

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : **BENSOUILAH Akram**

---

---

**Thème :**

**Conception et dimensionnement d'une piscine (superstructure  
métallique et bassin en BA)**

---

---

**Sous la direction du : Pr. BENOUIS ABDELHALIM**

---

**Juin 2024**

---

# *Remerciements*

*Je remercie Dieu avant tout de m'avoir accordé la santé, la volonté, la force, le courage et la capacité de surmonter les moments difficiles et d'atteindre mes objectifs, sans lesquels mon projet n'aurait pas vu le jour.*

*Mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à mon professeur et encadrant, le Pr. Benouis Abdel Halim pour sa présence, ses conseils, ses précieux encouragements, ses explications généreuses, son humanité et sa gentillesse. Je tiens également à exprimer mes sincères remerciements aux membres du jury pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.*

*Je ne laisserai pas passer cette occasion sans remercier tous les professeurs de l'Université du 8 Mai 1945 de Guelma, et particulièrement ceux qui travaillent au Département de Génie Civil et Hydraulique pour leurs aides et leurs conseils précieux.*

*Mes remerciements vont également à tous ceux qui m'ont aidé, à un titre ou un autre, qu'il s'agisse de la fourniture d'informations précieuses, ou des conseils.*

# *Dédicaces*

*C'est avec l'aide d'Allah que j'ai pu réaliser ce mémoire.*

*Je dédie ce modeste travail à mes chers parents qui ont beaucoup sacrifié pour moi, que le bon Dieu vous garde en bonne santé.*

*Je dédie aussi ce travail aux membres de ma famille : mes grands-parents, mes tantes, mes oncles, mes cousines et mes cousins.*

*Aussi à mes chers amis mouman, Amjed, Ala, les deux Aymen, Zino, Seif, islam, Raouf, et les deux Abdou, Wail, Sabri, les deux ilyes, Nasro, fateh, fatehi, Anis et Zaki.*

*A mes amis de l'université Oussama et Akram et aussi Med Salah.*

## **Résumé :**

Le projet consiste à concevoir et à dimensionner la superstructure métallique et le bassin en béton armé d'une piscine.

La superstructure métallique de cette piscine est implantée dans une zone sujette à de la neige et à du vent. Elle est constituée par l'assemblage des poutres à des poteaux par l'intermédiaire de soudures et de boulons. Ces poutres et poteaux constituent l'ossature par portiques reprenant la totalité des charges verticales et des charges horizontales les sollicitant dans la direction de leur plan. Dans l'autre direction, des palées de stabilité reprennent les charges horizontales.

Les pieds de poteaux sont encastrés et leur dimensionnement consiste à prévoir la plaque d'assise et les tiges d'ancrages adéquats pour la bonne transmission des efforts aux fondations. Les charges proviennent des poids propres des éléments constitutifs de la superstructure, des charges d'entretien, des charges climatiques et éventuellement des charges accidentelles dues au séisme.

Le calcul du bassin concerne le calcul des voiles et du radier après l'inventaire des charges. Ce calcul concerne le dimensionnement et le ferrailage de ces éléments.

**Mots clés :** Structure, métallique, portiques, contreventement, assemblages, neige, vent, voiles, radier.

## **Abstract:**

The project consists of designing and sizing the metal superstructure and the reinforced concrete basin of a swimming pool.

The metal superstructure of this swimming pool is located in an area subject to snow and wind. It is made of assembling beams to poles using welds and bolts. These beams and poles constitute the frame by portal frames taking up all the vertical loads and horizontal loads stressing them in the direction of their plane. In the other direction, stability supports take up the horizontal loads.

The bases of the posts are recessed, and their dimensioning consists of providing the base plate and the appropriate anchoring rods for the good transmission of forces to the foundations. The loads come from the own weights of the constituent elements of the superstructure, maintenance loads, climatic loads and possibly accidental loads due to the earthquake.

The calculation of the basin concerns the calculation of the walls and the raft after the inventory of the loads. This calculation concerns the sizing and reinforcement of these elements.

**Keywords:** Structure, metallic, frames, bracing, connections, snow, wind, shear walls, raft foundation.

## ملخص:

يتكون المشروع من تصميم وحجم البنية الفوقية المعدنية والحوض الخرساني المسلح لحمام السباحة.

يقع الهيكل العلوي المعدني لحوض السباحة هذا في منطقة معرضة للتلوج والرياح. وهي مكونة من تجميع العوارض للأعمدة باستخدام اللحامات والمسامير. تشكل هذه العوارض والأعمدة الإطارات التي تستوعب جميع الأحمال الرأسية والأحمال الأفقية التي تؤكد في اتجاه مستواها. في الاتجاه الآخر، تدعم دعائم الثبات الأحمال الأفقية.

قواعد الأعمدة غائرة وأبعادها تتكون من توفير لوحة القاعدة وقضبان التثبيت المناسبة لنقل القوى بشكل جيد إلى الأساسات. تأتي الأحمال من الأوزان الخاصة للعناصر المكونة للبنية الفوقية وأحمال الصيانة والأحمال المناخية وربما الأحمال العرضية بسبب الزلزال.

يتعلق حساب الحوض بحساب الجدران والطوف بعد جرد الأحمال. يتعلق هذا الحساب بحجم هذه العناصر وتعزيزها.

