

Table des matières

Table des matières	3
LISTE DES TABLEAUX	7
LISTE DES FIGURES	8
LISTE DES NOTATIONS	9
INTRODUCTION	
GENERALE	14
non défini.	Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	Erreur ! Signet non défini.
I.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
I.2 Données géométriques de l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
I.3 Données concernant le site	Erreur ! Signet non défini.
I.4 Règlements utilisés	Erreur ! Signet non défini.
I.5 Matériaux utilisés	Erreur ! Signet non défini.
I.5.1 Acier	Erreur ! Signet non défini.
I.5.2 Béton	Erreur ! Signet non défini.
a) Les caractéristiques du béton	Erreur ! Signet non défini.
b) Les contraintes limites	Erreur ! Signet non défini.
La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :	Erreur ! Signet non défini.
c) Etat limite de service	Erreur ! Signet non défini.
d) Acier d'armature	Erreur ! Signet non défini.
I.6 Les assemblages	Erreur ! Signet non défini.
I.6.1 Le boulonnage	Erreur ! Signet non défini.
I.6.2 La soudure	Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE II : ELEVATION DES CHARGES	Erreur ! Signet non défini.
II.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
II.2 Charges permanentes et charges d'exploitations	Erreur ! Signet non défini.
II.3. Charges climatiques	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1 Neige	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.1 Calcul des charges de neige	Erreur ! Signet non défini.
II.3.2 Effet du vent	Erreur ! Signet non défini.
II.3.2.1 Données relatives au site	Erreur ! Signet non défini.

II.3.2.2 Calcul de la pression du vent	Erreur ! Signet non défini.
II.3.2.3 Forces de frottement <i>F_{fr}</i>	Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES	Erreur ! Signet non défini.
III.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
III.2 Les éléments secondaires	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1 Calcul du chéneau	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2 Pannes de couverture	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.1 Espacement entre pannes	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.2 Charges à prendre en considération	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.3 Dimensionnement des pannes	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.4 Classe du profilé IPE 160	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.5 Vérification des contraintes	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.6 Résistance de la panne au déversement	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.7 Résistance au voilement par cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.8 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3 Calcul des liernes	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.1 Les efforts dans les liernes	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.2 Dimensionnement des liernes	Erreur ! Signet non défini.
III.2.4 Pré-dimensionnement des poteaux	Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE	Erreur ! Signet non défini.
IV.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
IV. 2 Principe de la méthode	Erreur ! Signet non défini.
IV. 3 Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.1 Coefficient d'accélération « A »	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.2 Coefficient de comportement global de la structure « R »	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.3 Le pourcentage d'amortissement critique ξ	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.4 Facteur de correction d'amortissement η	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.5 Périodes T1, T2 du site	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.6 Facteur de qualité Q	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.7 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.5 Analyse modale spectrale	Erreur ! Signet non défini.

IV.6 Vérification de la structure	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.1 Vérification de la période fondamentale de la structure	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.2 Vérification de la force sismique à la base	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.3 Vérification des déplacements	Erreur ! Signet non défini.
IV.7 Conclusion	Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT	Erreur ! Signet non défini.
V.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
V.2 Poteau	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1 Efforts sollicitant	Erreur ! Signet non défini.
Combinaison de charge : $1,35G+1,5V_2$	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2 Détermination de la Classe de la section transversale	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3 Moment fléchissant + Effort normal	Erreur ! Signet non défini.
V.3 Dimensionnement de la ferme	Erreur ! Signet non défini.
V.3.1 Justification Membrure supérieur	Erreur ! Signet non défini.
V.3.2 Justification de la membrure inferieur	Erreur ! Signet non défini.
V.3.3 Justification des montants	Erreur ! Signet non défini.
V.3.4 Justification des diagonales	Erreur ! Signet non défini.
V.4 Panne sablière	Erreur ! Signet non défini.
V.4.1 Effort sollicitant	Erreur ! Signet non défini.
V.4.2 Vérification Classe de la section transversale	Erreur ! Signet non défini.
V.4.3 Vérification de la flèche	Erreur ! Signet non défini.
V.4.4 Condition de résistance	Erreur ! Signet non défini.
V.5 Les contreventements	Erreur ! Signet non défini.
V.5.1 Efforts sollicitant	Erreur ! Signet non défini.
V.5.2 Résistance plastique de la section brute	Erreur ! Signet non défini.
V.6 Les stabilités	Erreur ! Signet non défini.
V.6.1 Efforts sollicitant	Erreur ! Signet non défini.
V.6.2 Résistance plastique de la section brute	Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE VI : LES ASSEMBLAGES	Erreur ! Signet non défini.
VI.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
VI.2 Calcul des assemblages	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.1 Assemblage poteau-pannes sablières (HEA320-HEA180)	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.1.1 Efforts sollicitant	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.1.4. Vérification au cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.1.5.Vérification de la pression diamétrale	Erreur ! Signet non défini.

VI.2.2 Contreventement en X (CAE 110×110×12)	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.2.1 Efforts sollicitant	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.2.2 Disposition constructive	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.2.3 Vérification au cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.2.4 Vérification de la pression diamétrale	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.3 Assemblage des Eléments de la Ferme	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.3.1 Efforts sollicitant	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.3.2 Assemblage montant- gousset	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.3.3 Assemblage diagonale - gousset	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.3.4 Assemblage membrure inferieur - gousset	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.4 Assemblage pied de poteau	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.4.1 Effort sollicitant	Erreur ! Signet non défini.
Sous la combinaison $1,35G+1,5V_2$	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.4.2 Dimensionnement de la plaque d'assise	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.4.3 Vérification de la tige d'ancrage	Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE VII : FONDATION	Erreur ! Signet non défini.
VII.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
VII.2 Dimensionnement	Erreur ! Signet non défini.
VII.2.1 Les charges à prendre en considération	Erreur ! Signet non défini.
VII.2.2 Dimensionnement de la semelle	Erreur ! Signet non défini.
VII.2.2.1 Hauteur de la semelle	Erreur ! Signet non défini.
VII.2.2.2 Calcul des armatures	Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE VIII : ETUDE DE BASSIN	Erreur ! Signet non défini.
VIII.1 Présentation du bassin	Erreur ! Signet non défini.
VIII.2 Calcul des poussées	Erreur ! Signet non défini.
VIII.2.1 Poussées des terres	Erreur ! Signet non défini.
VIII.2.3 Poussées hydraulique	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3 Modélisation	Erreur ! Signet non défini.
VIII.4 Dimensionnement des éléments	Erreur ! Signet non défini.
VIII.5 Calcul du ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
CONCLUSION GENERALE	Erreur ! Signet non défini.
Annexe	Erreur ! Signet non défini.
Bibliographie	Erreur ! Signet non défini.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Valeurs nominales de f_y pour l'acier d'armature.....	16
Tableau II.1 charge permanente.....	18
Tableau II.2 surcharge d'exploitation de la toiture.....	18
Tableau II.3: Données relatives au site.....	20
Tableau II.3 Pressions sur la paroi verticale Direction V1 du vent.....	27
Tableau II.4 Pression sur la toiture direction V1.....	28
Tableau II.5 Pression sur les parois verticales direction V3.....	28
Tableau II.6 Pression sur la toiture direction V3.....	28
Tableau II.7 Pression sur les parois verticales direction V2.....	28
Tableau II.8 Pression sur la toiture direction V2.....	29
Tableau II.9 Pression sur les parois verticales direction V4.....	29
Tableau II.10 Pression sur la toiture direction V4.....	29
Tableau II.11 Force de frottement selon V_1	30
Tableau II.12 force de frottement selon V_2	31
Tableau II.13 force de frottement selon V_3	31
Tableau III.1 caractéristiques du profilé IPE 160.....	38
Tableau IV.1 Facteur de qualité.....	49
Tableau IV.2 Modes propres.....	50
Tableau IV.4 Résultante des forces sismiques à la base.....	53
Tableau IV.5 Déplacement relatif.....	53
Tableau V.1 caractéristiques du profilé HEA 320.....	56
Tableau V.2 Caractéristiques du profilé 2L100x100x10.....	62
Tableau V.3 Caractéristiques du profilé L70x70x7.....	63
Tableau V.4 Caractéristiques du profilé L70x70x7	65
Tableau V.5 Caractéristiques du profilé L50x50x5.....	66
Tableau V.6 Caractéristiques du profilé HEA180.....	68

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 Vue en perspective.....	10
Figure I.2 Localisation du site du projet.....	11
Figure II.1: Direction du vent V_2 et V_4 sur les parois.....	20
Figure II.2 Direction du vent V_1 sur les parois.....	21
Figure II.3 Direction du vent V_3 sur les parois.....	22
Figure II.4 La pente de la toiture.....	22
Figure II.5 Répartition des pressions sur toiture.....	23
Figure II.6 Répartition des pressions sur toiture.....	23
Figure III.1 Chéneau d'eau.....	30
Figure III.2 Cas de l'effet du vent.....	31
Figure III.3 Cas de l'effet de neige.....	31
Figure III.4 Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.....	32
Figure.III.5 Coupe transversale des liernes.....	39
Figure IV.1 Modélisation de la structure en 3D.....	48
Figure IV.2 Spectre de réponse.....	49
Figure VI.1 Détail d'assemblage Poteau-panne.....	72
Figure VI.2 Vue en 3D de l'assemblage poteau-panne.....	72
Figure VI.3 Vue en 3D de l'assemblage de contreventement.....	75
Figure VI.4 Vue en 3D de l'assemblage des éléments de la ferme.....	76
Figure VI.5 Détail d'assemblage des éléments de la ferme.....	76
Figure VI.6 Assemblage pied de poteau.....	79
Figure VII.1 Dimensions de la semelle.....	87
Figure VII.2 Ferrailage de la semelle.....	87
Figure VII.3 Ferrailage de la semelle.....	88
Figure VIII.1 Vue représentative du bassin.....	89

Figure VIII.2 Schéma du bassin.....	89
Figure VIII.3 Diagramme des poussées exercées par le remblai.....	90
Figure VIII.4 Diagramme des poussées des terres σ_p	91
Figure VIII.5 Diagramme des poussées hydrostatique σ_h	91
Figure VIII.6 Modélisation avec robot.....	92

LISTE DES NOTATIONS

Les charges :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

W : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profiles en I ou H :

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t_f : Epaisseur d'une semelle de profile.

t_w : Epaisseur de l'âme de profile.

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_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en générale.
 G : Module d'élasticité transversale.
 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.
 $M_{b,Rd}$: 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.
 R : Coefficient de comportement de la structure.
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 V_m : Vitesse moyenne 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.
 Z : Hauteur au-dessus du sol.
 Z_0 : Paramètre de rugosité.
 Z_{eq} : Hauteur équivalente.

$n_{I,x}$: Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent

Minuscules grecques

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

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élanement.

λ_{LT} : Élanement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

\varnothing_{LT} : 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.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement

Indice :

crit : Critique.

adm : admissible

eff : efficace.

fr : Frottement.

m : Moyenne.

réf : Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

corresp : Correspondante.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens x.

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de master en génie civil option construction métallique, nous avons réalisé un projet de fin d'étude. Ce dernier consiste à calculer et à dimensionner une structure afin qu'elle remplisse sa mission telle que les normes conceptuelles et techniques soient assurées.

Il s'agit d'une piscine semi-olympique en charpente métallique située à GHAZAOUET wilaya de TLEMCEM.

Le choix de ce 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 permettant de franchir de longues portées et, vu sa nature, il est facilement modifiable bien que, sous un autre angle, il présente certains inconvénients tels que son coût, la corrosion et sa faible résistance au feu.

Pour y remédier, il faut 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.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Ce travail se compose de huit chapitres, dont les contenus sont brièvement décrits:

1. Le premier présente l'ouvrage
2. Le deuxième, l'évaluation des charges et surcharge d'exploitation, et aussi les charges climatiques selon le «RNV99»
3. Le troisième est le dimensionnement des éléments secondaires selon le «CCM99»
4. Le quatrième, l'étude dynamique et sismique de la structure selon le «RPA99/V2003»
5. Le cinquième est le dimensionnement des éléments porteurs selon «CCM99»
6. Le sixième consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le «CCM97».
7. La septième traite l'étude de l'infrastructure selon le «BAEL91».

8. Le huitième représente l'étude du bassin en béton armé.

Notre mémoire est finalisé par une conclusion générale

CHAPITRE I PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

Ce projet de fin d'études consiste à faire l'étude et le dimensionnement d'une piscine semi-olympique composée d'une partie en charpente métallique couverte par une toiture métallique et d'une autre en béton armé.

I.2 Données géométriques de l'ouvrage

Les dimensions de la structure sont :

- Longueur totale $L=54.5\text{m}$
- Largeur totale $l=32\text{m}$
- Hauteur $H= 12.74\text{m}$



Figure I.1 Vue en perspective

I.3 Données concernant le site

Ce projet est implanté à Ghazaouet wilaya de Tlemcen. Il est caractérisé par :

- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=2$ bars (rapport géotechnique)
- Altitude : 52 m

- Zone sismique: I
- Zone de neige par commune : Zone B
- Zone du vent : Zone II



Figure I.2 Localisation du site du projet

I.4 Règlements utilisés

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier.
- DTR C2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA99 : Règles parasismiques algériennes version 2003.

- RNV-V2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.

I.5 Matériaux utilisés

I.5.1 Acier

Les caractéristiques mécaniques de l'acier utilisé sont les suivantes :

- Nuance d'acier : Fe360.
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa.
- Module d'élasticité transversale : $G = 81000$ MPa.
- Coefficient de poisson $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ m/°C

I.5.2 Béton

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 :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

- La résistance à la traction: $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

b) Les contraintes limites

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : $\gamma_b = 1.15$ est le coefficient de sécurité partiel

c) Etat limite de service

La contrainte de compression limite de service est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

d) Acier d'armature

L'acier présente une très bonne résistance à la traction. C'est un matériau très ductile, qui peut atteindre des déformations très importantes avant rupture.

Caractéristiques mécanique :

Nuance		F_y (Mpa)
Ronds lisses	F_e 220	215
	F_e 240	235
Barres HA	F_e 400	400
	F_e 500	500

Tableau I.1 : Valeurs nominales de f_y pour l'acier d'armature**I.6 Les assemblages****I.6.1 Le boulonnage**

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas, des boulons ordinaires sont utilisés.

I.6.2 La soudure

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

CHAPITRE II

ELEVATION DES

CHARGES

CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES

II.1 Introduction

Dans ce chapitre, les différentes charges agissantes sur la structure seront définies. Elles se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets climatiques (neige et vent). 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 Charges permanentes et charges d'exploitations

- Les charges permanentes sont des charges qui comprennent le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés (couverture, le bardage et autres). Elles sont données dans les documents techniques. (DTR.BC 2.2)
- Les surcharges 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 aux mobiliers, aux matériaux, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation. (DTR.BC 2.2)

➤ Toiture

Type	Charge permanente
Couverture en panneaux sandwich	11 (kg/m ²)
G=11 (kg/m ²)	

Tableau II.1 Charge permanente

Type	Surcharge d'exploitation
Charge d'entretien	Q=100(kg/m ²)

Tableau II.2 Surcharge d'exploitation de la toiture

II.3. Charges climatiques

II.3.1 Neige

La neige n'a qu'un effet vertical sur les structures, les valeurs des surcharges sont en fonction de : la région et de l'altitude

L'accumulation de la neige sur la toiture de la structure produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV (version 2013) s'applique sur l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 m . (Article 2.1 RNV 2013)

Le présent projet se situe à une altitude de 52 m

II.3.1.1 Calcul des charges de neige

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante:

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

μ : Coefficient d'ajustement des charges.

S_k : Charge de neige sur le sol. (en kN/m^2)

La piscine est située à Ghazaouet, wilaya de Tlemcen qui correspond à la zone B.

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} = \frac{0.04 \times 52 + 10}{100} = 0.120 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$\alpha = 2.72$ donc elle se trouve dans l'intervalle

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \Rightarrow \quad \mu = 0.8$$

La charge de la neige

$$S = 0.096 \text{ KN}/\text{m}^2$$

II.3.2 Effet du vent

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité

- La région
- Le site de l'implantation de la structure
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « Règlement neige et vent » -RNV-version 2013. L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$q_j = c_d \cdot q_{dyn} \cdot [c_{pe} - c_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Avec :

q_{dyn} : Pression dynamique du vent..

c_d : Coefficient dynamique.

c_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

c_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.3.2.1 Données relatives au site

Le site du projet se trouve à Ghazaouet, wilaya de Tlemcen

zone	Q_{ref} (N/m ²)	V_{ref} (m/s)	Terrain	K_T	Z_0	Z_{min}	ε	Nature du site
II	435	27	Catégorie 0	0.156	0.003	1	0.38	Plat Ct = 1

Tableau II.3: Données relatives au site

Selon le règlement RNV version 2013, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction (Article 2.1 RNV2013)

Les directions sont comme suit :

V1 : Vent perpendiculaire à la façade AB

V2 : Vent perpendiculaire à la façade BC

V3 : Vent perpendiculaire à la façade CD

V4 : Vent perpendiculaire à la façade AD

II.3.2.2 Calcul de la pression du vent

$$q_j = c_d \times w(z_j) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Avec : $w(z_j) = q_{dyn}(z_j) (c_{pe} - c_{pi})$

Avec :

- ✓ q_{dyn} : Pression dynamique du vent.

