChlef
- [10] Livre : action du vent , auteur : ménad chenafcstb
- [11] RNV99 version 2013 : Règles définissant les effets de la neige et vent
- [12] CCM97 : Conception et calcul des structures en acier
- [13] RPA99-V2003 : Règles parasismiques algériennes version 2003
- [14] BAEL91v : Béton armé aux états limites
- [15] DTR-B.C 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation
- [16] Réparation et rénovation des structures métalliques, une édition du syndicat national des
entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et renforcement de structures /FAME
novembre2014

[17] MANUEL D'ENTRETIEN DES STRUCTURES .Décembre 2010 Inclut la révision 2013-01 Inclut la révision 2014-01

[18] Guide technique de la protection anticorrosion des ouvrages métalliques LCPC

[19] La rupture des aciers-collection IRSID-OTUA (Construire 'Acier)

[20] La DTecITM (ex SETRA) du CEREMA un guide intitulé « Résistance à l'incendie-Evaluation des ponts routiers »

[21] Groupement Technique Français contre l'incendie ; Fiche technique ; version Avril 2016



[22] <http://www.guidebeton.com>

Résumé :

Le thème de notre mémoire est l'étude 'dimensionnement et conception' d'une piscine semi-olympique située à Mersa Ben M'Hidi wilaya de Tlemcen. L'étude générale de ce thème est basé sur la conception et le dimensionnement d'une zone particulière de ce projet 'zone d'étude', c'est où la toiture métallique est situer. Notre but est d'assurer la stabilité de la structure, et pour y'arriver on utilise les plans architecturaux ainsi qu'un logiciel de calcul. L'étude est passée par plusieurs étapes afin d'obtenir à la stabilité souhaitée : l'étude climatique selon les règlements Algériens et le règlement de neige et vent (RNV2013), modélisation et dimensionnement de la structure par un logiciel de calcul. L'étude de la partie charpente par les normes CCM97, partie béton par les règlements BAEL 91 et l'étude parasismique par le RPA99.

Mots clef : Piscine -Charpente métallique-modélisation-assemblage-séisme.

Abstract:

The theme of our project is the study 'sizing and the design 'of a semi-Olympic pool in Sabra commune of Tlemcen. The general subject of our study in this topic is based on the conception and dimension of a particular area of the project 'The study area' where the metal roof is located. Our goal is to ensure the stability of the structure, and to achieve our goal we uses the architectural plans and a calculation software. The study passed through several steps to ensure the desired stability: climate study according to the Algerians regulations and the snow and wind Regulation (RNV2013), modeling and design of the structure by a calculation software. The study of the frame by CCM97 standards, concrete part by the BAEL 91 regulations BAEL 93 and 99, and the seismic study by RPA99.

Keywords: Pool-metal frame -modeling- assembly –earthquake.

ملخص:

موضوع ذاكرتنا هو دراسة "التحجيم وتصميم" بركة نصف أولمبية في مرسى بن مهدي تلمسان. وتستند الدراسة العامة لهذا الموضوع على تصميم والتحجيم من منطقة معينة من "منطقة الدراسة" المشروع حيث يقع السقف المعدني. هدفنا هو ضمان الاستقرار للهيكل، وللوصول إلى هناك باستخدام المخططات المعمارية والبرامج الحسابية. ذهبت الدراسة من خلال عدة خطوات للوصول الى الاستقرار المنشود: دراسة المناخ من خلال لوائح الجزائرية والأنظمة المعمول بها الثلوج والرياح (RNV2013)، والنمذجة وتصميم البرمجيات هيكل الحساب. دراسة الجزء الهيكلي بالقاعدة CCM97 والمعايير، وهي جزء ملموس من قبل الأنظمة الدراسة BAEL 91 الزلزالية باستخدام القاعدة RPA99.

كلمات البحث: مسبح - إطار معدني- نموذج- التجميع- الزلازل