**كلمات مفتاحية:** هيكل، معدني، إطارات، تقويم، توصيلات، تلج، رياح، جدران قصبية، أساسات بلاطية.

## LISTE DES NOTATIONS

G : charge permanente.  
Q : charge d'entretien.  
N : surcharge climatique de la neige.  
 $\mu$  : coefficient de forme de la charge de neige.  
V : surcharge climatique du vent.  
E : module d'élasticité longitudinal.  
G : module de cisaillement.  
 $I_y$  : moment d'inertie par rapport à l'axe y.  
 $I_z$  : moment d'inertie par rapport à l'axe z.  
 $\nu$  : coefficient de poisson.  
 $\rho$  : poids volumique.  
b : largeur du profilé.  
d : hauteur de l'âme.  
h : hauteur du profilé.  
t : épaisseur.  
tw : épaisseur de l'âme de profilé.  
tf : épaisseur de la semelle de profilé.  
A : section du profilé.  
Ct : coefficient de topographie.  
Cr : coefficient de rugosité.  
Ce : coefficient d'exposition.  
Cd : coefficient dynamique.  
 $M_{sd}$  : moment fléchissant max. sollicitant.  
 $M_{Rd}$  : moment résistant.  
 $M_{pl}$  : moment plastique.  
 $M_{pl, Rd}$  : moment plastique résistant.  
 $M_{b, Rd}$  : moment de la résistance au déversement.  
 $V_{sd}$  : effort tranchant max. sollicitant.  
 $V_{pl, Rd}$  : effort tranchant plastique.  
 $V_{el, Rd}$  : effort tranchant élastique.  
 $W_{el}$  : moment de résistance élastique.  
 $W_{pl}$  : moment de résistance plastique.

$f$  : la flèche.

$f_y$  : limite d'élasticité.

$h$  : hauteur d'une pièce.

$L$  : longueur d'une pièce (poutre, poteau).

$L_f$  : longueur de flambement.

$\chi$  : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

$\beta_w$  : facteur de la classe de la section

$\gamma_m$  : coefficient de sécurité.

$\bar{\lambda}$  : élancement.

$\bar{\lambda}_{LT}$  : élancement de déversement.

$\alpha$  : facteur d'imperfection.

$\tau$  : contrainte limite de cisaillement en élasticité.

$\varepsilon$  : coefficient de réduction élastique de l'acier.

$\sigma_s$  : contrainte (fissuration très préjudiciable.)

$\sigma_b$  : contrainte du béton.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

$K_a$  : coefficient de poussé.

$\gamma_{sol}$  : masse volumique du sol.

$C$  : coefficient de cohésion.

$\varphi$  : coefficient de l'angle de frottement interne du sol.

# Sommaire

Introduction .....	1
<b>Chapitre I : Généralités</b>	
I.1. Présentation de l'ouvrage.....	3
I.2. Données concernant le site .....	4
I.3. Règlements techniques utilisés.....	4
I.4. Présentation des matériaux.....	4
A. Acier .....	4
B. Acier pour béton armé.....	5
C. Béton .....	5
I.5. Les éléments structuraux .....	5
5.1. Les poteaux.....	5
5.2. Les poutres .....	5
5.3. Les contreventements .....	5
5.4. Les assemblages .....	5
<b>Chapitre II : Evaluation des charges</b>	
Introduction .....	8
1. Les charges permanentes.....	8
1.1. Toiture métallique : (panneau de couverture monolithique) .....	8
1.2. Bardage.....	8
II.2. Les surcharges d'entretien .....	9
III.3. Les charges climatiques (neige ; vent) .....	9
3.1. Evaluation de la charge de la neige .....	9
3.2 Evaluation de l'action du vent :.....	10
3.2.1. Détermination du coefficient dynamique $C_d$ .....	11
3.2.2. Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}$ .....	11
3.2.3. Coefficient de rugosité .....	11
3.2.4. Coefficient d'exposition .....	11
3.2.5. Pression dynamique .....	12
A. vent perpendiculaire au long-pan (direction $V_A$ ) .....	12
1 Coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ .....	12
a) Parois verticales.....	12
b) Toiture.....	13
2 Coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ .....	14
3 Calcul des pressions .....	14
a) parois verticales .....	14
b) Toiture.....	15
B. vent perpendiculaire au pignon : Direction $V_B$ .....	16
1. Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$ .....	16
a) Parois verticales.....	16
b) Toiture.....	17
2 Coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ .....	18
3 calculs des pressions .....	18
a) parois verticales .....	18
3.2.6 Détermination du coefficient dynamique $C_d$ .....	19
3.2.7 Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}$ .....	20
3.2.8 Coefficient de rugosité .....	20
3.2.9 Coefficient d'exposition .....	20
3.2.10 Valeur de la pression dynamique .....	20



<b>A. vent perpendiculaire au long-Pan (Direction <math>V_A</math>)</b> .....	<b>20</b>
1) coefficients de pression extérieure $C_{PE}$ .....	20
a) parois verticales : .....	20
b) Toiture .....	21
2) coefficient de pression intérieure $C_{PI}$ .....	22
3) calcul des pressions.....	22
a) parois verticales .....	22
b) Toiture .....	23
<b>B) Vent perpendiculaire au Pignon : (Direction <math>V_B</math>)</b> .....	<b>24</b>
1) Coefficient de pression extérieur $C_{PE}$ .....	24
a) Parois verticales .....	24
b) Toiture .....	25
2) Coefficient de pression intérieure $C_{PI}$ .....	25
3) calcul des pressions .....	26
a) parois verticales .....	26
b) Toiture : .....	27
<b>II.5 Conclusion</b> .....	<b>28</b>