- ✓ c_d : Coefficient dynamique.
- ✓ c_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- ✓ c_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

a) Coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d dépend de la hauteur de la structure, ainsi que du type de la structure. (Article 3.1 RNV 2.13)

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m, on prend : $C_d=1$

b) Pression dynamique q_{dyn}

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j) \quad [N/m^2] \quad (3.2)$$

$$C_e = C_t^2(z_j) \cdot C_r^2(z_j) \cdot (1 + 7I_v(z_j)) \quad (3.3)$$

$C_t=1$ site plat

$$C_r = K_t \times \text{Ln} \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.4)$$

$$C_r = 0.156 \times \text{Ln} \left(\frac{13.50}{0.003} \right) = 1.312$$

$$I_v = \frac{1}{C_{t(z)} \times \text{Ln} \left(\frac{Z}{Z_0} \right)} \quad Z = 13,5 \text{ m} > z_{min} = 1 \text{ m}$$

$$= \frac{1}{1 \times \text{Ln} \left(\frac{13.50}{0.003} \right)} = 0.118$$

$$C_e = C_t^2(Z_j) \cdot C_r^2(Z_j) \cdot (1 + 7I_v(Z_j))$$

$$= 1^2 \times (1.312)^2 \times (1 + 7 \times 0.118) = 3.143$$

$$\begin{aligned} q_{dyn}(Z_j) &= q_{ref} \times C_e(Z_j) \\ &= 435 \times 3.143 = 1365.21 \text{ N} / m^2 \end{aligned}$$

c) Coefficient de pression extérieur C_{pe}

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée. (Tableau 5.4 RNV 2013)

Avec :

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : La dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe1} & \text{si } S \leq 1m^2 \\ C_{pe} = C_{pe1} + C_{pe10} - C_{pe1} \times \log(s) & \text{si } 1m^2 \leq S \leq 10m^2 \\ C_{pe} = C_{pe10} & \text{si } S \geq 10m^2 \end{array} \right.$$

Avec :

S : La surface chargée de la paroi considérée

Dans le cas : $S \geq 10 m^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

- **Parois verticales**

- **Vent sur le long-pan (V_2 et V_4)**

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus

$$\left\{ \begin{array}{l} b=54 \text{ m} \\ d=32 \text{ m} \\ h=10.15 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(54; 20.3)$$

$$e = 20.3 \text{ m}$$

$$d=32 > e=20.3$$

$$S=471.15m^2 \quad S \geq 10 m^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe10}$$

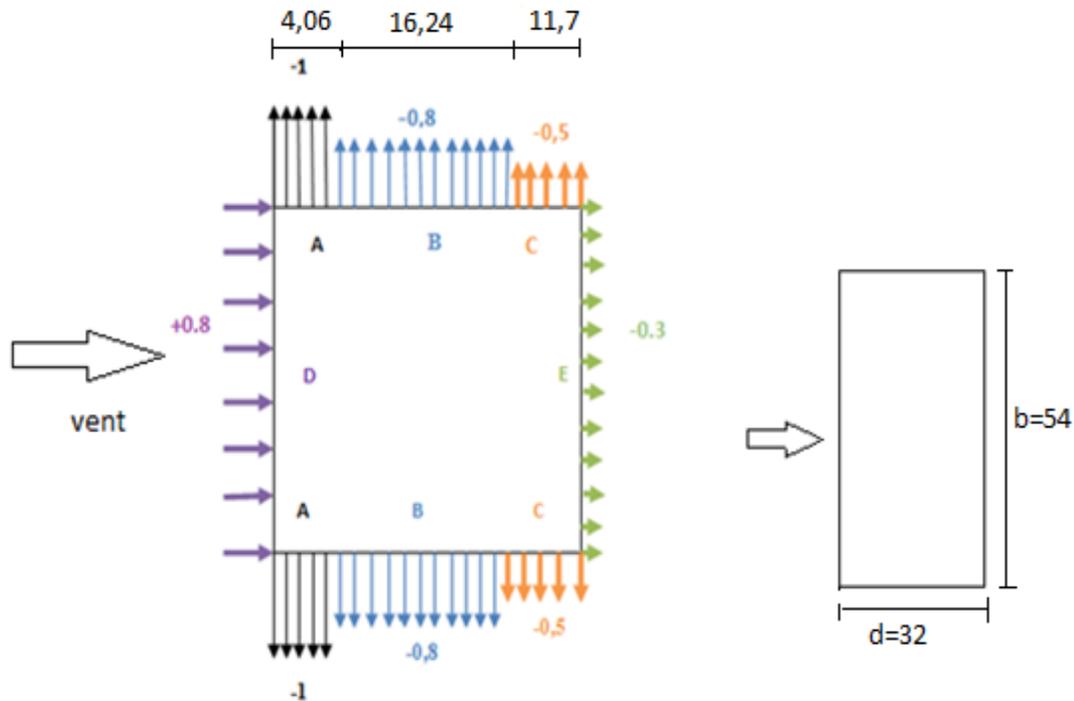


Figure II.1: Direction du vent V_2 et V_4 sur les parois

➤ **Vent sur le pignon (V1) :**

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus.

$$\left\{ \begin{array}{l} b=32\text{m} \\ d=54\text{ m} \\ h=10.15\text{ m} \end{array} \right.$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(32; 20,3)$$

$$e = 20,3\text{ m}$$

$$d = 54 > e = 20,3\text{ m}$$

$$S = 324,8\text{ m}^2 \quad S \geq 10\text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad c_{pe} = c_{pe10}$$

➤ Vent sur long-pan

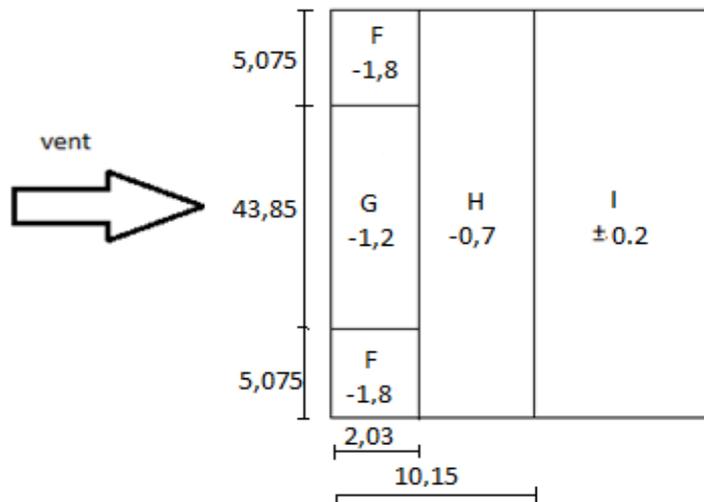


Figure II.5 Répartition des pressions sur toiture

➤ Vent sur pignon

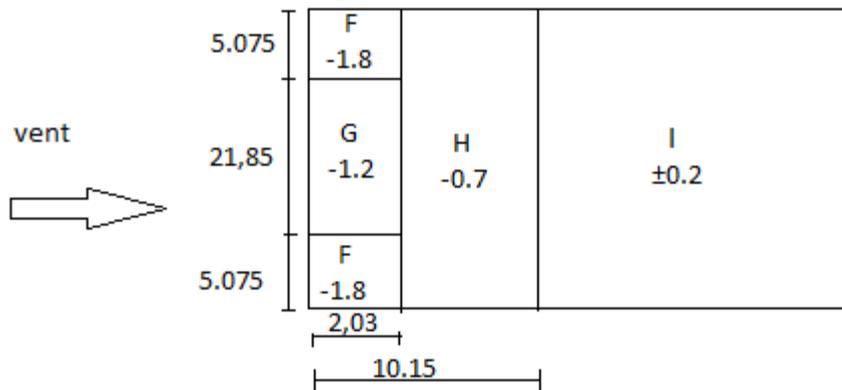


Figure II.6 Répartition des pressions sur toiture

d) Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de pression intérieure 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 :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \text{ est } \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \quad (3.5)$$

➤ Vent(V1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{d} = \frac{10,15}{54} = 0,187 \\ \mu_p = 1 \end{array} \right.$$

D'après le graphe (Figure 5.14 RNV 2.13) , on obtient:

$$C_{pi} = -0.3$$

➤ **Vent (V2)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{d} = \frac{10.15}{32} = 0.31 > 0.25 \\ \mu_p = 0.55 \end{array} \right.$$

Par interpolation, on obtient:

$$C_{pi} = 0.08$$

➤ **Vent (V3)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{d} = \frac{7.3}{54} = 0.135 \\ \mu_p = 0.912 \end{array} \right.$$

D'après le graphe on obtient:

$$C_{pi} = -0,3$$

➤ **Vent (V4)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{d} = \frac{10.15}{32} = 0.31 \\ \mu_p = 0,53 \end{array} \right.$$

Par interpolation, on obtient:

$$C_{pi} = 0.1$$

e) Calcul de la charge du vent q_j

Après avoir défini tous les coefficients, la pression due au vent est la suivante :

➤ **Vent sur pignon**

Sens (V1)

➤ **Parois verticales**

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
A	1	1365.21	-1	-0.3	-955.65
B	1	1365.21	-0.8	-0.3	-682.61
C	1	1365.21	-0.5	-0.3	-273.04
D	1	1365.21	+0.8	-0.3	1501.73
E	1	1365.21	-0.3	-0.3	0

Tableau II.4 Pressions sur la paroi verticale Direction **V1** du vent

➤ Toiture

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
F	1	1365.21	-1.8	-0.3	-2047.815
G	1	1365.21	-1.2	-0.3	-1228.689
H	1	1365.21	-0.7	-0.3	-546.084
I _{SUP}	1	1365.21	+0.2	-0.3	682.605
I _{INF}	1	1365.21	-0.2	-0.3	136.521

Tableau II.5 Pression sur la toiture direction V1.

Sens (V3)

➤ Parois verticales

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
A	1	1365.21	-1	-0.3	-955.65
B	1	1365.21	-0.8	-0.3	-682.61
C	1	1365.21	-0.5	-0.3	-273.04
D	1	1365.21	+0.8	-0.3	1501.73
E	1	1365.21	-0.3	-0.3	0

Tableau II.6 Pression sur les parois verticales direction V3.

➤ Toiture

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
F	1	1365.21	-1.8	-0.3	-2047.815
G	1	1365.21	-1.2	-0.3	-1228.689
H	1	1365.21	-0.7	-0.3	-546.084
I _{SUP}	1	1365.21	+0.2	-0.3	682.605
I _{INF}	1	1365.21	-0.2	-0.3	136.521

Tableau II.7 Pression sur la toiture direction V3.

➤ Vent sur long-pan

Sens (V2)

➤ Parois verticales

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
A	1	1365.21	-1	0.08	-1474.426
B	1	1365.21	-0.8	0.08	-1201.384
C	1	1365.21	-0.5	0.08	-791.821
D	1	1365.21	+0.8	0.08	982.951
E	1	1365.21	-0.3	0.08	-518.779

Tableau II.8 Pression sur les parois verticales direction V2.

➤ Toiture

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
F	1	1365.21	-1.8	0.08	-2566.594
G	1	1365.21	-1.2	0.08	-1747.468
H	1	1365.21	-0.7	0.08	-1064.863
I _{SUP}	1	1365.21	+0.2	0.08	163.825
I _{INF}	1	1365.21	-0.2	0.08	-382.258

Tableau II.9 Pression sur la toiture direction V2.

Sens (V4)

➤ Parois verticales

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
A	1	1365.21	-1	0.1	-1501.731
B	1	1365.21	-0.8	0.1	-1228.689
C	1	1365.21	-0.5	0.1	-819.126
D	1	1365.21	+0.8	0.1	955.647
E	1	1365.21	-0.3	0.1	-546.084

Tableau II.10 Pression sur les parois verticales direction V4

➤ Toiture

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
F	1	1365.21	-1.8	0.1	-2593.899
G	1	1365.21	-1.2	0.1	-1774.773
H	1	1365.21	-0.7	0.1	-1092.168
I _{SUP}	1	1365.21	+0.2	0.1	136.521
I _{INF}	1	1365.21	-0.2	0.1	-409.563

Tableau II.11 Pression sur la toiture direction V4

II.3.2.3 Forces de frottement F_{fr}

Dans le cas des structures allongées, ou élancées ; on tient compte d'une force complémentaire due au frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent. Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles :

Soit le rapport $\frac{d}{b} \geq 3$, soit le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$, doit être vérifié dont :

- b:est la dimension de la construction perpendiculaire au vent (en m).
- h:est la hauteur de la construction (en m).
- d:est la dimension de la construction parallèle au vent (en m).

(Article 2.6 RNV 2013)

Calcul de la force de frottement F_{fr}

La force de frottement est donnée par la formule suivante

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times c_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (N) \quad (3.6)$$

Avec:

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent
- C_{fr} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface.
Pour les parois lisses $C_{fr} = 0.01$
- S_{fr} : L'aire de l'élément de surface (en m^2).
- j : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- Z_j : (en m) est la hauteur du centre de l'élément.

➤ **Vent sur pignon V_1**

$$\frac{d}{b} = \frac{54}{32} = 1.687 \leq 3 \quad (\text{Condition non vérifié})$$

$$\frac{d}{h} = \frac{54}{10.15} = 5.320 \geq 3$$

Il y a lieu de considérer les forces de frottement

- **Coefficient de frottement**
 $C_{fr,j} = 0.01$ Surface lisse
- **L'aire de l'élément de surface**
 $S_{fr,j} = d \times h_j \quad (m^2)$

Le tableau ci-dessous résume les valeurs des forces de frottement

Type de paroi	q_{dyn}	C_{fr}	S_{fr}	F_{FR}
Paroi verticale	1365.21	0.01	324.8	4434.202
Toiture	1365.21	0.01	1745.962	23836.047
				$\sum = 28270.249 \text{ N}$

Tableau II.12 Force de frottement selon V_1

➤ Vent sur long-pan V_2

$$\frac{d}{b} = \frac{32}{54} = 0.592 \leq 3 \text{ (CNV)}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{32}{10.15} = 3.152 \geq 3$$

Il y a lieu de considérer les forces de frottement

Le tableau ci-dessous résume les valeurs des forces de frottement

Type de paroi	q_{dyn}	C_{fr}	S_{fr}	F_{FR}
Paroi verticale	1365.21	0.01	475.51	6491.710
Toiture	1365.21	0.01	1745.962	23836.047
				$\Sigma = 30327.757 \text{ N}$

Tableau II.13 Force de frottement selon V_2

➤ Vent sur pignon V_3

$$\frac{d}{b} = \frac{54.5}{32} = 1.703 \leq 3 \text{ (CNV)}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{54.5}{7.3} = 7.465 \geq 3$$

Il y a lieu de considérer les forces de frottement

Le tableau ci-dessous résume les valeurs des forces de frottement

Type de paroi	q_{dyn}	C_{fr}	S_{fr}	F_{FR}
Paroi verticale	1365.21	0.01	233.6	3189.130
Toiture	1365.21	0.01	1745.962	23836.047
				$\Sigma = 27025.177 \text{ N}$

Tableau II.14 Force de frottement selon V_3

CHAPITRE III ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES**III.1 Introduction**

Ce chapitre consiste à dimensionner les éléments secondaires de la structure et vérifier les éléments porteurs obtenus par le logiciel (robot) avec les différents phénomènes d'instabilité.

III.2 Les éléments secondaires**III.2.1 Calcul du chéneau**

Le chéneau est une conduite généralement en métal qui collecte les eaux pluviales à la base de la toiture ou entre deux versant pour permettre l'évacuation vers les tuyaux de descente

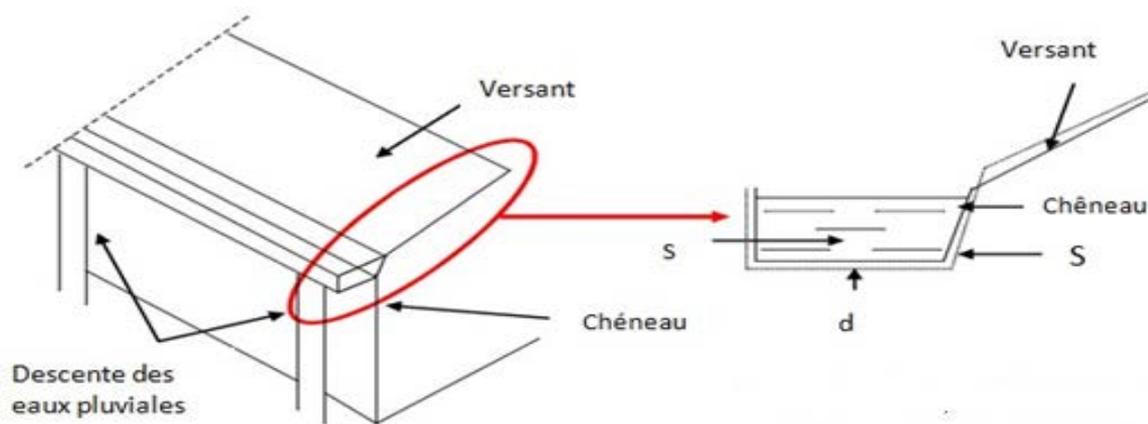


Figure III.1 Chéneau d'eau

a) Calcul de la section et du diamètre

La section du chéneau sera déterminée comme suit

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d^p}}}$$

Avec :

- s : Section transversale du chéneau en cm².
- S : Surface couverte du chéneau en m².
- d : Périmètre de la section mouillée du chéneau en cm.
- p : Pente du chéneau.
P=2 mm /m

$$S=54 \times 16=864m^2$$

Suivant les abaques $s=750 \text{ cm}^2$

$$d= 32 \text{ cm}$$

III.2.2 Pannes de couverture

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, des actions climatiques et à la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutres secondaires.