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

<b>1 Panne de la toiture</b> .....	<b>30</b>
<b>2. Détermination des sollicitations</b> : .....	<b>30</b>
2.1. Evaluation des charges et surcharges .....	30
<b>3. Panne de la toiture du bloc 1 : (on suppose un IPE120)</b> .....	<b>31</b>
3.1. Charges et surcharges par mètre linéaire revenant à la panne intermédiaire : ....	31
3.2. Combinaison des charges .....	32
3.3. Détermination des moments max. ....	32
3.4. Vérification à la sécurité .....	33
3.4.1. Vérification à l'état limite ultime .....	33
3.4.2 Vérification à l'état limite de service .....	34
3.5 Vérification à la sécurité .....	35
3.5.1 Vérification à l'état limite ultime.....	35
4.1. Charges et surcharges par mètre linéaire revenant à la panne intermédiaire .....	38
4.2. Combinaison d'actions les plus défavorables : .....	39
4.3. Détermination des moments max.....	39
4.4. Vérification à la sécurité .....	39
4.4.1. Vérification à l'état limite ultime .....	39
4.4.2. Vérification à l'état limite de service .....	40
<b>5. Conclusion</b> .....	<b>40</b>
<b>2 Lisses de bardage</b> .....	<b>41</b>
<b>2. Lisses de bardage du bloc 1</b> .....	<b>41</b>
2.1. Long-pan (on suppose un UAP 130) .....	41
2.1.1. Evaluation des charges et surcharges .....	42
2.1.2. Combinaisons des charges.....	42
2.1.3. Principe de dimensionnement .....	42
2.2. Pignon (on suppose un UAP 220) .....	46
<b>TYPE 1</b> .....	<b>46</b>
2.2.1. Evaluation des charges et surcharges .....	46
2.2.2. Combinaisons des charges.....	47
2.2.3. Principe de dimensionnement .....	47
<b>TYPE 2 (on suppose un UAP 220)</b> .....	<b>51</b>
2.3. Principe de dimensionnement : .....	51

3. Lisses de bardage du bloc 2 .....	53
3.1. Evaluation des charges et surcharges .....	54
3.2. Principe de dimensionnement.....	54
3.2.1. Condition de résistance.....	54
4.1. Evaluation des charges et surcharges : .....	56
4.2. Principe de dimensionnement .....	57
4.2.1. Condition de résistances.....	57
7. Conclusion : .....	59
III.3. Calcul des potelets .....	59
1. Introduction :.....	59
2 Détermination des sollicitations .....	59
3. Evaluation des charges et surcharges.....	59
4. Potelets (pignon du bloc 1).....	60
4.1. Principe de dimensionnement.....	60

#### Chapitre IV : Calcul des portiques

1. Introduction .....	64
1.1 Modèle de calcul.....	64
1.2 Normes de conception .....	64
1.3 Chargements .....	64
2. Modélisation de la structure.....	65
2.1 Définition de la structure .....	65
2.2. Sections des différents éléments .....	65
2.3. Les chargements .....	68
2.4. Les combinaisons .....	69
3. Résultats du calcul.....	70
4. Dimensionnement des éléments résistants .....	71
4.2. La vérification sous ROBOT .....	72
4.3. Dimensionnement proposé par ROBOT .....	73
5. Calcul et vérification des poteaux .....	75
5.1. poteaux IPE 450 .....	75
5.2 poteaux IPE300 .....	75
6. Calcul et vérification des poutres.....	76
6.1. Poutres maitresses .....	76
6.1.1. Bloc 1 .....	76
6.1.2. Bloc 2 .....	76
6.2. Poutres secondaires .....	77
6.2.1 Bloc1 .....	77
6.2.2 Bloc2 .....	77
6.3. Poutres sablières .....	78
6.4. Poutres traverses.....	78
7. Calcul et vérification des contreventements .....	79
7.1 Contreventements horizontaux .....	79
7.2. Contreventements verticaux .....	79
8. Conclusion.....	80

#### Chapitre V : Etude des assemblages

1 Introduction :.....	82
2. Rôle et fonctionnement des assemblages.....	82
2.1 Rôle .....	82
2.2 Fonctionnement .....	83
3. Calcul des assemblages soudés et boulonnés .....	84

3.1. Liaison poteau-traverse (IPE450-HEA340) .....	84
3.2 Assemblage traverse-traverse.....	87
3.3 Assemblages des contreventement horizontaux .....	90
4. Calcul des pieds de poteaux encastrés .....	95
4.1 Introduction .....	95
4.2 Calcul du pied de poteau (IPE 300) .....	95
4.3 Calcul de pied de poteau (IPE450) .....	99
<b>Chapitre VI : Calcul des fondations</b>	
VI.1. Introduction .....	105
VI.1.1. Les différents types de fondation .....	105
VI.1.2. Le choix du type de fondation .....	105
VI.2. Dimensionnement des semelles .....	105
VI.2.1. Fondation type 1 : sous poteau IPE 450 (Bloc 1) .....	105
A. Vérification de la contrainte réelle dans le sol .....	106
B. Calcul des armatures.....	106
C. Schéma de ferrailage.....	109
VI.2.2. Fondation type 2 : sous poteau IPE 300 (Bloc 2) .....	110
VI.2.3. Fondation type 3 : sous poteau IPE 330 (potelée).....	114
VI.3. Calcul de longrines.....	117
<b>Chapitre VII : Dimensionnement et ferrailage du bassin</b>	
1. Présentation .....	119
2. Données du calcul.....	119
2.1 Caractéristiques du sol.....	119
2.2 Caractéristiques du béton et d'acier .....	119
3. Inventaire des charges .....	119
4. Calcul des voiles de la piscine.....	120
4.1. Les différentes charges .....	120
4.2. Moments maximaux .....	122
4.3. Ferrailages des voiles.....	123
5. Calcul du radier.....	125
5.1 Vérification de la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement du séisme .....	125
5.2 vérification de la contrainte .....	126
5.3. Calcul du ferrailage.....	127
5.4 Vérification à l'effort tranchant.....	131
Conclusion.....	139
Références Bibliographiques.....	141

## Liste Des Tableaux

Tableau II.1. Charges permanentes de la toiture.....	8
Tableau II.2. Charges permanentes du bardage.....	8
Tableau II.3. Pressions sur les parois verticales – Direction VP du vent.....	14
Tableau II.4. Pressions sur la toiture – Direction VA du vent.....	15
Tableau II.5. Pressions sur les parois verticales – Direction VB du vent.....	18
Tableau II.6. Pression sur la toiture – Direction VB du vent.....	19
Tableau II.7. Pressions sur les parois verticales – Direction VA du vent.....	22
Tableau II.8. Pressions sur les parois verticales – Direction VA du vent.....	22
Tableau II.9. Pressions sur la toiture – Direction VA du vent.....	23
Tableau II.10. Pression sur la toiture – Direction VA du vent.....	23
Tableau II.11. Pression sur les parois verticales – Direction VB du vent (CPI = - 0,5).....	26
Tableau II.12. Pressions sur les parois verticales – Direction VB du vent (CPI = 0,8).....	26
Tableau II.13. Pressions sur la toiture – Direction VB du vent (CPI = -0,5).....	27
Tableau II.14. Pressions sur la toiture – Direction VB du vent (CPI = 0,8).....	27
Tableau III.1. Caractéristiques du profilé IPE 120.....	31
Tableau III.2. Coefficients de flambement.....	37
Tableau III.3. Caractéristiques du profilé IPE 160.....	37
Tableau III.4. Caractéristiques du profilé UAP 130.....	41
Tableau III.5. Caractéristiques du profilé UAP 220.....	46
Tableau III.6 : caractéristiques du profilé UAP 200.....	55
Tableau III.7. Profilés des lisses de bardage.....	59
Tableau III.8. Caractéristiques du profilé IPE 300.....	60
Tableau IV.1. Les différents types de section.....	67
Tableau IV.2. Les différents types de chargement.....	68
Tableau IV.3. Les différentes combinaisons de calcul.....	69
Tableau IV.4. Efforts extrêmes globaux.....	70
Tableau IV.5. Les différentes familles envisagées.....	71
Tableau IV.6. Résultats de vérification des profilées.....	72
Tableau IV.7. Résultats de dimensionnement des familles sous ROBOT.....	74
Tableau IV.8. Les différentes familles adoptées.....	80
Tableau V.1. Classes des boulons.....	83
Tableau VI.1. Valeurs des efforts extrêmes dans les poteaux .....	105
Tableau VI.2. Valeurs des efforts extrêmes dans les poteaux .....	110
Tableau VI.3. Valeurs des efforts extrêmes dans les poteaux .....	114
Tableau VII.1. Charges sur les parois aux différents états.....	122

<b>Tableau VII.2. Moments sur les parois aux différents états.....</b>	<b>123</b>
<b>Tableau VII.3. Moments maximaux dans le bassin vide et plein.....</b>	<b>123</b>
<b>Tableau VII.4. Efforts normaux sur le radier .....</b>	<b>126</b>
<b>Tableau VII.5. Moments maximaux selon les deux sens.....</b>	<b>128</b>

## Liste Des Figures

Figure I.1. Vue en 3D de la superstructure modélisée.....	4
Figure II.1. Panneau de couverture monolithique (ep. 80) .....	8
Figure II.2. Les directions du vent.....	10
Figure II.3. Vue en élévation de la paroi dans le cas $d > e$ .....	12
Figure II.4. Valeurs des coefficients $C_{pe}$ pour les parois verticales – Direction $V_A$ du vent.....	13
Figure II.5. Valeurs des coefficients $C_{pe}$ pour la toiture – Direction $V_A$ du vent.....	14
Figure II. 6. Répartition des pressions sur les parois verticales – Direction du vent $V_A$ .....	15
Figure II.7. Répartition des pressions sur la toiture – Direction $V_A$ du vent.....	15
Figure II.8. Valeurs de $C_{PE}$ sur les parois verticales – Direction du vent $V_B$ .....	16
Figure II.9. Valeurs de $C_{PE}$ pour la toiture – Direction du vent $V_B$ .....	17
Figure II.10. Répartition des pressions sur les parois verticales – Direction $V_B$ du vent.....	18
Figure II.11. Répartition des pressions sur la toiture – Direction $V_B$ .....	19
Figure II.12. Valeurs de $C_{PE}$ sur les parois verticales – Directions du vent $V_A$ .....	21
Figure II.13. Valeurs de $C_{PE}$ pour la toiture – Direction du vent $V_A$ .....	21
Figure II.14. Répartition des pressions sur les parois verticales – Direction du vent $V_A$ .....	23
Figure II.15. Répartition des pressions sur la toiture – Direction du vent $V_A$ .....	24
Figure II.16. Valeurs de $C_{PE}$ pour les parois verticales – Direction $V_B$ du vent .....	25
Figure II.17. Valeurs de $C_{PE}$ pour la toiture – Direction $V_B$ du vent. ....	25
Figure II.18. Répartition des pressions sur les parois verticales – Direction $V_B$ du vent .....	27
Figure II.19. Répartition des pressions sur la toiture direction $V_B$ du vent. ....	28
Figure III.1 : Disposition des pannes (toiture du bloc 1) .....	31
Figure III.2. Coefficients de flambement .....	37
Figure III.3. Disposition des pannes (toiture du bloc 2) .....	38
Figure III.4. Disposition des lisses au long pan bloc 1 .....	41
Figure III.5. Disposition des pannes du pignon bloc 1 (type 1) .....	46
Figure III.5. Disposition des pannes au pignon bloc 1 (type 2) .....	51
Figure III.6 : Disposition des lisses au long pan bloc 2 .....	53
Figure III.7 : Disposition des pannes au pignon bloc 2 .....	56
Figure III.8 : Disposition des potelets (pignon de bloc 1) .....	60
Figure IV.1. Vue en 3D de la structure modélisée .....	65
Figure V.1. Vue en 3D de l'assemblage poteau-traverse .....	84
Figure V.2. Vue en 3D de l'assemblage (traverse-traverse) .....	87
Figure V.3. Schéma d'assemblage (poutre -poutre) .....	89
Figure V.4. Vue en 3D des assemblages des contreventements horizontaux .....	91
Figure V.5. Schéma des assemblages des contreventements horizontaux .....	93