III.2.2.1 Espacement entre pannes

La couverture est d'une longueur de 6m donc on suppose qu'elle est appuyée sur 6 appuis ce qui donne un espacement moyen de 1,2 m

L'espacement à prendre en considération sera pris égal au minimum entre les deux espacements calculés à l'ELU et a l'ELS.

III.2.2.2 Charges à prendre en considération

- Charge permanente (Poids propre de la couverture en panneau sandwich)

$$G= 0,11 \text{ kN/m}^2$$

- Charge d'entretien : la toiture est inaccessible donc la charge d'entretien est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant. Elle est équivalente a deux charges concentrées de 100kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne

$$Q_{eq} = \frac{8 \times Q}{3 \times l} = \frac{8 \times 1}{3 \times 6} = 0.44 \text{ kN/m}^2$$

- Action de la neige $S=0.096 \text{ KN/m}^2 \times \cos 2.72 = 0.096 \text{ KN/m}^2$

- Action du vent $W= -2.593 \text{ kN/m}^2$

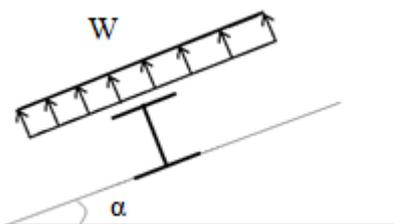


Figure III.2 Cas de l'effet du vent

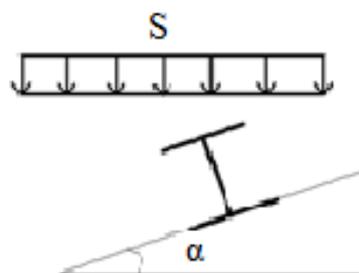


Figure III.3 Cas de l'effet de neige

a) Combinaisons des charges et actions

$$q_1 = 1.35 G + 1.5 Q_{ent} = (1.35 \times 0.11 \times 1.2) + (1.5 \times 0.44 \times 1.2) = 0.970 \text{ kN/ml}$$

$$q_2 = 1.35 G + 1.5 S = (1.35 \times 0.11 \times 1.2) + (1.5 \times 0.096 \times 1.2) = 0.351 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = 1.35 G + 1.5 W = (1.35 \times 0.11 \times 1.2) + (1.5 \times 1.2 \times (-2.593)) = -4.489 \text{ kN/ml}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = -4.489 \text{ kN/ml}$$

b) Moment maximum pour une poutre continue sur six appuis simples

Le moment maximum est déterminé par le logiciel SAP2000. Le diagramme résultant des moments fléchissant est montrée ci-dessous.

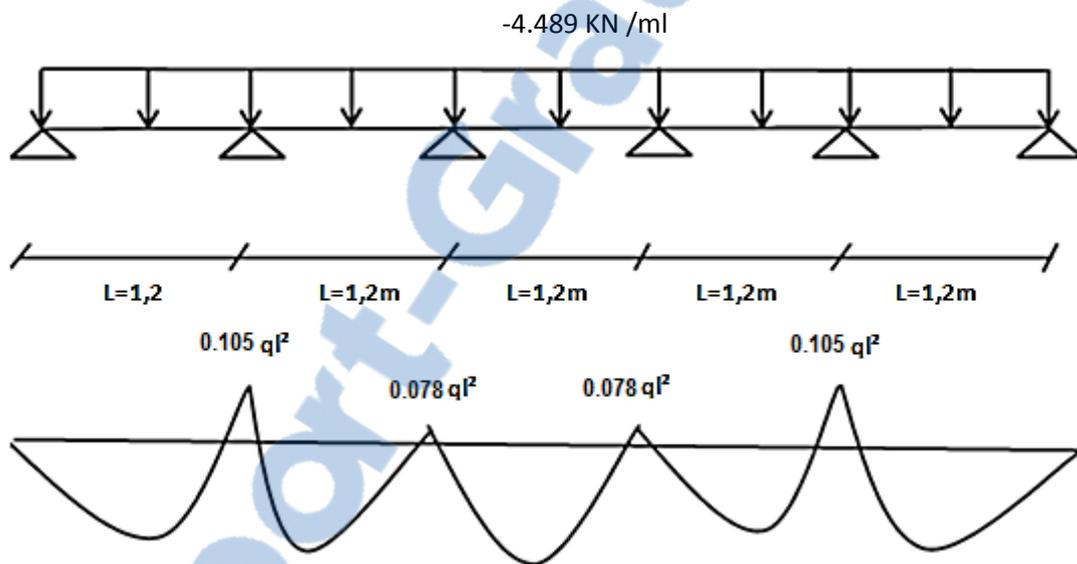


Figure III.4 Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture

$$M_{\max} = 0.105 ql^2 \text{ KN. m.}$$

C) Vérification de l'espacement

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq f_y \quad \Longrightarrow \quad M_{\max} \leq f_y \times W$$

$$0.105 \times ql^2 \leq f_y \times W$$

$$l = \sqrt{\frac{f_y \times W}{0.07 \times q}} = \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5 \times 10^{-6}}{0.105 \times 5.611}} = 1.412 \text{ m}$$

$$l < 1.412$$

On prend $l = 1.2m$

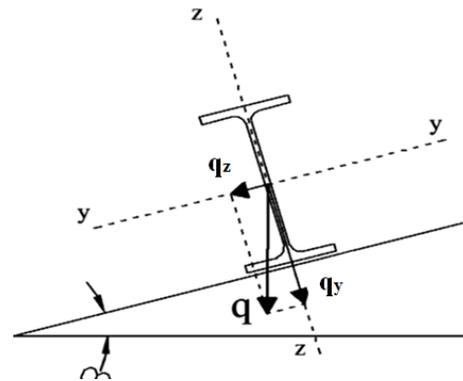
III.2.2.3 Dimensionnement des pannes

$$G=0.11 \times 1,2= 0.132 \text{ kN/m}$$

$$Q =0.44 \times 1.2= 0.528 \text{ kN/m}$$

$$S=0.096 \times 1.2= 0.115 \text{ kN/ml}$$

$$W= (-2.593 \times 1.2) = -3.111 \text{ kN/m}$$



III.2.2.3.1 Combinaisons des charges

➤ À l'ELU

$$q_1= 1.35G+ 1.5 Q= (1.35 \times 0.132) + (1.5 \times 0.528) =0.970 \text{ kN/m}$$

$$q_2= 1.35G+1.5 S= (1.35 \times 0.132) + (1.5 \times 0.115) = 0.354 \text{ kN/m}$$

$$q_3= 1.35G+1.5W= (1.35 \times 0.132) + (1.5 \times (-3,111)) = - 4.488 \text{ kN/m}$$

$$q_{Umax}= \max (q_1, q_2, q_3) = 4.488 \text{ kN/m}$$

➤ À l'ELS

$$q_1= G+Q = 0.132+0.528 = 0.66 \text{ kN/m}$$

$$q_2= G+S = 0.132+0.115 = 0.015 \text{ kN/m}$$

$$q_3= G+w = 0.132+ (-3.111) = -2.979 \text{ kN/m}$$

$$q_{Smax} = \max (q_1, q_2, q_3) = 2.979 \text{ kN/m}$$

III.2.2.3.2 Calcul des moments sollicitant a l'ELU

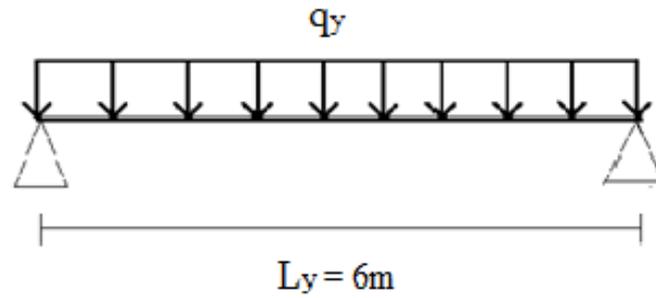
$$q_{uz}= q. \sin \alpha= 4.488 \times \sin (2.72^\circ) =0.212 \text{ kN/m}$$

$$q_{uy}= q. \cos \alpha= 4.488 \times \cos (2.72^\circ) =4.483 \text{ kN/m}$$

Les travers sont espacés de 6m

Plan (y-y)

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



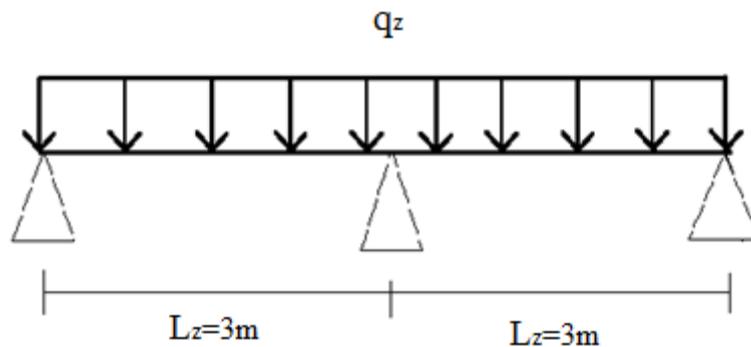
$$M_{y,sd} = q_{uy} \times \frac{l_y^2}{8} = 4.483 \times \frac{6^2}{8} = 20.173 \text{ KN /m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,rd}$$

$$M_{y,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{ply} = \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{20.173 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 94.426 \text{ cm}^2$$

Plan (z-z)



$$M_{z,sd} = q_{uz} \times \frac{l_z^2}{8} = 0.212 \times \frac{3^2}{8} = 0.238 \text{ KN /m}$$

$$M_{z,sd} \leq M_{z,rd}$$

$$M_{z,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{plz} = \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{0.238 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 1.114 \text{ cm}^2$$

III.2.2.3.3 Condition de flèche (ELS)

$$q_{sz} = q \cdot \sin \alpha = 2.979 \times \sin (2.72^\circ) = 0.141 \text{ kN/m}$$

$$q_{sy} = q \cdot \cos \alpha = 2.979 \times \cos (2.72^\circ) = 2.975 \text{ kN/m}$$

Plan (z-z)

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L_z}{200}$$

$$\delta_{\max} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm.}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \longrightarrow I_z \geq \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$I_z \geq \frac{5 \times 0.141 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1.5}$$

$$I_z \geq 4.720 \text{ cm}^4.$$

Plan (y-y)

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^2}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{600}{200}$$

$$\delta_{\max} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \longrightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^2}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2.975 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3} = 796.87 \text{ cm}^4$$

III.2.2.3.4 Choix du profilé

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 160 présentant les caractéristiques suivantes :

profilé	Section		dimensions				Caractéristiques			
	G Kg /m	A 10^2 mm^2	h mm	B mm	t_f mm	t_w mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	W_{plz} cm^3
IPE160	15.8	20.1	160	82	7.4	5	869.3	68.31	123.9	26.1

Tableau III.1 Caractéristiques du profilé IPE 160

III.2.2.3.5 Condition de la flèche avec poids propre inclus

$$q_1 = G + Q = [(0.11 \times 1.2) + 0.158] + (1 \times 1.2) = 1.49 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = G + W = [(0.11 \times 1.2) + 0.158] + (-2.593 \times 1.2) = -2.821 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = G+S = [(0.11 \times 1.2) + 0.158] + (0.147 \times 1.2) = 0.466 \text{ kN/m}$$

$$q_{Smax} = \max(q_1, q_2, q_3) = 2.821 \text{ kN/m}$$

$$q_{sz} = q \cdot \sin \alpha = 2.821 \times \sin(2, 72^\circ) = 0.133 \text{ kN/m}$$

$$q_{sy} = q \cdot \cos \alpha = 2.821 \times \cos(2, 72^\circ) = 2.817 \text{ kN/m}$$

Plan (y-y)

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^2}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 2.817 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 869.3} = 2.653$$

$$\delta \leq \delta_{max} \longrightarrow 2.653 < 3$$

Plan (z-z)

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^2}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.133 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 68.31} = 0.097$$

$$\delta \leq \delta_{max} \longrightarrow 0.097 < 1.5$$

La condition de la fleche est vérifiée

III.2.2.4 Classe du profilé IPE 160

a) Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72$$

L'âme est de classe I

b) Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{82}{7.4} = 5.54 \leq 10$$

La semelle est de classe I

Donc le profilé est de classe I

III .2.2.5 Vérification des contraintes

Les pannes travaillent en flexion bi-axiale, on doit vérifier :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{Ny.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.Sd}}{M_{Nz.Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Pour un profilé laminé en I :

$\alpha = 2$ et

$$\beta = 5 \times \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \text{ avec } \beta \geq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} = 0 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 1$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\left[\frac{M_{y.sd} \times \gamma_{M0}}{W_{ply} \times f_y} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.Sd} \times \gamma_{M0}}{W_{plz} \times f_y} \right]^\beta \leq 1$$

$$q_{max} = 1,35G + 1,5W = 1,35 \times [(0,132 + 0,158)] + (1,5 \times (-3,111)) = -4,275 \text{ kN/m}$$

$$q_z = q \cdot \sin \alpha = 4,275 \times \sin(2,72^\circ) = 0,202 \text{ kN/m}$$

$$q_y = q \cdot \cos \alpha = 4,275 \times \cos(2,72^\circ) = 4,270 \text{ kN/m}$$

$$M_{z.sd} = q_z \times \frac{L_z^2}{8} = \frac{0,202 \times 3^2}{8} = 0,227 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = q_y \times \frac{L_y^2}{8} = \frac{4,270 \times 6^2}{8} = 19,215 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{19,215 \times 10^6 \times 1,1}{123,9 \times 10^3 \times 235} \right)^2 + \left(\frac{0,277 \times 10^6 \times 1,1}{26,1 \times 10^3 \times 235} \right)^1 \leq 1$$

$$0,576 \leq 1$$

Condition vérifiée

Donc, les pannes en IPE160 vérifient les contraintes de la flexion bi-axiale

III.2.2.6 Résistance de la panne au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section de la panne sous l'action du vent en soulèvement.

Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante :

$$M_{brd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl.y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe I)}$$

χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement.

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\Phi_{lt} + [\Phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

$$\Phi_{lt} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \rightarrow \text{profilé laminé}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \times W_{pl.y} \times \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$C_1 = 1.132 \text{ (Charge uniformément répartie)}$$

$$I_t : \text{Moment d'inertie de torsion (} I_t = 3.60 \text{ cm}^4 \text{)}$$

$$I_w : \text{Moment d'inertie de gauchissement (} I_w = 3.96 \times 10^3 \text{ cm}^6 \text{)}$$

$$I_z : \text{Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie (} I_z = 68.31 \text{ cm}^4 \text{)}$$

$$L_z = 300 \text{ cm}$$

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \vartheta)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ G = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \vartheta = 0.3 \end{array} \right.$$

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 68.31}{300^2} \times \sqrt{\frac{3.96 \times 10^3}{68.31} + \frac{300^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 3.60}{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 68.31}}$$

$$M_{cr} = 2773402.538 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[1 \times 123.9 \times \frac{235 \times 10^2}{2773402.538} \right]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.024 > 0.4 \quad \text{Il y a risque de déversement}$$

$$\Phi_{lt} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.024 - 0.2) + 1.024^2]$$

$$\phi_{lt}=1.522$$

$$\chi_{lt}=\frac{1}{1.522+[1.522^2-1.024^2]^{0.5}}$$

$$\chi_{lt}=0.377$$

$$M_{brd}=0.377 \times 1 \times 123.9 \times \frac{235 \times 10^2}{1} = 1097692.05 \text{ N.cm}$$

$$M_{brd}=10.976 \text{ KN.m}$$

$$0.227 \leq 10.97$$

$$M_{z.sd} \leq M_{brd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.2.7 Résistance au voilement par cisaillement

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

Avec

$$\triangleright \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\triangleright d = 127.2 \text{ mm}$$

$$\triangleright t_w = 5 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \\ 69\varepsilon = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right. \implies \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement

III.2.2.8 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec

$$\triangleright A_w : \text{Aire de l'âme}$$

$$A_w = t_w(h - 2t_f)$$

$$A_w = 726 \text{ mm}^2$$

$$\triangleright A_{fc} : \text{Aire de la semelle comprimée}$$

$$A_{fc} = b \times t_f$$

$$A_{fc} = 606.8 \text{ mm}^2$$

- f_y : Limite d'élasticité de la semelle comprimée
- K : Coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\left\{ \begin{array}{l} K \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0.3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{726}{606.8}} = 293.236 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \end{array} \right. \implies \frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Condition vérifiée

III.2.3 Calcul des liernes

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

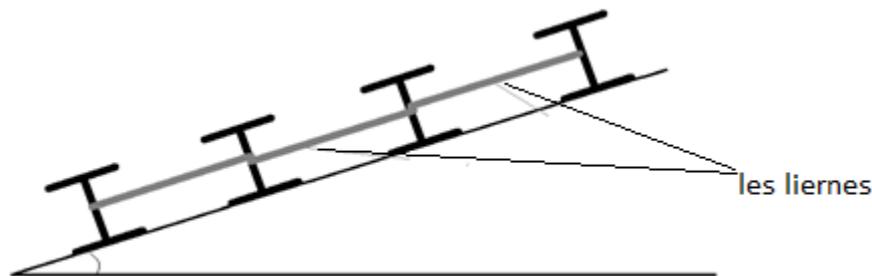


Figure.III.5 Coupe transversale des liernes

III.2.3.1 Les efforts dans les liernes

$$q = 1.35G + 1.5W = 1.35 \times (0.11 \times 1.2 + 0.158) + 1.5 \times (-2.593 \times 1.2)$$

$$q = -4.275 \text{ kN/m}$$

$$q_z = q \cdot \sin \alpha = 0.202 \text{ kN/m}$$

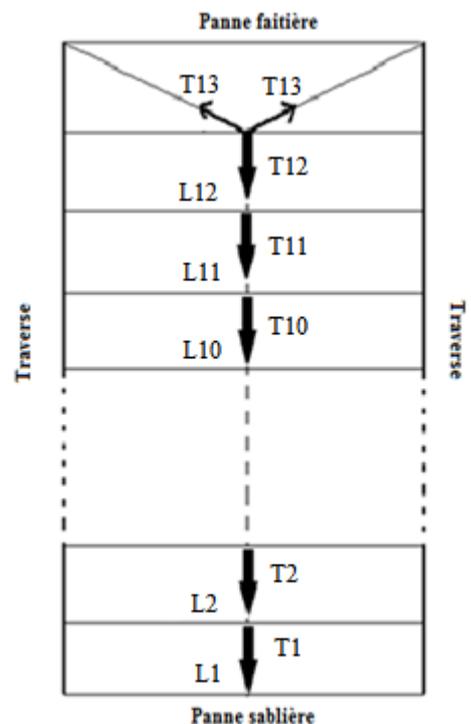
$$R = 1.25 \times q_z \times l_z = 1.25 \times 0.202 \times 3 = 0,757 \text{ kN}$$

Effort de traction dans les tronçons de lierne de L1 à L11 :

$$T_1 = R/2 = \frac{0.757}{2} = 0.378 \text{ kN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 0.757 + 0.378 = 1.135 \text{ kN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 0.757 + 1.135 = 1.892 \text{ kN}$$



$$T_4 = R + T_3 = 0.757 + 1.892 = 2.649 \text{ kN}$$

.