Figure V.6. Vue en 3D des assemblages des pieds de poteau .....	95
Figure V.7. Schéma d'assemblage du pied de poteau .....	97
Figure V.8. Vue en 3D des assemblages des de pieds de poteau IPE 450 .....	99
Figure VI.1. Coupe A-A de la semelle type1... ..	109
Figure VI.2. Coupe B-B de la semelle type 1 .....	109
Figure VI.3. Vue en plan de la semelle type 1 .....	109
Figure VI.4. Coupe A-A de la semelle type 2 .....	113
Figure VI.5. Coupe B-B de la semelle type 2 .....	113
Figure VI.6. Vue en plan de la semelle type 2 .....	113
Figure VI.7. Coupe A-A de la semelle type 3 .....	116
Figure VI.8. Coupe B-B de la semelle type 3 .....	116
Figure VI.9. Vue en plan de la semelle type 3 .....	116
Figure VI.10. Schéma du ferrailage des longrines .....	117
Figure VII.1. Schéma de la piscine .....	119
Figure VII.2. Schéma de la méthode de Rankine .....	120
Figure VII. 3. Schéma d'une poussée des terres sur la paroi d'une piscine .....	121
Figure V.II 4. Schéma de la pression hydrostatique sur la paroi d'une piscine .....	121
Figure VII. 5. Schéma de console encastrée en la base .....	122
Figure VII.6. Schéma de ferrailage des voiles .....	125
Figure VII.7. Schéma de ferrailage du radier .....	131

## Introduction

Le domaine de construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire plusieurs rénovations non seulement dans les procédés de conception et de réalisation, mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés dans les structures ; selon les besoins et les capacités. Actuellement en Algérie l'utilisation de la charpente métallique est limitée au domaine industriel, les autres domaines utilisent souvent le béton, bien que les structures en acier présentent de nombreux avantages tel que :

- Transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont facilement réalisables.
- Possibilités architecturales plus étendues.
- Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et rapidité du montage sur chantier.
- Légèreté des éléments du bâtiment qui peuvent donc être transportés aisément voire même exportés.
- La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.
- Grâce à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.

Dans notre projet de fin d'études consiste à réaliser, la conception et le dimensionnement d'une piscine semi-olympique en béton armé avec une superstructure en charpente métallique. Ce projet comporte différents corps d'état ce qui offre l'occasion de traiter plusieurs thématiques relevant du domaine du génie civil (béton armé, charpente métallique, ...). L'acier est utilisé non seulement pour les éléments de structure mais également pour le revêtement (toiture et façades). Les différents éléments de l'ouvrage sont décrits (pannes, lisses, potelets, traverses, poteaux, contreventements, assemblages, fondations et bassin de la piscine).





# **Chapitre I :**

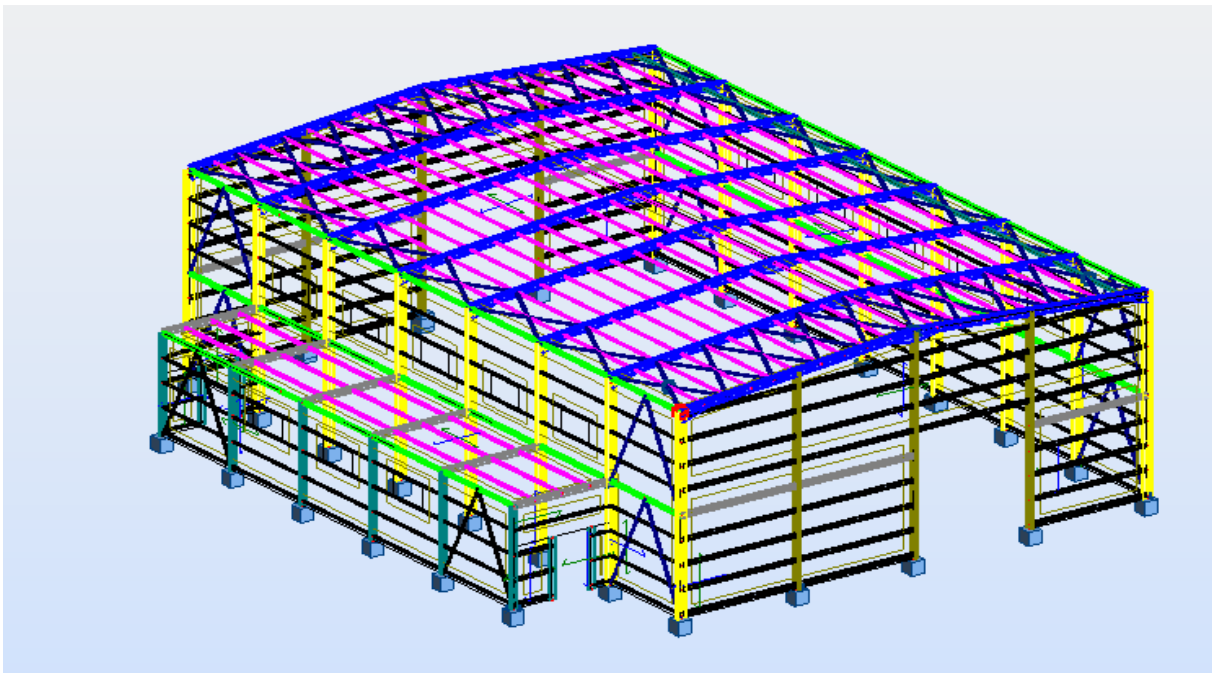
## **Généralités**

### I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet de notre fin d'étude consiste à concevoir et dimensionner une piscine (superstructure métallique et bassin en BA). Cette superstructure est réalisée en charpente métallique, elle s'étale sur une surface de 965 m<sup>2</sup> et elle est composée de 2 blocs de différentes :

- **Le bloc 1** : hall de piscine qui occupe une surface de 840m<sup>2</sup> avec une longueur de 35m, une largeur de 24m et une hauteur de 11 m.
- **Le bloc 2** : est constitué des vestiaires et d'une salle de réception. Ce bloc occupe une surface totale de 125 m<sup>2</sup> avec une longueur de 25m, une largeur de 5 m et une hauteur de 5 m.

La structure est composée de portiques en acier laminé rigidement assemblés. Ces portiques sont destinés à supporter les charges verticales et à assurer la stabilité verticale dans la direction du long pan. La stabilité dans la direction du pignon est assurée par un système de palées de stabilité en des cornières croisées. La couverture, supportée par des pannes, est réalisée en panneaux de couverture monolithique est stabilisée par un système de poutre au vent. Le bardage de façade est solidarisé aux poteaux par l'intermédiaire de lisses.



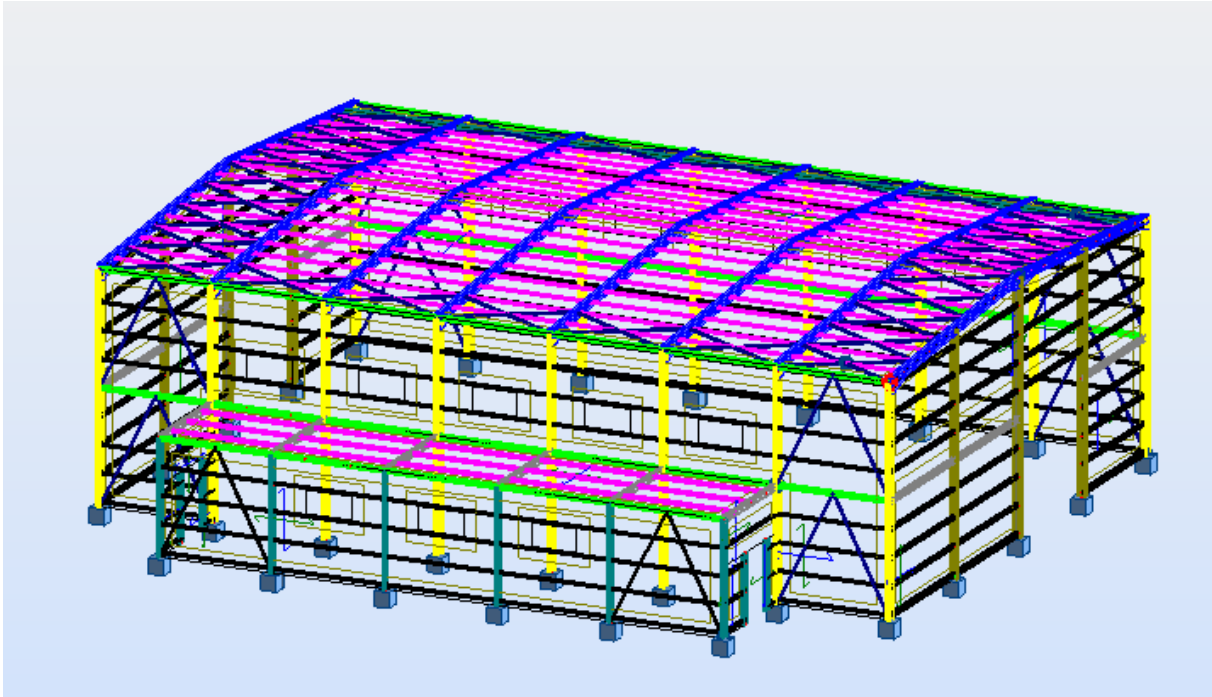


Figure I.1. Vue en 3D de la superstructure modélisée

## I.2. Données concernant le site

*Neige* : Zone A      altitude H : 256 m      Guelma

*Vent* : Zone I      altitude H : 256 m

Catégorie du terrain : Zone urbaine

Site : Plat      Guelma

## I.3. Règlements techniques utilisés

Un ensemble de documents a été utilisé dans l'étude de notre projet :

EUROCODE 3 : règlement de calcul des constructions et des assemblages en acier.

D.T. R C 2.2 : document technique règlement (charges permanentes et d'exploitation.).

RNV99 : règles algériennes définissant les effets de la neige et du vent.

## I.4. Présentation des matériaux

### A. Acier

Notre structure a été construite à l'aide d'aciers de construction laminés à chaud et dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Le module de Young :  $E = 210\,000 \text{ daN/mm}^2$
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0.3$ .

- Module d'élasticité transversale :  $G = 8400 \text{ daN/mm}^2$
- Poids volumique :  $\rho = 7850 \text{ daN/m}^3$

### **B. Acier pour béton armé**

- Pour le ferrailage des fondations, on a utilisé des barres d'acier HA de nuance FeE500

### **C. Béton**

L'utilisation du béton dans notre structure est pour la réalisation des fondations. Ce béton a les caractéristiques suivantes :

- résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,4 \text{ MPa}$
- masse volumique :  $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$

## **I.5. Les éléments structuraux**

### **5.1. Les poteaux**

En général, les poteaux ont une section pleine en forme de I ou de H. Ces pièces de construction transfèrent les charges verticales des planchers vers les fondations.

### **5.2. Les poutres**

Les poutres ont aussi une section pleine en forme de I. Leur fonction consiste transférer les charges verticales aux poteaux. Elles constituent avec les poteaux le système de contreventement dans la direction du long-pan.

### **5.3. Les contreventements**

Le système de contreventement varie d'une direction à l'autre (portiques et palées de stabilité). Grâce à ces systèmes, la structure sera stabilisée face aux efforts horizontaux et verticaux.