.

...

$$T_{11} = R + T_{10} = 0.757 + 7.191 = 7.948 \text{ kN}$$

$$T_{12} = R + T_{11} = 0.757 + 7.948 = 8.705 \text{ kN}$$

Effort dans les diagonales L_{13} : $2T_{13} \cdot \sin \theta = T_{12}$

$$\theta = \arctg \frac{1.2}{3} = 21.8^\circ$$

$$T_{13} = \frac{T_{12}}{2 \sin \theta} = \frac{8.705}{2 \times \sin 21.8} = 11.72 \text{ kN}$$

III.2.3.2 Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L12

Pour le dimensionnement des liernes tendus, les règles du CCM97 imposent la vérification suivante :

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

Avec :

$N_{PL,rd}$: effort normal résistant

$$N_{PL,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

$$N_{sd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \longrightarrow \quad A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{8.705 \times 1.1}{235 \times 10^{-3}} \quad \longrightarrow \quad A \geq 40.74$$

$$A_{\min} = 40.74 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \quad \longrightarrow \quad \varphi = \sqrt{\frac{4 \times A_{\min}}{\pi}} = 0.72 \text{ cm}$$

$$\varphi = 0.72 \text{ cm}$$

Donc on prend une barre de diamètre $\varphi = 1 \text{ cm}$

III.2.4 Pré-dimensionnement des poteaux

- **Combinaison de charges:**

$$1,35G+1,5V$$

- **Condition de flèche:**

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

Avec l: longueur du poteau

La pression engendrée par le vent est de : $V=955.65 \text{ kg/m}^2$ (tableau II.4 chap. II)

L'entre axe des poteaux : 6m

$$V_n = 955.65 \times 6 = 573,39 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Donc } I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V_n \times l^3}{E} = \frac{1000 \times 573,39 \times 10^{-2} \times 1015^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 7435,286 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

Le profilé qui correspond est **HEA 240**

Profil	Poids	Section A cm ²	Dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m		h mm	b mm	t _f mm	tw mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³	iy cm	iz cm
HEA240	60,3	76,8	230	240	12	7,5	164	7763	2769	744,6	361,7	10,05	8,0

Tableau III.2 Caractéristiques du profilé HEA 240

Vérification de la section à la résistance

- **Classe du profilé HEA 240**

a) Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{164}{7.5} = 21.86 \leq 72$$

L'âme est de classe I

b) Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} - \frac{b}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{240}{12} = 10 \leq 10$$

La semelle est de classe I

Donc le profilé est de classe I

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{744.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 15907.36 \text{ daN.m}$$

$$Q_z = 1.5V = 1.5 \times 573.39 = 860.08 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{860.08 \times 10.15^2}{8} = 11076.01 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = 11076.01 \text{ daN.m} < M_{pl.Rd} = 15907.36 \text{ daN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1 Introduction

Une grande partie du territoire National est soumise à des efforts dynamiques et des actions sismiques qui se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Par conséquent, les structures résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leurs masses qui s'opposent à ces derniers.

Le but est de déterminer les efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Suivant le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

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

Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente :

- Régularité en plan : le bâtiment n'est pas symétrique vis-à-vis ses deux directions orthogonales (en masse et en rigidité).
- Régularité en élévation : cette structure n'est pas régulière en élévation

Donc la méthode statique équivalente ne peut pas être appliquée.

Suivant la particularité de notre structure, le calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale. Cette méthode est utilisée en particulier lorsque la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV. 2 Principe de la méthode

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

IV. 3 Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul

Les paramètres du spectre sont définis dans le RPA99/V2003 comme suit :

IV.3.1 Coefficient d'accélération « A »

Zone I (Ghazaouet)

Groupe d'usage de l'ouvrages :1B

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone I (Ghazaouet)} \\ \text{Groupe d'usage de l'ouvrages :1B} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.10 \text{ (Tableau4.1 RPA99 V2003)}$$

IV.3.2 Coefficient de comportement global de la structure « R »

Selon le R.P.A.99/V2003, la valeur de « R » est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système contreventé, dans notre structure on a un système d'ossature contreventée par palées triangulées en X $\Rightarrow R = 4$. (Tableau4.3 RPA99 V2003)

IV.3.3 Le pourcentage d'amortissement critique ξ

La valeur « ξ » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{Acier dense} \Rightarrow \xi = 5\% \text{ (Tableau 4.2 RPA99 V2003)}$$

IV.3.4 Facteur de correction d'amortissement η

La valeur de « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+5)}} = 1 > 0,7$$

IV.3.5 Périodes T1, T2 du site

$$\text{Site meuble } S_3 : \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases} \text{ (Tableau4.7 RPA99 V2003)}$$

IV.3.6 Facteur de qualité Q

La valeur « Q » est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad (\text{Article 4.4 RPA99 V2003})$$

Avec :

P_q : la pénalité à retenir selon le critère de qualité « q ».

Les critères de qualités « q » :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{6}{6} = 1 < 1,5 \quad \Rightarrow \quad P_q=0$$

2. Redondance en plan

Dans la direction x, il y'a une seule file de portique $\Rightarrow P_q=0,05$

3. Régularité en plan

- Le bâtiment ne présente pas une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales pour la distribution des rigidités et des masses.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment est compacte avec le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{Largeur} = 54 / 32 = 1,68 < 4$$
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment n'excède pas 25% de la dimension totale du bâtiment.

$$\frac{l_x}{L_x} = 0 < 0,25$$

Donc la structure est classée non régulière en plan $\Rightarrow P_q=0,05$.

4. Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux n'est pas constante ou bien diminue progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans ce cas, il n'y a pas de décrochement

Donc la structure est classée non régulière en élévation $\Rightarrow P_q=0,05$.

5. Contrôle de qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

On suppose que les matériaux utilisés ne sont pas contrôlés $\Rightarrow P_q=0,05$.

6. Contrôle de la qualité d'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier.

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On suppose qu'il n'y a pas de suivi $\Rightarrow P_q = 0,10$

Critères	Observation	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	Observé	0
2. Redondance en plan.	Observé	0,05
3. Régularité en plan.	Observé	0,05
4. Régularité en élévation.	Observé	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	Non observé	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	Non observé	0,10
		$\sum_1^5 P_q = 0,3$

Tableau IV.1 Facteur de qualité.

Le facteur de qualité « Q » sera égale à :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + 0,3 = 1,3.$$

IV.3.7 Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 < T < 0,3 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 0,3 \end{cases}$$

IV.4 Analyse dynamique de la structure

Le but 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 de la structure a été faite par le logiciel ROBOT, et on a obtenu la figure suivante :

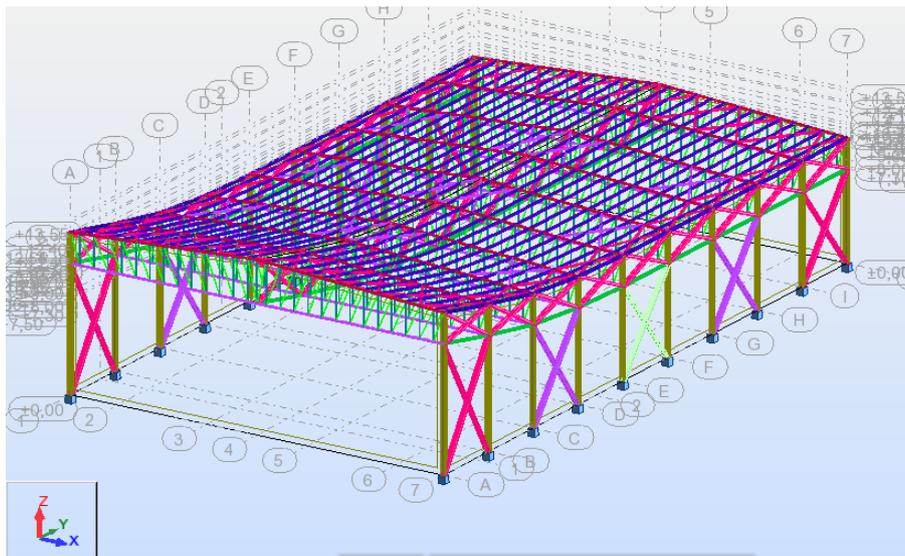


Figure IV.1 Modélisation de la structure en 3D.

IV.4.2 Analyse modale

Les périodes propres de vibration des 3 premiers modes sont présentés dans le tableau suivant :

Mode	Période
1	0,69
2	0,48
3	0,36

Tableau IV.2 Modes propres.

Pour la somme des masses modales effectives qui doit être supérieur ou égale à 90% de la masse totale de la structure on a pris 500 modes.

IV.5 Analyse modale spectrale

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 à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone I (GHAZAOUET)
- Groupe d'usage 1B.
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement ($R = 4$).
- Facteur de qualité ($Q = 1,3$).
- Site meuble (S3).

Le spectre de réponse donné par le logiciel ROBOT est comme suit :

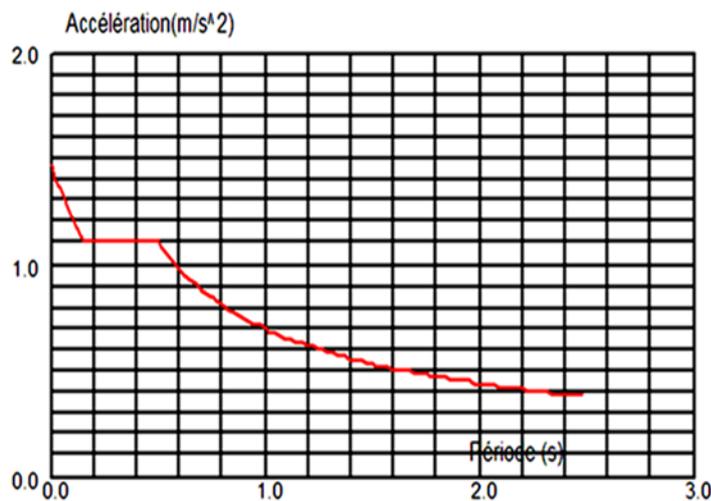


Figure IV.2 Spectre de réponse

IV.6 Vérification de la structure

IV.6.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

La période T , calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas être inférieure à celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30%.

1. La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT : $T = 0,69s$
2. La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4}$$

Avec :

- C_t : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés
- $C_t = 0,05$ (tableau 4.6 RPA)
- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : $h_N = 13,55$

D'où :

$$T = 0,05 \times 13,55^{3/4} = 0,353s$$

Donc :

$$T = 0,69 s > 130\% T = 1,3 \times 0,353 = 0,458s$$

La condition n'est pas vérifiée.

IV.6.2 Vérification de la force sismique à la base

La résultante des forces sismiques à la base 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 $V_t > 0,8 V$. Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- La résultante des forces sismiques dans le sens (X) : $V_t = 14055,49$ daN
- La résultante des forces sismiques dans le sens (Y) : $V_t = 6357,94$ daN

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,10.

D : facteur d'amplification dynamique moyen D = 2,01 ($T_2 < T < 3.0s$) (Article 4.2 RPA)

Q : Facteur de qualité Q = 1,3.

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

W : poids total de la structure (calculé par logiciel ROBOT) W = 169488,81 daN.

Donc :

$$V = \frac{0,10 \times 2,01 \times 1,3}{4} \times 169488,81 = 11071,85 \text{ daN}$$

	V_t	V(daN)	80%V (daN)	$V_t > 80\% V$
V_x	14055,49	11071,85	8857,48	Vérifié
V_y	8981,94	11071,85	8857,48	Vérifié

Tableau IV.4 Résultante des forces sismiques à la base.

IV.6.3 Vérification des déplacements

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

R: Coefficient de comportement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

δ_{ek} (cm)	R	(cm)	1% (cm)	Condition
3,3	4	13,2	13,55	Vérifiée

Tableau IV.5 Déplacement relatif.

IV.7 Conclusion

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la piscine semi-olympique à GHAZAOUET, un modèle 3D en éléments finis a été construit. Ce modèle a servi de base pour élaborer le calcul sismique. La vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le « RPA » n'est pas satisfaite vu le fait que la structure est flexible. Par contre la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT

DES ELEMENTS PORTEURS

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT

V.1 Introduction

Ce chapitre consiste à dimensionner et vérifier les différents éléments de la structure principale sur la base des règles [CCM 97].

V.2 Poteau

Concernant le poteau on a choisi un profilé HEA 320 tiré par le logiciel robot.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	tw mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA320	97,6	124,4	310	300	15.5	9	225	22930	6985	1628	709,7	13,58	7.49

Tableau V.1 Caractéristiques du profilé HEA 320

Le calcul robot nous a donné les effets suivants

V.2.1 Efforts sollicitant

$$\begin{cases} M = 32239,37 \text{ daN.m} \\ N = 5805,81 \text{ daN} \end{cases}$$

Combinaison de charge : 1.35G+1.5V₂

V.2.2 Détermination de la Classe de la section transversale

➤ **Classe de l'âme fléchie :**

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1 \\ \frac{225}{9} = 25 < 72 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \text{L'âme est de classe I.}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée :**

$$\begin{cases} \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \\ \frac{300/2}{15,5} = 9,67 < 10 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I.}$$

V.2.3 Moment fléchissant + Effort normal

- **Résistance au flambement**

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$: Resistance au flambement
- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1
- $\gamma_{M1} = 1.1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

On a :

$$\bar{\lambda}_y = 0.39$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.72$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0.72$$

- **Vérification au déversement**

$$\lambda_{LT} = \frac{L \times \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0.25}}{(c_1)^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0.25}}$$

- C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement : $C_1 = 1,285$
- I_t : Moment d'inertie de torsion = $108.2 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $1512 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$.
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^4}{2 \cdot (1+0.3)} = 8.08 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $6985 \times 10^4 \text{ mm}^4$.
- L : Longueur du poteau = 10.15 m.

$$\lambda_{LT} = \frac{10150 \times \left[\frac{1628000^2}{69850000 \times 1512 \times 10^9} \right]^{0.25}}{(1,285)^{0.5} \left[1 + \frac{10150^2 \times 105 \times 10^{-3} \times 108,2 \times 10^4}{3,14^2 \times 210000 \times 1512 \times 10^9} \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT}=112,69$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times (\beta_W)^{0.5}$$

➤ $\beta_W = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{112.69}{93.9} = 1.2$$

$\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$ donc il y'a risque de déversement

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

$$M_{brd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + [\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2]^{0.5}}$$

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21 \rightarrow$ profilé laminé

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.2 - 0.2) + 1.2^2]$$

$$\phi_{lt} = 1.32$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1.32 + [1.32^2 - 1.2^2]^{0.5}} = 0,53$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{lt} \times M_{sd}}{\chi_{lt} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

- $\gamma_{M1} = 1.1$
- χ_{min} : Coefficient de réduction minimal pour le flambement

$$\chi_{min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z)$$

➤ **Plan (y-y)**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{310}{300} = 1.03 < 1.2 \text{ mm} \\ t_f = 15.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (y-y) : courbe b $\alpha_y = 0.34$

- λ_y Elancement :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{10150/2}{135,8} = 37.37$$

➤ **Plan (z-z)**

- La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{310}{300} = 1.03 < 1.2 \text{ mm} \\ t_f = 15.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (z-z) : courbe c $\alpha_y = 0,49$

- λ_z Elancement :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{10150/2}{74,9} = 67.75$$

$\lambda_z > \lambda_y \longrightarrow$ Plan de flambement (z-z)

- $\bar{\lambda}_z$ Élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times (\beta_A)^{0.5} = \frac{67,75}{93,9} \times (1)^{0,5} = 0.72$$

Donc : χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

Avec :

$$\phi = 0.5[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 [1 + 0.49 \times (0.72 - 0.2) + 0.72^2] = 0,88$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.88 + [0.88^2 - 0.72^2]^{0.5}} = 0,72$$

$$\bullet \quad k_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times F_y} \quad \text{mais } k_y \leq 1$$

$$\bullet \quad \mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \times \beta_{Mlt} - 0.15 \quad \text{mais } \mu_y \leq 0,9$$

$$\bullet \quad \beta_{Mlt} = 1.8$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \times 0.72 \times 1.8 - 0.15 = 0.044$$

$$k_{lt} = 1 - \frac{0,044 \times 58058,1}{0.72 \times 12440 \times 235} = 0.99$$

Donc :

$$\frac{58058,1}{0,72 \times \frac{12440 \times 235}{1,1}} + \frac{0,99 \times 10^{-3} \times 322393,7}{0,53 \times \frac{1628000 \times 235}{1,1}} = 0.03 \leq 1 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

V.3 Dimensionnement de la ferme

Dans une construction métallique, il existe deux genres de portiques.

- Portique à comble en ferme.
- Portique à comble en traverse.

Les fermes sont composées des membrures, des diagonales et des montants, ce sont généralement en cornières, profils laminés ou des tubes.

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, dites de toiture.

V.3.1 Justification Membrane supérieur

$$N_{sd} = 40395.51 \text{ daN (traction)}$$

Combinaison de charge : 1,35G+1,35Q+1,35V₁

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{403.955 \times 1.1}{23.5} = 18.90 \text{ cm}^2$$

On choisit un profilé en **2 L100x100x10** et on vérifie sa résistance.

Profil	Section A cm ²	Dimensions			Caractéristiques	
		h = b mm	t mm	A _{net} cm ²	I _{y=Iz} cm ⁴	iy = iz cm
L100x100x10	19.2	100	10	16.15	176.7	3.04

Tableau V.2 Caractéristiques du profilé 2L100x100x10

➤ **Les éléments tendus**

Selon le CCM97 la condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{2} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$$

Avec : $\frac{N_{sd}}{2} = \frac{40395.51}{2} = 20197.75 \text{ daN}$

➤ **Résistance plastique de calcul de section brute**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{19.2 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 41018.18 \text{ daN}$$

➤ **Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations**

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 16.15 \times 10^2 \times 360}{1.25} = 41860.8 \text{ daN}$$

➤ **Résistance plastique de calcul de section nette**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{16.15 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 34502.27 \text{ daN}$$

- **Vérification**

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{sd} \leq \min(41018.18; 34502.27; 41860.8).$$

$$N_{sd} = 20197.75 \text{ daN} \leq N_{t,Rd} = 34502.27 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

V.3.2 Justification de la membrure inferieur

$$N_{sd} = 19260.05 \text{ daN (compression)}$$

Combinaison de charge: 1,35G+1,5V₁

On choisit un profilé en **2 L70x70x7** et on vérifie sa résistance.

Profil	Section	Dimensions			Caractéristiques	
	A cm ²	h = b mm	t mm	A _{net} mm	I _{y= z} cm ⁴	i _{y = i_z} cm
L70x70x7	9.40	70	7	19.7	42.30	2.12

Tableau V.3 Caractéristiques du profilé L70x70x7

➤ **Les éléments comprimés**

Classe de section

Paroi comprimée : b = 70 mm t = 7 mm

$$c = \frac{b}{2} = \frac{70}{2} = 35$$

$$\frac{c}{t} = 5 \leq 10 \varepsilon \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Vérification a la compression

Selon le CCM 97 la condition de résistance

$$N_{C,sd} \leq 2 \times N_{b,Rd}$$

$$N_{b,Rd} \leq \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

- $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe I)
- $\gamma_{M1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction ;
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit ;
- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1mm \leq 1.2mm \\ t=10mm \leq 100mm \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées quel que soit l'axe est « c » $\rightarrow \alpha = 0,49$

Plan (y-y)

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1210}{30.4} = 39.80.$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{93.9\epsilon} = \frac{39.80}{93.9} = 0.42$$

Plan (z-z)

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1210}{30.4} = 39.80.$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{93.9\epsilon} = \frac{39.80}{93.9} = 0.42$$

$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 0.42 \geq 0,2$ il y a risque de flambement

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

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

$$\phi = 0,5 [1 + 0.49 \times (0.42 - 0,2) + 0.42^2]$$

$$\phi = 0.64$$

$$\chi = \frac{1}{0.64 + [0.64^2 - 0.42^2]^{0.5}} = 0.89$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0.89 \times 1 \times 940 \times 2 \times 235}{1.1} = 35745.63 \text{ daN}$$

$$N_{c,sd} = 19260.05 \leq 2 \times N_{b,Rd} \quad \text{Condition vérifié}$$

V.3.3 Justification des montants

$$N_{sd} = 7550.33 \text{ daN (traction)}$$

Combinaison de charge: 1,35G+1,5Q

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{75.50 \times 1.1}{23.5} = 3.53 \text{ cm}^2$$

Après modélisation le choix de la cornière **L70x70x7** convient aux montants

Profil	Section	Dimensions			Caractéristiques	
	A cm ²	h = b mm	t mm	A _{net} cm ²	I _y = I _z cm ⁴	i _y = i _z cm
L70x70x7	9.40	70	7	19.7	42.30	2.12

Tableau V.4 Caractéristiques du profilé L70x70x7

➤ **Vérification a la traction**

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

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$$

➤ **Résistance plastique de calcul de section brute**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{9.40 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 20081.81 \text{ daN}$$

➤ **Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations**

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec: } A_{net} = 8.14 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 8.14 \times 10^2 \times 360}{1.25} = 21098.88 \text{ daN}$$

➤ **Résistance plastique de calcul de section nette**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{8.14 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 17390 \text{ daN}$$

• **Vérification**

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

$$N_{sd} \leq \min(20081.81 ; 17390 ; 21098.8)$$

$$N_{sd} = 7550.33 \text{ daN} \leq N_{t,Rd} = 17390 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

V.3.4 Justification des diagonales

$$N_{sd} = 8041.54 \text{ daN (compression)}$$

Combinaison de charge: 1,35G+1,5Q

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{80.41 \times 1.1}{23.5} = 3.76 \text{ cm}^2$$

On choisit un profilé en **L50x50x5** et on vérifie sa résistance.

Profil	Section	Dimensions		Caractéristiques	
		h = b mm	t mm	I _y = I _z cm ⁴	i _y = i _z cm
L50x50x5	4.80	50	5	10.96	1.51

Tableau V.5 Caractéristiques du profilé L50x50x5

➤ **Vérification à la compression**

Classe de section

Paroi comprimée : b = 80 mm t=10mm

$$c = \frac{b}{2} = \frac{50}{2} = 25$$

$$\frac{c}{t} = 5 \leq 10 \varepsilon \quad \text{La semelle est de classe I}$$

$$N_{C,sd} \leq N_{b,Rd}$$

$$N_{b,Rd} \leq \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

- $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe I)
- $\gamma_{M1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction ;
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit ;
- λ : Calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1mm \leq 1.2mm \\ t=7mm \leq 100mm \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées quel que soit l'axe est « c » $\rightarrow \alpha = 0,49$

Plan (y-y)

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{3420}{15.1} = 226.49.$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{93.9\varepsilon} = \frac{226.49}{93.9} = 2.41$$

Plan (z-z)

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{3420}{15.1} = 226.49.$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{93.9\varepsilon} = \frac{226.49}{93.9} = 2.41$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 2.41 \geq 0,2 \quad \text{il y a risque de flambement}$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

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

$$\phi = 0,5 [1 + 0.49 \times (2.41 - 0,2) + 2.41^2]$$

$$\emptyset=3.94$$

$$\chi = \frac{1}{3.94 + [3.94^2 - 2.41^2]^{0.5}} = 0.14$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0.14 \times 1 \times 480 \times 235}{1.1} = 14356 \text{ daN}$$

$$N_{C,sd} = 8041.56 \leq N_{b,Rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.4 Panne sablière

Concernant sablière nous avons proposé un profilé HEA180

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	tw mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA180	35.5	45.3	171	180	9.5	6	122	2510	924.6	324.9	156.5	7.45	4.52

Tableau V.6 Caractéristiques du profilé HEA180

V.4.1 Effort sollicitant

$$\begin{cases} N_{sd} = 7537.70 \text{ daN} \\ M_{sd} = 120.3 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Combinaison de charge: 1,35G+1,5V₁

V.4.2 Vérification Classe de la section transversale

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{122}{6} = 20.33 < 72$$

L'âme est de classe I.

- Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{180/2}{9.5} = 9.47 < 10$$

La semelle est de classe I.

V.4.3 Vérification de la flèche

La flèche admissible de la panne sablière est calculée par le logiciel robot est : $\delta = 1.4\text{cm}$

$$\delta_{Max} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 1.4 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max} \quad \text{condition vérifiée}$$

V.4.4 Condition de résistance

➤ **Moment fléchissant**

• **Vérification au déversement**

$$\lambda_{LT} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0.25}}{(c_1)^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0.25}}$$

- C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement : $C_1 = 1,182$
- I_t : Moment d'inertie de torsion = $14.8 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $60.21 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$.
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^4}{2 \cdot (1+0.3)} = 8.08 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $6985 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$.
- L : Longueur du poteau = 10.15 m.

$$\lambda_{LT} = \frac{6000 \times \left[\frac{324.9 \times 10^3}{924.6 \times 10^4 \times 60.21 \times 10^9} \right]^{0.25}}{(1,182)^{0.5} \left[1 + \frac{6000^2 \times 8.08 \times 10^4 \times 14.8 \times 10^4}{3,14^2 \times 210000 \times 60.21 \times 10^9} \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 25.86$$

➤ $\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times (\beta_w)^{0.5}$

➤ $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{25.86}{93.9} = 0.27$$

$\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$ donc il n'y a pas risque de déversement

La panne sablière travaille à la flexion simple sans tenant en compte le risque de déversement

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd}$$

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = W_{pl} \times f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{324.9 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 6941.045 \text{ daN.m}$$

$$120.3 \text{ daN.m} \leq 6941.04 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

V.5 Les contreventements

Les contreventements ont donc la fonction générale de stabilisation de l'ossature d'une structure. On peut distinguer sous terme général trois fonctions principales

- Lier entre eux.
- Limiter les déformations
- Transmettre les efforts horizontaux.

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{t.Rd} = \min [N_{pl.Rd}; N_{u.Rd}; N_{net.Rd}]$$

- Concernant **les contreventements** on a obtenu élément CAE 110×12 tiré par le logiciel robot.

V.5.1 Efforts sollicitant

$$N = 10762,97 \text{ daN}$$

Combinaison de charge: 1,35G+1,35Q+1,35V₁

V.5.2 Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2510 \times 235}{1,1} = 53622,72 \text{ daN}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec : } A_{\text{net}} = 2154 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{u.Rd}} = \frac{0,9 \times 2154 \times 235}{1,25} = 36445,68 \text{ daN}$$

$$N_{\text{net.Rd}} = \frac{A_{\text{net}} \cdot f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{2154 \times 235}{1,25} = 40495,2 \text{ daN}$$

$$N_{\text{t.Rd}} = \min [N_{\text{pl.Rd}} ; N_{\text{u.Rd}} ; N_{\text{net.Rd}}]$$

$$= \min [53622,72 ; 36445,68 ; 40495,2] = 36445,68 \text{ daN}$$

$$N_{\text{sd}} = 10762,97 \text{ daN} \leq N_{\text{t.Rd}} = 36445,6 \text{ daN} \quad \text{condition est vérifiée}$$

V.6 Les stabilités

Concernant les stabilités on a obtenu élément CAE 200×20 tiré par le logiciel robot.

V.6.1 Efforts sollicitant

$$N = 1502.82 \text{ daN}$$

Combinaison de charge: 1,35G+1,5V₂

V.6.2 Résistance plastique de la section brute

$$N_{\text{pl.Rd}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7630 \times 235}{1,1} = 163004,5 \text{ daN}$$

$$N_{\text{u.Rd}} = \frac{0,9 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_y}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec : } A_{\text{net}} = 7035 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{u.Rd}} = \frac{0,9 \times 7035 \times 235}{1,25} = 119032,2 \text{ daN}$$

$$N_{\text{net.Rd}} = \frac{A_{\text{net}} \cdot f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{7035 \times 235}{1,25} = 132258 \text{ daN}$$

$$N_{\text{t.Rd}} = \min [N_{\text{pl.Rd}} ; N_{\text{u.Rd}} ; N_{\text{net.Rd}}]$$

$$= \min [163004.5 ; 119032.2 ; 132258] = 119032.2 \text{ daN}$$

$$N_{\text{sd}} = 1502.82 \text{ daN} \leq N_{\text{t.Rd}} = 119032.2 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

CHAPITRE VI

LES ASSEMBLAGES

CHAPITRE VI : LES ASSEMBLAGES

VI.1 Introduction

Une construction métallique est édifée par assemblage de plusieurs pièces élémentaires. Les assemblages dans ce chapitre ont pour fonction de former un nœud assurant la liaison entre deux ou plusieurs pièces

VI.2 Calcul des assemblages

VI.2.1 Assemblage poteau-pannes sablières (HEA320-HEA180)

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relient l'extrémité de la panne avec l'âme du poteau.

VI.2.1.1 Efforts sollicitant

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer un assemblage sous la combinaison $1.35G+1.5V1$ sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} V = 143.86 \text{ daN} \\ N = 8296.14 \text{ daN} \end{array} \right.$$

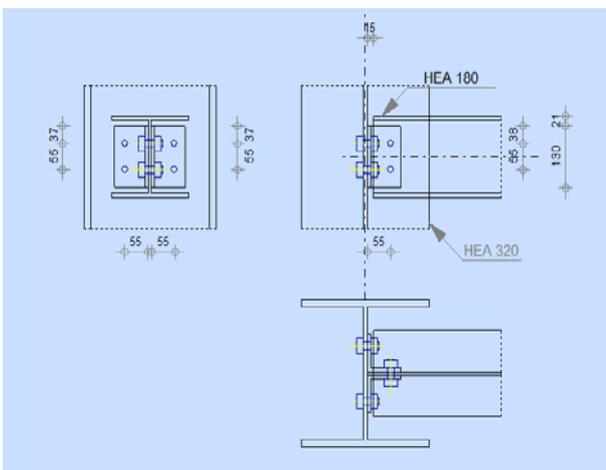


Figure VI.1 Détail d'assemblage
Poteau-panne

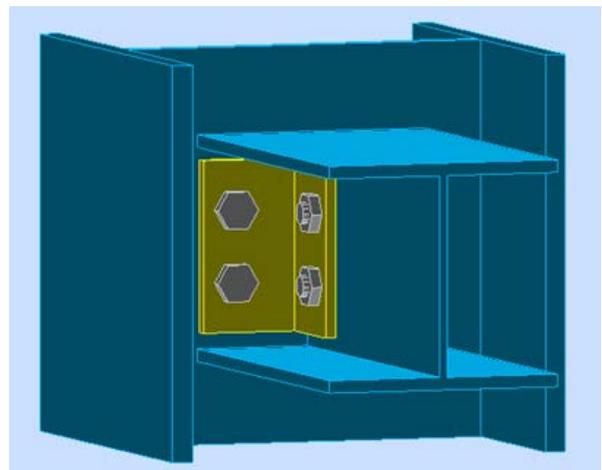


Figure VI.2 Vue en 3D de l'assemblage
Poteau-panne

VI.2.1.2. Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : $h = 80 \text{ mm}$
- La cornière est sollicitée en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 80 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 3d_0) \times t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 3d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 143.86 \times \frac{1.25}{(80 - 3 \times 18) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)} = 0.05 \text{ mm}$$

On prend $L80 \times 80 \times 8$

VI.2.1.3 Dispositions constructives

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons $\varnothing 16$ classe 6.8 dans chaque côté.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{cornière}}) = \min(9 ; 8) = 8 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$39.6 < p_1 < 112 \quad \text{Alors on prend } p_1 = 55 \text{ mm.}$$

- **Pince longitudinale e_1**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$21.6 < e_1 \leq 96 \quad \text{Alors on prend } e_1 = 37 \text{ mm.}$$

- **Pince transversale e_2**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 < e_2 \leq 96 \quad \text{Alors on prend } e_2 = 55 \text{ mm.}$$

VI.2.1.4. Vérification au cisaillement

$$V_{T,sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = 0.5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.5 \times \frac{157 \times 600}{1.25} = 37680 \text{ daN}$$

- Cisaillement par effort tranchant (V_{sd})

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{143,86}{4} = 35,96 \text{ daN}$$

- Cisaillement par moment ($V_{m.sd}$)

$$V_{m.sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \times e_2}{p_1} = \frac{\frac{143,86}{2} \times 0,055}{0,055} = 71,93 \text{ daN}$$

- Cisaillement total ($V_{T.sd}$)

$$V_{T.sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m.sd})^2} = \sqrt{(35,96)^2 + (71,93)^2} = 80,41 \text{ daN}$$

$$V_{T.sd} = 80,41 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 37680 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.1.5. Vérification de la pression diamétrale

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

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,68; 0,76; 1,66; 1) = 0,68$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,68 \times 360 \times 16 \times 8}{1,25} = 6266,88 \text{ daN}$$

$$V_{T.sd} = 80,41 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 6266,88 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.2 Contreventement en X (CAE 110×110×12)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre du contreventement avec le gousset

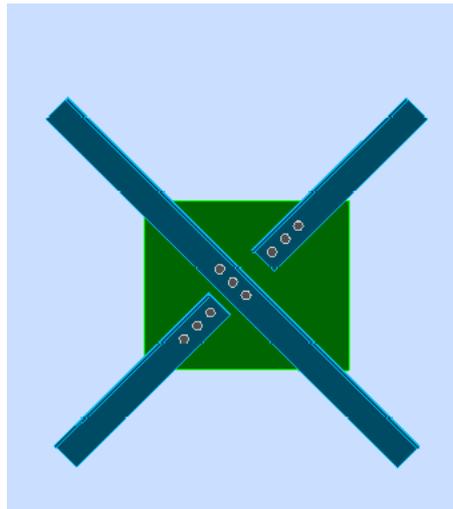


Figure VI.3 vue en 3D de l'assemblage de contreventement

Les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu.

VI.2.2.1 Efforts sollicitant

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer l'assemblage sous la combinaison 1.35G+1.5 V2 sont:

$$N_{sd} = 10762.97 \text{ daN}$$

CAE 110×110×12

VI.2.2.2 Disposition constructive

$\varnothing = 16 \text{ mm}$, classe 6.8

$d_0 = 18 \text{ mm}$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$39.6 < p_1 < 168 \quad \text{Alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm.}$$

➤ Pince longitudinale e_1

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$21.6 < e_1 \leq 144 \quad \text{Alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm.}$$

➤ Pince transversale e_2

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 < e_2 \leq 144 \quad \text{Alors on prend } e_2 = 50 \text{ mm.}$$

VI.2.2.3 Vérification au cisaillement

$$N_{sd} \leq n F_{v.Rd}$$

Avec n le nombre de boulons $n = 3$

$$3 \times F_{v,Rd} = 3 \times 0.5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 3 \times 0.5 \times \frac{157 \times 600}{1.25} = 11304 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 10762.97 \text{ daN} < 3 \times F_{v,Rd} = 11304 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.2.4 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.74; 0.86; 1.66; 1) = 0.74$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.74 \times 360 \times 16 \times 12}{1.25} = 10229.7 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{3} = 3587.65 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 10229.7 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3 Assemblage des Eléments de la Ferme

Le principe de l'assemblage est de fixé les éléments de la ferme avec un gousset

VI.2.3.1 Efforts sollicitant

L'effort maximal à prendre en considération sous la combinaison 1,35G+1,5Q est :

$$N_{sd}(\text{Montant})=7550.33 \text{ daN}$$

$$N_{sd}(\text{Diagonale})= 8041.56 \text{ daN}$$

$$N_{sd}(\text{Membrure inf})= 19260.05 \text{ daN}$$

Epaisseur du gousset : 10mm

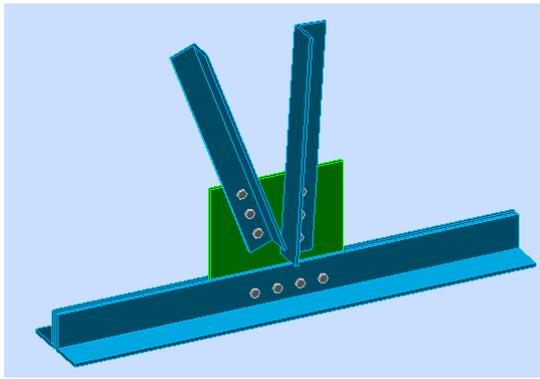


Figure VI.4 Vue en 3D de l'assemblage des éléments de la ferme

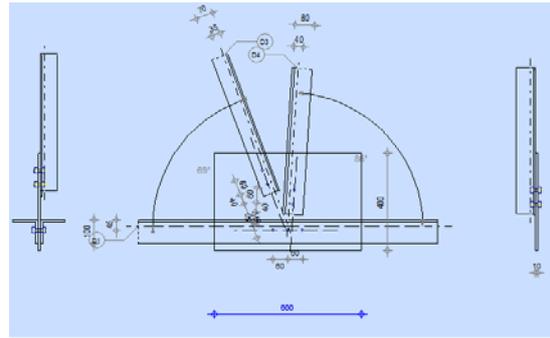


Figure VI.5 Détail d'assemblage des éléments de la ferme

Après plusieurs essais sur le logiciel on opte pour un assemblage formé de 3 files de 1 boulon de diamètre M16 et de classe 6.8

➤ **Pince longitudinale e_1**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$21.6 < e_1 \leq 120$ Alors on prend $e_1 = 40$ mm.

➤ **Pince transversale e_2**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$27 < e_2 \leq 120$ Alors on prend $e_2 = 45$ mm.

➤ **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t.$$

$39.6 \leq p_1 \leq 140$ Alors on prend $p_1 = 60$ mm

VI.2.3.2 Assemblage montant- gousset

VI.2.3.2.1 Vérification au cisaillement

$$\frac{N_{sd}}{m} \leq F_{v.Rd}$$

➤ Avec n le nombre de boulons $m = 4$

$$F_{v.Rd} = \frac{n \times \alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

➤ Avec n nombre de surface cisailée $n = 1$

$$F_{v,Rd} = 1 \times 0.5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.5 \times 157 \times 600}{1.25} = 3768 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{3} = 2583.44 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 3768 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3.2 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{N_{sd}}{m} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.74; 0.86; 1.66; 1) = 0.74$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.74 \times 360 \times 16 \times 10}{1.25} = 8524.8 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{3} = 2583.44 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 8524.8 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.3.3 Assemblage diagonale - gousset

VI.2.3.3.1 Vérification au cisaillement

$$\frac{N_{sd}}{m} \leq F_{v,Rd}$$

- Avec n le nombre de boulons $m=3$

$$F_{v,Rd} = \frac{n \times \alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

- Avec n nombre de surface cisailée $n = 1$

$$F_{v,Rd} = 1 \times 0.5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.5 \times 157 \times 600}{1.25} = 3768 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{3} = 2680.52 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 3768 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3.3.2 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{N_{sd}}{m} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.74; 0.86; 1.66; 1) = 0.74$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.74 \times 360 \times 16 \times 10}{1.25} = 8524.8 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{3} = 2680.52 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 15851.52 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.3.4 Assemblage membrure inferieur - gousset

VI.2.3.4.1 Vérification au cisaillement

$$\frac{N_{sd}}{m} \leq F_{v,Rd}$$

➤ Avec n le nombre de boulons $m=4$

$$F_{v,Rd} = \frac{n \times \alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

➤ Avec n nombre de surface cisailée $n = 2$

$$F_{v,Rd} = 2 \times 0.5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \times 0.5 \times 157 \times 600}{1.25} = 7536 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{4} = 4815 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 7536 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3.4.2 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{N_{sd}}{m} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.74; 0.86; 1.66; 1) = 0.74$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.74 \times 360 \times 16 \times 10}{1.25} = 8524.8 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{4} = 4815 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 8524.8 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.4 Assemblage pied de poteau

Ce type d'assemblage transmet les sollicitations apportées par le poteau à la fondation calculée pour reprendre la totalité des efforts : verticaux, horizontaux et ou obliques

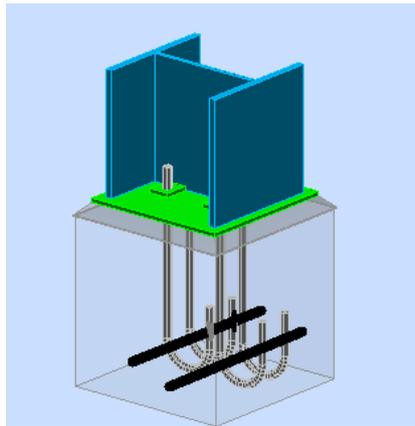


Figure VI.6 Assemblage pied de poteau

VI.2.4.1 Effort sollicitant

.

$$\begin{cases} M_{sd} = 65725,2 \text{ N} \\ N_{sd} = -113334,8 \text{ N} \end{cases}$$

Sous la combinaison $1,35G+1.5V_2$

VI.2.4.2 Dimensionnement de la plaque d'assise

➤ Cordon de soudure

Semelle HEA 320: $a_s = 0,7 \times tf = 0,7 \times 15,5 = 10,85 \text{ mm} \Rightarrow$ On prend $a_s = 11 \text{ mm}$

Ame HEA 320: $a_a = 0,7 \times tw = 0,7 \times 9 = 6,3 \text{ mm} \Rightarrow$ On prend $a_a = 7 \text{ mm}$

➤ 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

$$(A_{c1}/A_{c0})^{0.5} = \alpha = 1,5.$$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

Résistance de calcul du béton à la compression :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$$

Où : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

α_{cc} Est donnée dans l'Annexe nationale. Sa valeur recommandée est de : $\alpha_{cc} = 1,0$.

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1,5 = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

➤ **Estimation de l'aire de la plaque d'assise**

L'estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$1) A_{c0} = \frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \times \left(\frac{N_{j.Ed}}{f_{cd}} \right)^2 ; A_{c0} = \frac{1}{310 \times 300} \times \left(\frac{113334,8}{16,7} \right)^2 = 495,23 \text{ mm}^2$$

$$2) A_{c0} = \frac{N_{j.Ed}}{f_{cd}} ; A_{c0} = \frac{113334,8}{16,7} = 6786,51 \text{ mm}^2$$

On prend $A_{c0} = 6786,51 \text{ mm}^2$ qui est le plus grand

➤ **Choix du type de la plaque d'assise**

Comme estimation pour $A_{c0} = 6786,51 \text{ mm}^2 < 0,95 \times 310 \times 300 = 88350 \text{ mm}^2$

une plaque à projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit :

$$b_b = 350 \text{ mm} > b_{fc} + 2 t_{fc} = 300 + 2 \times 15,5 = 331 \text{ mm}$$

$$h_b = 350 \text{ mm} > h_c + 2 t_{fc} = 310 + 2 \times 15,5 = 341 \text{ mm}$$

Pour une plaque d'assise à projection courte, la valeur de la largeur d'appui additionnelle, c , est donnée par :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

où : $A = +2$

$$B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(300 - 9 + 310) = -601 \text{ mm}$$

$$C = 0,5 N_{j,Ed} / f_{jd} - (2 \times b_{fc} \times t_{fc} + 4 t_{fc}^2 + 0,5 h_c \times t_c - t_{fc} \times t_{wc})$$

$$C = (0,5 \times 113334,8 / 16,7) - (2 \times 300 \times 15,5 + 4 \times 15,5^2 + 0,5 \times 310 \times 9 - 15,5 \times 9) = -8123,24 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de : $c = \frac{601 - \sqrt{601^2 - 4 \times 2 \times (-8123,24)}}{2 \times 2} = 12,95 \text{ mm}$

➤ **Vérifier qu'il n'y a pas recouvrement des zones en T**

$$c \leq (h_c - 2t_{fc}) / 2 = \frac{310 - 2 \times 15,5}{2} = 139,5 \text{ mm} \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Vérifier que la largeur de la plaque d'assise est adéquate**

$$c \leq (b_p - t_w) / 2 = \frac{300 - 9}{2} = 145,5 \text{ mm} \text{ condition vérifiée}$$

La résistance de calcul d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré s'obtient au moyen de l'expression :

$$N_{j,Rd} = (2 A_{c0,f} + A_{c0,w}) f_{jd}$$

$$\text{où : } A_{c0,f} = (300 + 2 \times 25) (25 + 15,5 + 12,95) = 18707,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0,w} = [310 - 2 \times (15,5 + 12,95)] (2 \times 12,95 + 9) = 8833,19 \text{ mm}^2$$

Par conséquent :

$$N_{j,Rd} = (2 \times 18707,5 + 8833,19) \times 16,7 = 772344,7 \text{ N}$$

Et donc : $N_{j,Ed} = 113334,8 \text{ N} < N_{j,Rd} = 772344,7 \text{ N}$ la condition est vérifiée

➤ **Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise**

L'épaisseur de la plaque doit satisfaire les conditions suivantes :

$$t_p \geq t_{p,\min} = \frac{c}{\sqrt{\frac{f_y}{(3 \times f_{jd} \times \gamma_{m0})}}}$$

$$t_{p,\min} = \frac{12,95}{\sqrt{\frac{235}{(3 \times 16,7 \times 1,1)}}} = 6,27 \text{ mm}$$

Adopter une épaisseur de la plaque d'assise de : $t_p = 10 \text{ mm}$

ce qui donne $A_{c0} = 350 \times 350 = 122500 \text{ mm}^2 > 6786,51 \text{ mm}^2$

VI.2.4.3 Vérification de la tige d'ancrage

$$M_{sd} = 65725,2 \text{ N}$$

$$N_{sd} = 129987,6 \text{ N}$$

On suppose une tige d'ancrage de diamètre $\varnothing = 20 \text{ mm}$ de classe 4.6

➤ Résistance de la tige en traction

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 400 \times 245}{1,25} = 70560 \text{ N}$$

➤ Résistance de calcul par adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage

$$F_{t,\text{bond},Rd} = \frac{1}{2,25} \pi \times d \times l_b \times F_{bd} \quad \text{Pour } \varnothing < 32 \text{ mm}$$

avec F_{bd} : contrainte d'adhérence

$$F_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

l_b : la longueur de la tige 500mm

$$F_{t,\text{bond},Rd} = \frac{1}{2,25} \times 3,14 \times 30 \times 500 \times 1,2 = 25120 \text{ N}$$

➤ Résistance des boulons d'ancrages

$$F_{t,Rd,\text{anchor}} = \min [F_{t,Rd}; F_{t,\text{bond},Rd}] = 25120 \text{ N}$$

➤ Taille des boulons d'ancrages

On suppose que deux rangées de boulons d'ancrage sur la projection de la plaque d'assise seront adéquates (soit 4 boulons d'ancrage de section A_s)

$$4F_{t,Rd,\text{anchor}} \geq \max F_{t,Ed}$$

Comme une première estimation, il est supposé que la résistance complète à la traction de la section des boulons d'ancrage peut être atteinte :

$$F_{t,Rd,anchor} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

La section des boulons requise est donnée comme suit

$$A_s \geq F_{t,Ed} \times \frac{\gamma_{M2}}{3,6 f_{ub}}$$

$$A_s \geq 129987,6 \times 10^{-6} \times \frac{1,25}{3,6 \times 400} =$$

$$A_s \geq 112 \text{ mm}^2$$

Donc $d = 16\text{mm}$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} \leq n \times F_{v,Rd}$$

Avec n le nombre de boulons $n = 4$

Boulon M16 classe 4.6 $\longrightarrow \alpha_v = 0.6$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$4 \times F_{v,Rd} = 4 \times \frac{0.6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 4 \times \frac{0.6 \times 157 \times 600}{1.25} = 18086,4 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 4102,54 \text{ daN} < 4 \times F_{v,Rd} = 18086,4 \text{ daN}$ Condition vérifiée

CHAPITRE VII

FONDATION

CHAPITRE VII : FONDATION

VII.1 Introduction

Un ouvrage, quel que soit sa forme et sa destination, prend appui sur un sol d'assise et lui transmet un ensemble de charges, les éléments qui jouent le rôle d'interface entre la structure porteuse et le terrain constituent les fondations. Adaptées à la fois à l'ouvrage et à la nature du sol c'est Pourquoi elles représentent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure. Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

VII.2 Dimensionnement

On va dimensionner pour des semelles isolées sollicité à un moment fléchissant et un effort normal

VII.2.1 Les charges à prendre en considération

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 344968,1 \text{ N} \\ N_s = 225475,8 \text{ N} \\ M_{SD} = 408962,6 \text{ N.m} \end{array} \right.$$

VII.2.2 Dimensionnement de la semelle

$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$ La contrainte admissible du sol

La Détermination de A et B sont-elles que $\sigma_{3/4} = \overline{\sigma}_{sol}$

Donc on prendra A et B dans le même rapport qu'a et b soit

$$\frac{a}{b} = \frac{350}{350} = 1 \rightarrow a = b$$

et $A=B$

D' où $S=A \times B=A^2$

Et $\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} + \frac{M.y}{I}$ où $y = \frac{3}{4}$

Et $I = A \times \frac{A^3}{12} = \frac{A^4}{12}$

$$0,2 \geq \frac{0,22}{A^2} + \frac{0,40 \times 3/4}{\frac{A^4}{12}}$$

$$0,2A^4 \geq 0,22A^2 + 3,6$$

$$0,2A^4 - 0,22A^2 - 3,6 \geq 0$$

On met $X=A^2$

$$\text{Alors} \quad 0,2X^2 - 0,22X - 3,6 \geq 0$$

$$X=3,81 \rightarrow A = \sqrt{3,81} = 1,95 \text{ m}$$

Donc on prend $A=B= 2 \text{ m}$

VII.2.2.1 Hauteur de la semelle

Pour pouvoir d'une part utiliser la méthode des bielles et ne pas vérifier la section d'encastrement à l'effort tranchant, on prend

$$h \geq \frac{A - a}{4} = \frac{200 - 35}{4} = 41,25 \text{ cm}$$

On prend $h=45 \text{ cm}$ Et $h_t=50 \text{ cm}$

VII.2.2.2 Calcul des armatures

La première étape de calcul consiste à déterminer le diagramme des contraintes sur le sol

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{N_s}{S} \pm \frac{M_y}{I} \text{ ou } y = \frac{A}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ cm}$$

$$\text{et } I = A \times \frac{A^3}{12} = \frac{200^4}{12} = 1333.10^5 \text{ cm}^4$$

$$S = A \times B = 200 \times 200 = 40000 \text{ cm}^2$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{0,22}{4} \pm \frac{0,40 \times 1}{1,33} = 0,055 \pm 0,3 \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 0,35 \\ \sigma_2 = 0 \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M_{SD}}{N_u} = \frac{408962,6}{344968,1} = 1,18 \text{ m}$$

- Le cas $e_0 > \frac{B}{6} = \frac{2}{6} = 0,33$ et $\sigma_1 = 0,3 > 0$ et $\sigma_2 = 0$

Tout d'abord on calcule le moment on état limite ultime et service

$$M_u = (4 \cdot B + 0,35 \cdot b - 9 \cdot e_0) \times \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \times \frac{N_u}{27}$$

$$M_u = (4 \times 2 + 0.35 \times 0.35 - 9 \times 1.18) \times \left(\frac{\frac{2}{2} - 0.35 \times 0.35}{\frac{2}{2} - 1.18} \right)^2 \times \frac{0.34}{27} = 2.19 \text{ N.m}$$

$$M_s = (4 \cdot B + 0.35 \cdot b - 9 \cdot e_0) \times \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \times \frac{N_s}{27}$$

$$M_s = (4 \times 2 + 0.35 \times 0.35 - 9 \times 1.18) \times \left(\frac{\frac{2}{2} - 0.35 \times 0.35}{\frac{2}{2} - 1.18} \right)^2 \times \frac{0.22}{27} = 2.30 \text{ N.m}$$

- Pour le ferrailage, il est calculé en flexion simple

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.19 \times 10^{-6}}{0.35 \times (0.9 \times 0.45)^2 \times 14.16} = 2.69 \times 10^{-6}$$

$$\mu_u = 0.0000026 < \mu_R = 0.392 \quad \text{Donc section a simple armature}$$

➤ **Section à simple armature**

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0000026)}) = 3.25 \times 10^{-6}$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.9 \times 0.45 \times (1 - 0.4 \times 3.25 \times 10^{-6}) = 0.40 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{2.19 \times 10^{-6}}{0.4 \times 347.82} = 0.00015 \text{ m}^2 = \mathbf{4T12}$$

$$A_{sc} = 0 \quad (\text{on prend min } \mathbf{4T12})$$

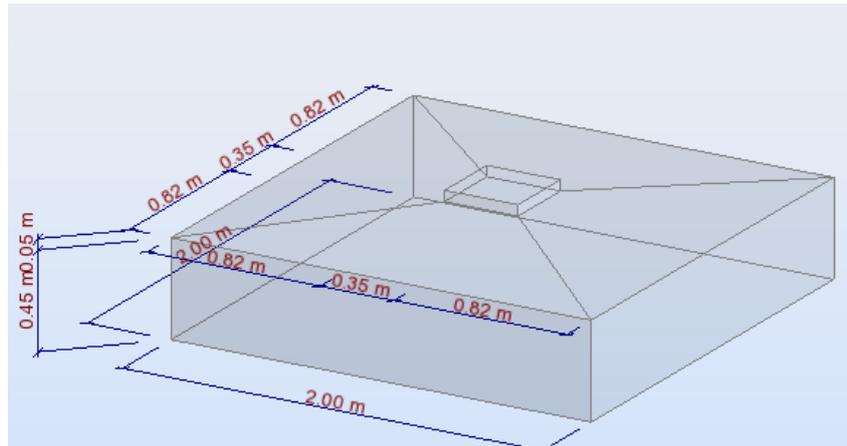


Figure VII.1 Dimensions de la semelle

VII.2.2.3 Le fut

- Calcul du ferrailage :

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0,6\% B = 0,6\%(80 \times 80) = 38,4 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_{st} = 35T12 = 39,58 \text{ cm}^2$.

Avec des cadres $\emptyset 8$.

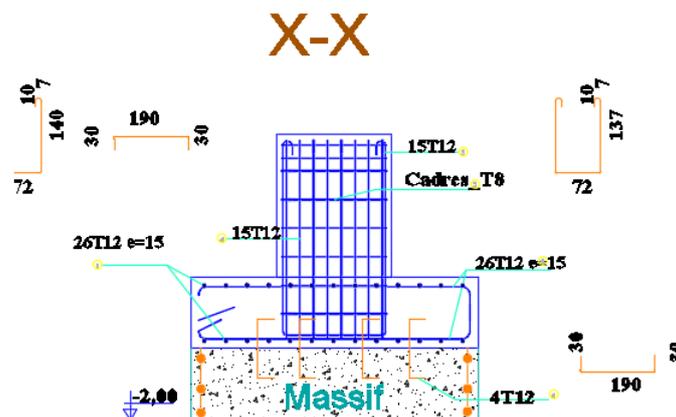


Figure VII.2: Ferrailage de la semelle

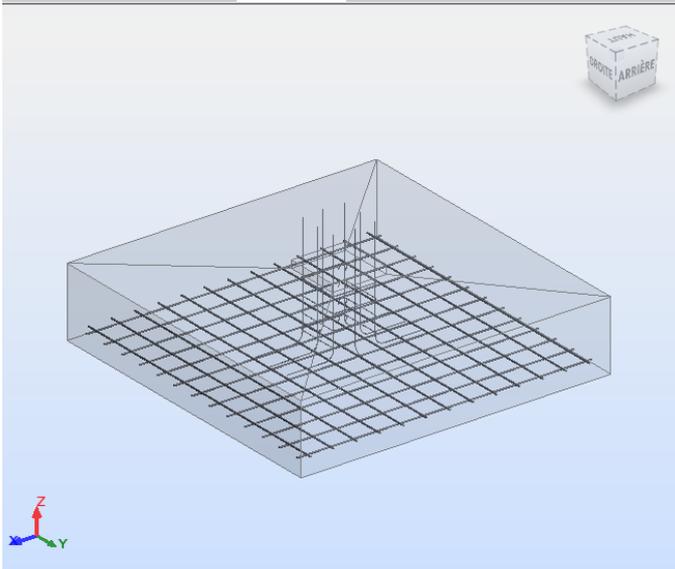


Figure VII.3 Ferrailage de la semelle

CHAPITRE VIII

ETUDE DE BASSIN

CHAPITRE VIII : ETUDE DE BASSIN**VIII.1 Présentation du bassin**

Le bassin est un ouvrage de forme rectangulaire qui est enterré à une profondeur de 2m, et qui a une capacité de 1000m³.

Il est composé d'un radier d'une épaisseur de 40 cm, des voiles d'une épaisseur de 20 cm

Le radier se repose sur une couche de gros béton laquelle est fondée directement sur le sol

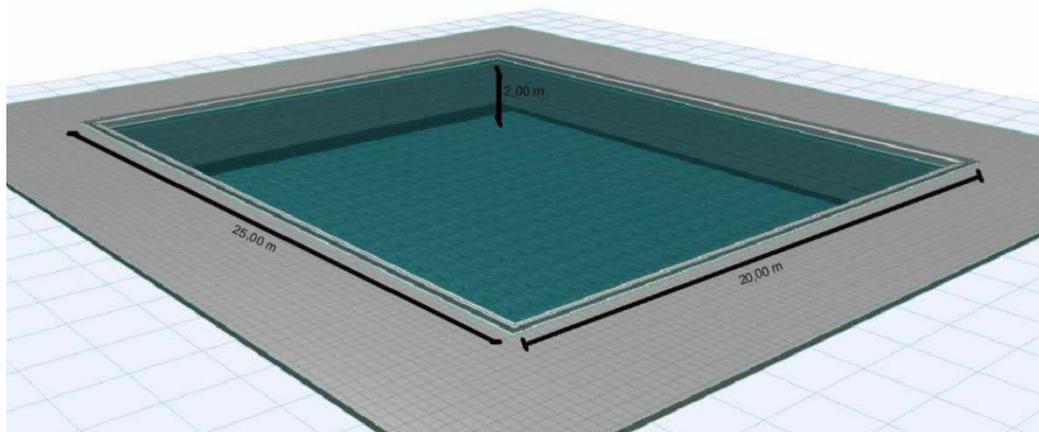


Figure VIII.1 Vue représentative du bassin

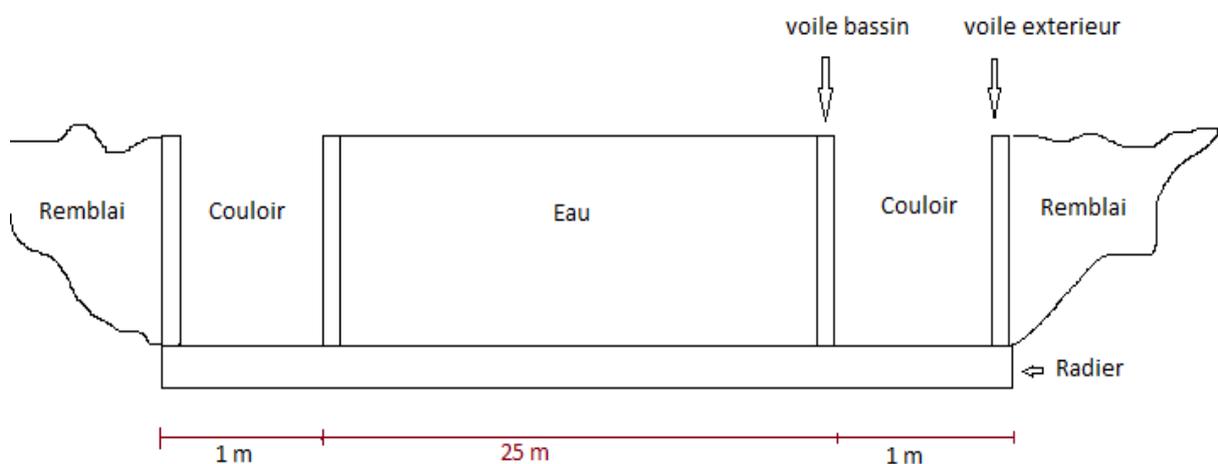


Figure VIII.2 Schéma du bassin

VIII.2 Calcul des poussées

VIII.2.1 Poussées des terres

- Les charges horizontales sont calculées à partir de la théorie de Coulomb-Rankine (homogénéité et isotropie du sol)
- γ_{sol} : Le poids volumique des grains solides (sable)
- $\gamma_{sol} = 16 \text{ KN/m}^3$ (Rapport géotechnique)
- Angle de frottement $\phi = 30^\circ$
- K_a : Coefficient de poussée

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.33$$

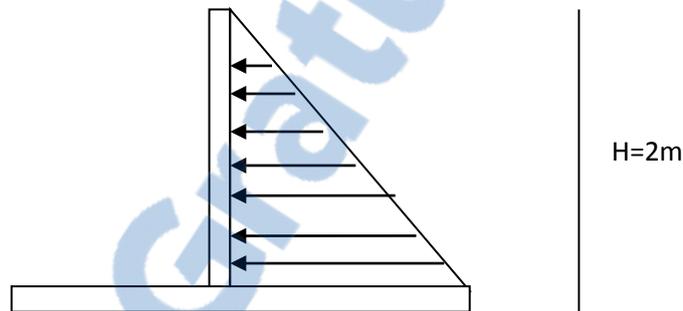


Figure VIII.3 Diagramme des poussées exercées par le remblai

- La poussée des terres $\sigma_p = K_a \times \sigma_h$

Avec : $\sigma_h = \gamma_{sol} \times h$

$$\sigma_p = K_a \times \gamma_{sol} \times h$$

○ $z = 0 \text{ m}$

$$\sigma_p = 0.33 \times 16 \times 2 = 10.56 \text{ KN/m}^2 \text{ (à la base)}$$

○ $z = 2 \text{ m}$

$$\sigma_p = 0.33 \times 16 \times 0 = 0 \text{ KN/m}^2$$

Ces poussées sont affectées sous forme d'une pression triangulaire en utilisant le robot auto desk

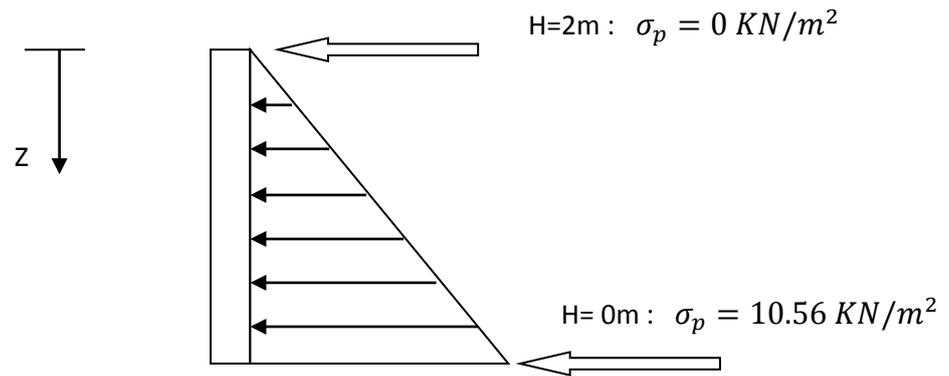


Figure VIII.4 Diagramme des poussées des terres σ_p

VIII.2.3 Poussées hydraulique

- Le bassin étant rempli d'eau a une hauteur de 2m
- γ_w : Le poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$
- Les parois verticales sont soumises à une poussée hydrostatique
- $\sigma_h = \gamma_w \times h$ (La poussée hydrostatique)

○ $Z = 0\text{m}$

$$\sigma_h = 10 \times 0 = 0 \text{ KN/m}^2$$

○ $Z = 2\text{m}$

$$\sigma_h = 10 \times 2 = 20 \text{ KN/m}^2$$

Ces poussées hydrostatiques sont affectées sous forme d'une pression triangulaire en utilisant le robot autodesk

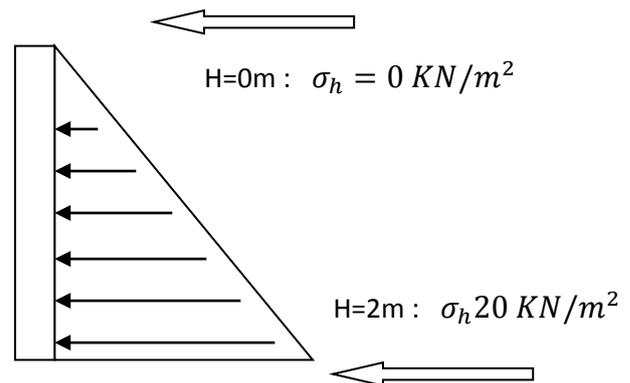


Figure VIII.5 Diagramme des poussées hydrostatique σ_h

VIII.3 Modélisation

La structure est modélisée par un modèle de calcul (coque) liés par des nœuds

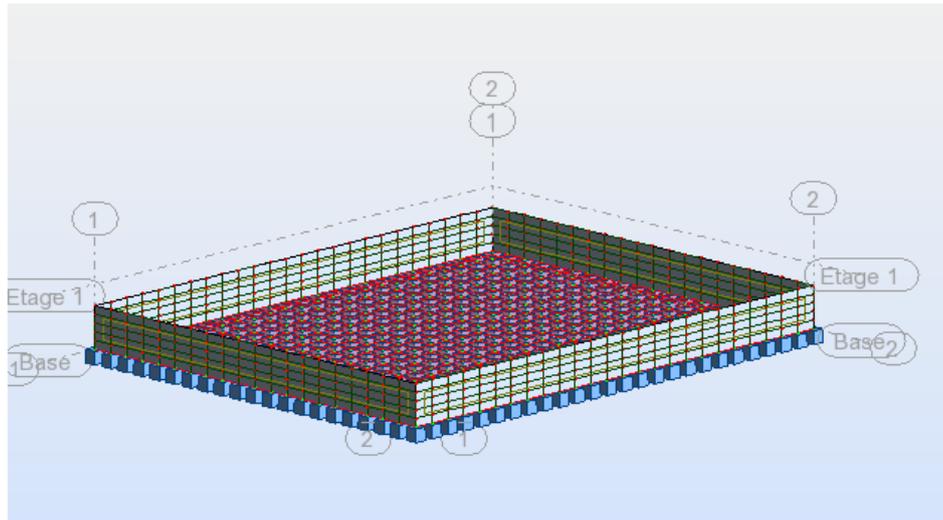


Figure VIII.6 Modélisation avec robot

- Détermination du coefficient de réaction du sol (K) :
Pour $\bar{\sigma}_{adm} = 200 \text{ KN/m}^2$ ce qui donne $K = 40000 \text{ KN/m}^3$
- Calcul du poids de l'eau (p)
 $P = \rho \times h = 1000 \times 2 = 2000 \text{ kg/m}^2$

Combinaison d'action

ELU : $1.35 (G + \text{sol}) + 1.5 (\text{poids de l'eau})$

ELS : $(G + \text{sol}) + (\text{poids de l'eau})$

VIII.4 Dimensionnement des éléments

- Coffrage des voiles :

Après la modélisation du bassin (robot) avec une épaisseur des voiles égale à 0.2m (proposé) on remarque que le déplacement maximal égal a $\delta = 0.00743 \text{ m}$ donc l'épaisseur adoptée est de 0.2 m

- Coffrage radier : le déplacement égale a $\delta = 0.00762 \text{ m}$ donc l'épaisseur adoptée est 0.4m est considérée comme une dalle encastrée
- Vérification de la contrainte :

Avec : $\sigma = \frac{\text{poids totale}}{\text{surface}}$

$\sigma_{adm} \geq \sigma$

99

Poids totale = 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 gale à 10 KN/m³

Poids propre du bassin = la masse volumique × le volume (radier+4voiles)

- Poids propre du bassin = $25 \times [(20 \times 25 \times 0.4) + (2 \times 25 \times 2 \times 0.2) + (2 \times 20 \times 2 \times 0.2)] = 5900 \text{ KN}$
- Le poids de l'eau = la masse volumique × le volume = $10 \times (20 \times 25 \times 2) = 10000 \text{ KN}$
- Le poids totale = $5900 + 10000 = 15900 \text{ KN}$
- $\sigma = \frac{15900}{500} = 31.8 \text{ KN/m}^2$

$\sigma = 31.8 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2$ **Condition vérifiée**

VIII.5 Calcul du ferrailage

A partir du logiciel robot les moments max sont

$M = 12.08 \text{ KN.m}$ selon l'axe x (radier)

$M = 19.62 \text{ KN.m}$ selon l'axe y (voile)

$M = 20.92 \text{ KN.m}$ selon l'axe y (voile pour le remblai)

a) Ferrailage du voile

1) Calcul du moment réduit

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

Avec

- $d = 0.9h = 0.18$
- $f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.47 \text{ MN/m}^2$

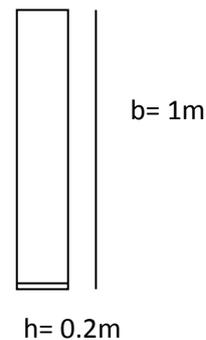
$$\mu_u = \frac{19.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 18.47} = 0.032$$

2) Détermination des armatures

On compare μ_u avec μ_R

$$\mu_R = 0.392 \text{ (FeE40)}$$

$$\mu_R = 0.392 \geq \mu_u = 0.032 \implies \text{Section à simple armature}$$



$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = 0.04$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.04) = 0.177$$

$$A_{st} = \frac{19.62 \times 10^{-3}}{0.177 \times 347.82} = 3.18 \text{ cm}^2$$

Ferrailage adopté est 4T12 avec la section égale à 4.52 cm^2

Les armatures longitudinales et transversales sont en 2 nappes de T12 avec un espacement de 15 cm

b) Ferrailage du voile extérieur

1) Calcul du moment réduit

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

Avec

- $d = 0.9h = 0.18$

- $f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.47 \text{ MN/m}^2$

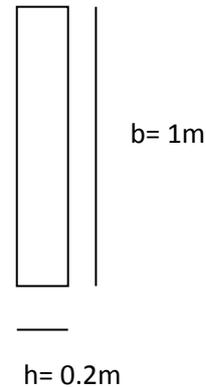
$$\mu_u = \frac{20,92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 18.47} = 0.035$$

2) Détermination des armatures

On compare μ_u avec μ_R

$$\mu_R = 0.392 \text{ (FeE40)}$$

$$\mu_R = 0.392 \geq \mu_u = 0.035 \quad \Longrightarrow \quad \text{Section à simple armature}$$



$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) = 0.044$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.044) = 0.176$$

$$A_{st} = \frac{20,92 \times 10^{-3}}{0.176 \times 347,82} = 3.42 \text{ cm}^2$$

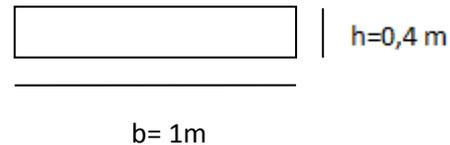
Ferrailage adopté est 4T12 avec la section égale à 4.52 cm^2

Les armatures longitudinales et transversales sont en 2 nappes de T12 avec un espacement de 15 cm

c) Ferrailage du radier

1) Calcul du moment réduit

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



Avec

- $d = 0.9h = 0.36$

- $f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.47 \text{ MN/m}^2$

$$\mu_u = \frac{12.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 18.47} = 0,005$$

2) Détermination des armatures

On compare μ_u avec μ_R

$$\mu_R = 0.392 \text{ (FeE40)}$$

$$\mu_R = 0.392 \geq \mu_u = 0.005 \quad \Longrightarrow \quad \text{Section à simple armature}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) = 0.006$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.006) = 0.179$$

$$A_{st} = \frac{12,08 \times 10^{-3}}{0.179 \times 347,82} = 1,94 \text{ cm}^2$$

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.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Notre projet consiste à dimensionner une piscine-semi olympique en charpente métallique d'une forme rectangulaire simple.

La structure a été dimensionné selon le règlement CCM97, tout en essayant de choisir les profilés adéquat afin que la structure soit la plus légère et la plus stable possible vis-à-vis des sollicitations les plus extrêmes auxquelles elle sera soumise, citons le vent et le séisme dont les effets sont dévastateurs sur une structure.

Pour que ce dimensionnement soit correct, on a tenu à respecter les exigences de sécurité définis par les différents règlements en vigueur.

A chaque obstacle, on a choisi entre plusieurs solutions, celle qui s'adapte le mieux aux problèmes sans perdre de vue notre objectif, à savoir «la sécurité et l'économie».

ANNEXE

Annexe A

Chapitre II évaluation des charges

Charge climatique :

A.1 Neige :

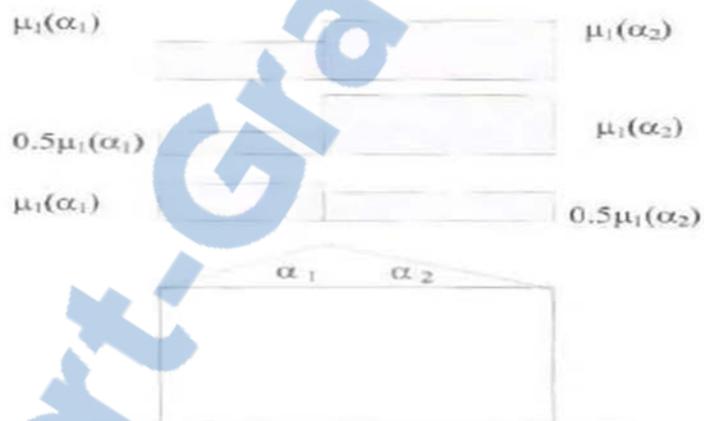


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en $^\circ$)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

A.2- Vent :

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

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

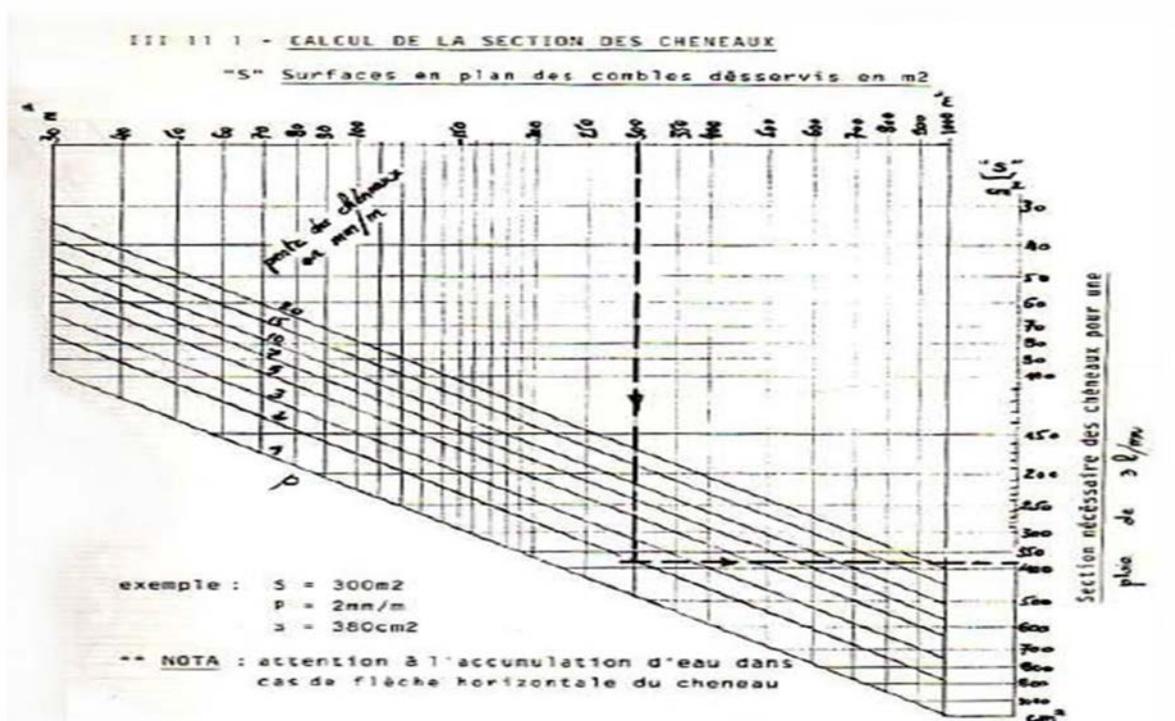
Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,136	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (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

Annexe B

Chapitre III : dimensionnement des éléments secondaire

C.1- calcul de chéneaux



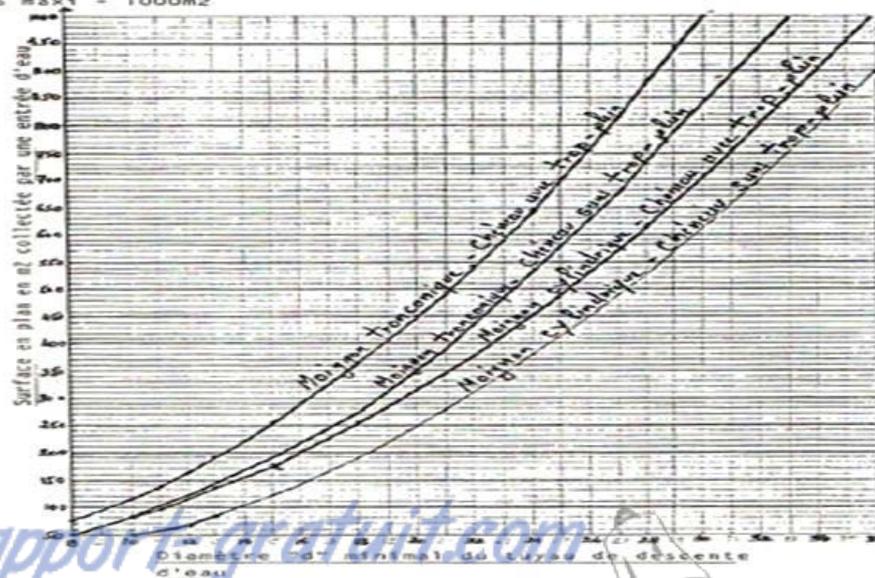
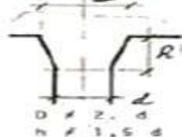
CALCUL DU DIAMÈTRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)
 (d mini = 8cm)
 (s maxi = 1000m²)

toignons cylindrique



toignons tronconique



C.2-le coefficient C_1 et β_{MLT}

Tableau B.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Facteur	Axe de flexion	points maintenus suivant la direction
$\beta_{M,y}$	y-y	z-z
$\beta_{M,z}$	z-z	y-y
$\beta_{M,LT}$	y-y	y-y

Tableau 55.4 : Facteurs de moment uniforme équivalent

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 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

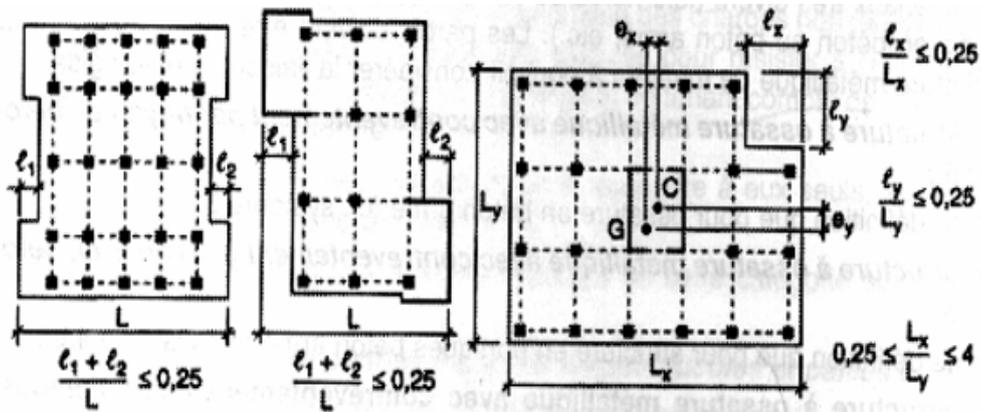
Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

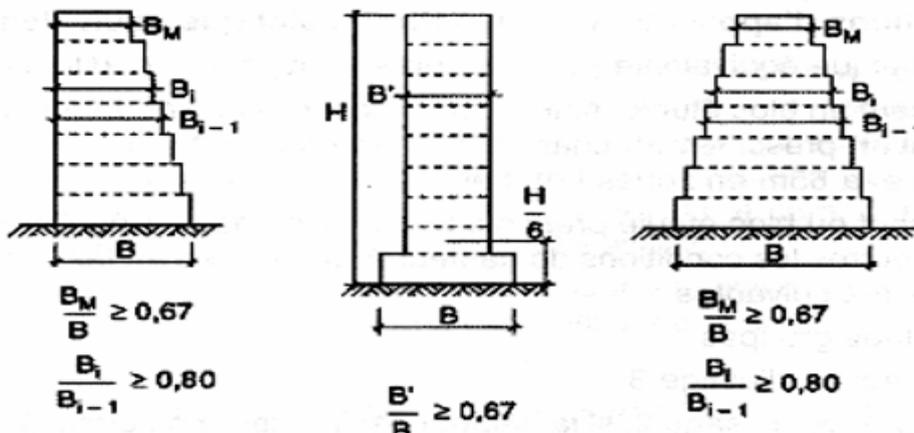
Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie	5
1b	rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie	3,5
3	rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2
B	Acier	
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	Maçonnerie	
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



régularité en plan



régularité en élévation

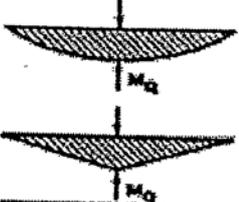
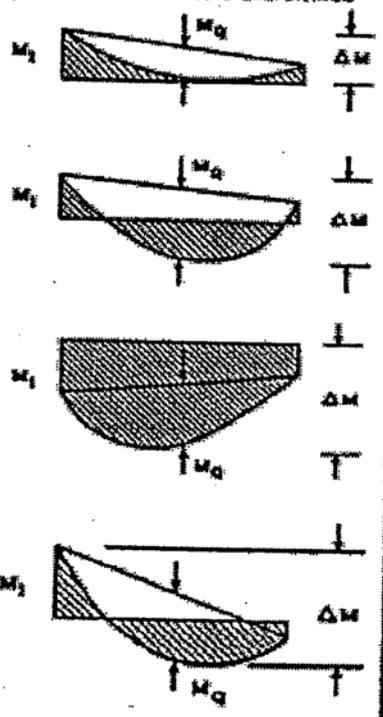
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_0}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_0 = \max M $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Figure 55.4 : Valeurs des facteurs de moment uniforme équivalent

Annexe D

Chapitre VIII étude du bassin

Coefficient de réaction du sol «K» :

Modulo de Reaccion del Suelo					
Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

BIBLIOGRAPHIE

1. **D.T.R [B.C.2.2]** :charges permanente et d'exploitation
2. **R.N.V VERSION 2013** : règlement neige et vent
3. **C.C.M.97 [B.C.2.44]** : règle de conception et de calcul des structures en acier
4. **R.P.A.99 VERSION 2003 [B.C.2.48]** : règles parasismique Algérienne
5. Calcul et dimensionnement (selon l'eurocode 3 et 4) construction métallique et mixte acier-béton sous la direction de **pierre BOURRIER** et **jacques BROZZETTI** « eyrolles DELTA APK
6. Construction métallique - Bases de calculs et exemples numériques adaptés aux nouvelles formes **Manfred-A HIRT**, **Alain NUSSBAUMER**, **Michel CRISINEL**, **Jean-Paul LEBET** « presses polytechniques et universitaires Romande »
7. **C.B.A. 93 D.T.R.[B.C.2.41]** : règles de conception et de calcul des structure en B.A
8. **B.A.E.L.91** : béton armé à l'état limite
9. La fabrication du bâtiment le gros œuvre 1 **Gérard KARSENTY** « eyerolles »
10. **D.T.R. [B.C.2.331]** : règles de calcul des fondations superficielles
11. **OURAGHI .M & DEKHISSIM** (juin, 2013) Etude et dimensionnement d'un marché couvert à Maghnia
12. **BENCHOUK Nadir** (2015) étude et dimensionnement d'une piscine semi-olympique a sidi el Djilali (w-Tlemcen)
13. <http://produits.batiactu.com/hebergement/italpanelli/frances-08fin.pdf>