### **5.4. Les assemblages**

Les assemblages portent sur les éléments essentiels ainsi que sur les éléments de support et de stabilité. Dans cette situation, leur rôle est crucial pour assurer la résistance et la stabilité de la structure. Ils concernent :

- Les assemblages poutre – poutre,
- Les assemblages poutre-poteau,
- Les assemblages des pieds de poteaux,
- Et les assemblages des contreventements.

Les assemblages se présentent sous une forme permanente (soudures) ou une autre démontable (boulons).



## **Chapitre II :**

# **Evaluation des charges**

## Introduction

Les charges sont constituées de différents types (permanentes, variables et accidentelles), pour les charges permanentes, on prend en considération dans ce type de charge le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage fini. Il s'agit du poids de la structure et tous les autres éléments fixes du bâtiment.

Les charges climatiques, ces dernières qui constituent les effets évalués selon le D.T.R.C 2-4.7 intitulé « Règlement Neige et Vent», comme toute structure légère, on néglige l'effet du séisme au profil des actions du vent.

### 1. Les charges permanentes

#### 1.1. Toiture métallique : (panneau de couverture monolithique)

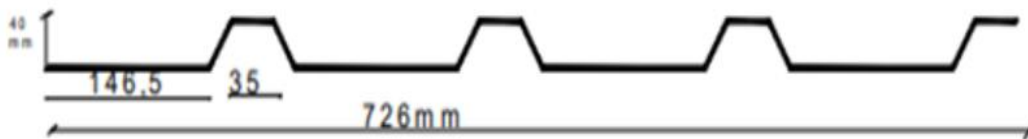


Figure II.1. Panneau de couverture monolithique (ep. 80)

Type	Charge permanentes (Kg/m <sup>2</sup> )
Panneau de couverture (ep/80)	11,65

Tableau II.1. Charges permanentes de la toiture

#### 1.2. Bardage

Type	Charge permanentes (Kg/m <sup>2</sup> )
Panneau de bardage	10,40

Tableau II.2. Charges permanentes du bardage.

### II.2. Les surcharges d'entretien

Dans le cas des toitures inaccessibles, on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 Kg chacune situées 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

Par raison de simplicité, on estime comme charge d'entretien une charge globale de 75 Kg/m<sup>2</sup> répartie sur toute la surface de la couverture.

### III.3. Les charges climatiques (neige ; vent)

#### 3.1. Evaluation de la charge de la neige

Le règlement RNVA. s'applique à l'ensemble des constructions d'Algérie se situent à une altitude inférieure à 2000 mètres.

L'ouvrage de notre projet est situé à une altitude de 256m (ville de Guelma). La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontale et projection deux versants de toiture soumise à l'accumulation de la neige est :

Avec :  $S = \mu \times S_K$

**S<sub>K</sub>** : valeur caractéristique de la neige (en KN/m<sup>2</sup>) donnée en fonction de l'altitude de la zone de neige.

**μ** : coefficient de forme en fonction de la forme de la toiture.

$$\text{Zone A : } S_K = \frac{0,07 \times H + 15}{100} = \frac{0,07 \times 256 + 15}{100} = 0,329 \text{ KN/m}^2$$

**H** = 256 m : l'altitude du site par rapport au niveau de la mer.

Pour la toiture à deux versants (Bloc 1)

$$\alpha = \text{tang}^{-1} (1/12) = 4,76^\circ$$

Selon R.N.V99, on a  $0 < \alpha < 30$  donc :  $U_2 = U_1 = 0,8$

Soit alors :  $S_2 = S_1 = 0,8 \times 0,329 = 0,2632 \text{ KN/m}^2$



Pour la toiture horizontale (Bloc 2)

$\alpha = 0^\circ$  on aura  $\mu_1 = 1$

Soit alors :  $S_3 = 1 \times 0,329 = 0,329 \text{ KN/m}^2$

### 3.2 Evaluation de l'action du vent :

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce dans toutes directions possibles.

Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent R.N.V99

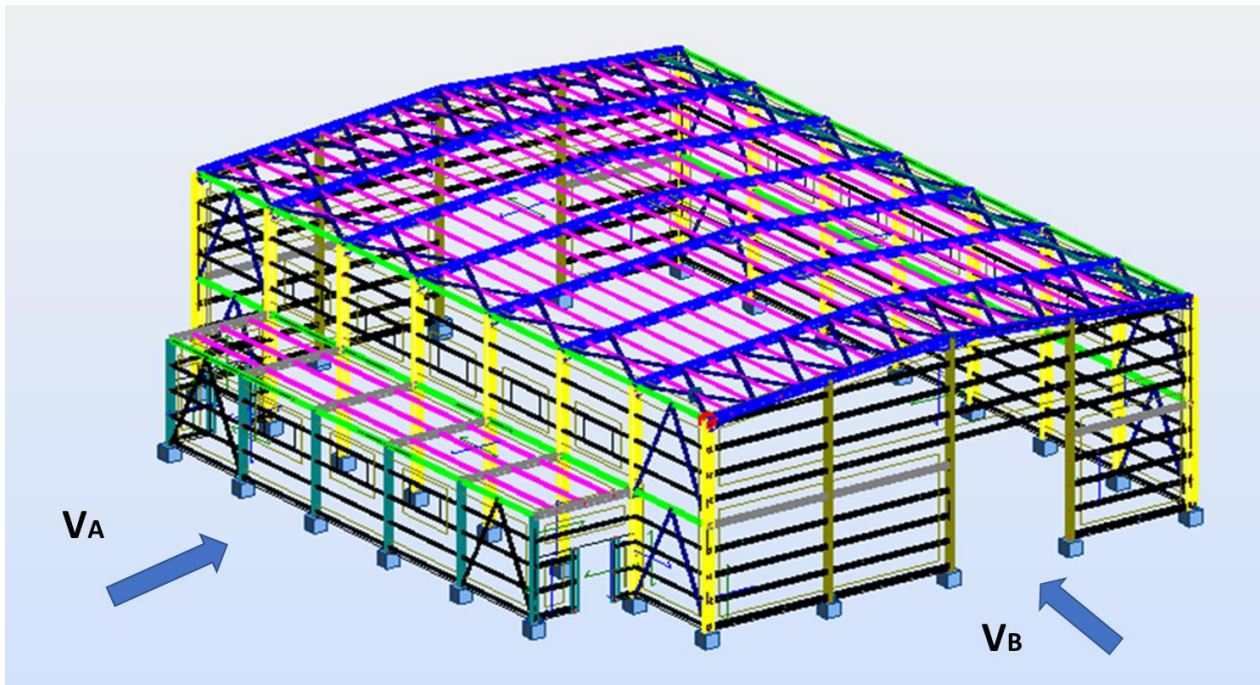


Figure II.2. Les directions du vent ( $V_A$  et  $V_B$ )

Données relatives au site :

Site plat :  $C_t(Z) = 1$

Zone I :  $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$

Terrain de catégorie III :  $K_t = 0,22$  ;  $Z_0 = 0,3\text{m}$  ;  $Z_{min} = 8\text{m}$

**Bloc 1 : A = 35m : B = 24m ; H = 11m**

**3.2.1. Détermination du coefficient dynamique  $C_d$**

La valeur de  $C_d$  est déterminée pour chaque direction du vent :

Vent perpendiculaire au long-pan (sens  $V_x$  du vent)

On a : B = 35m et H = 11m soit  $C_d = 0,93$

Vent perpendiculaire au pignon (sens  $V_y$  du vent)

On a : H = 11m, B = 24m soit  $C_d = 0,93$

**3.2.2. Détermination de la pression dynamique  $q_{dyn}$**

Les parois verticales ont une hauteur  $\leq 10m$ . Il n'y a donc pas lieu de subdiviser la maître couple ( $C_f$ , chapitre 2 § 3.1.1). on calculera donc la pression dynamique à  $Z= 11m$  pour la toiture ( $C_f$ , chapitre 2 § 3.2) et à  $Z = 5m$  pour les parois verticales (c'est-à-dire à mi-hauteur,  $C_f$ , chapitre 2 § 3.2).

**3.2.3. Coefficient de rugosité**

$$Cr(11) = Kt \times \ln \left( \frac{Z_j}{z_0} \right) = 0,22 \times \ln \frac{11}{0,3} = 0,80 \text{ (toiture) ; } Z_j > Z_{min}$$

$$Cr(5) = Kt \times \ln \left( \frac{Z_{min}}{z_0} \right) = 0,22 \times \ln \frac{8}{0,3} = 0,72 \text{ (parois verticales) ; } Z_j < Z_{min}$$

**3.2.4. Coefficient d'exposition**

La structure est considérée comme plu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent. Le coefficient d'exposition est donné ci-dessous :

$$C_e (Z_j) = Ct^2 \times Cr^2 \times \left[ \frac{1+7 \times Kt}{Ct \times Cr} \right]$$

$$C_e (11) = 1^2 \times 0,80^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times 0,22}{0,8} \right] = 1,9 \text{ (toiture)}$$

$$C_e (Z_j) = 1^2 \times 0,72^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times 0,22}{0,8} \right] = 1,63 \text{ (parois verticales)}$$

### 3.2.5. Pression dynamique

La pression dynamique est :

$$q_{\text{dyn}} (11) = q_{\text{réf}} \times C_e = 375 \times 1,9 = 712,5 \text{ N/m}^2 \text{ (toiture)}$$

$$q_{\text{dyn}} (5) = q_{\text{réf}} \times C_e = 375 \times 1,63 = 612 \text{ N/m}^2 \text{ (parois verticales)}$$

#### A. vent perpendiculaire au long-pan (direction $V_A$ )

##### 1 Coefficients de pression extérieure $C_{pe}$

###### a) Parois verticales

Pour cette direction du vent ( $V_A$ ) on a :

$$B = 35\text{m} ; d = 24\text{m} ; h = 10\text{m} ; O = 0^\circ$$

$$e = \min [B ; 2H] = \min [35 ; 20] = 20\text{m} \Rightarrow d > e.$$

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

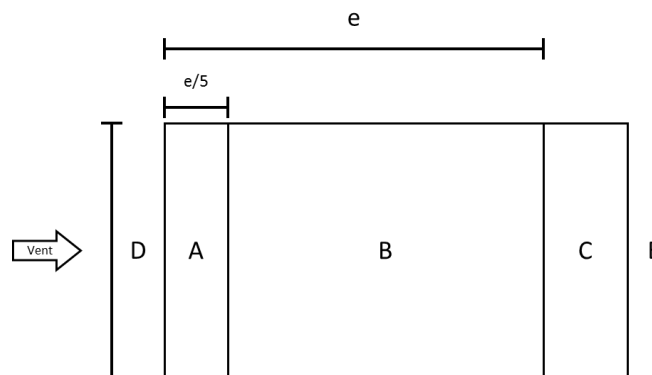


Figure II.3. Vue en élévation de la paroi dans le cas  $d > e$

Calcul des surfaces de chaque partie :

$$S_A = \frac{e}{5} \times h = \frac{20}{5} \times 10 = 40\text{m}^2, S_A \geq 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -1$$

$$S_B = e - \frac{e}{5} \times h = 20 - \frac{20}{5} \times 10 = 160\text{m}^2, S_B \geq 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0,8$$

$$S_C = (d - e) \times h = (24 - 20) \times 10 = 40\text{m}^2, S_C \geq 10\text{m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe10} = -0,5$$

$$S_D = b \times h = 35 \times 10 = 350\text{m}^2, S_D \geq 10\text{m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe10} = +0,8$$

$$S_E = b \times h = 35 \times 10 = 350\text{m}^2, S_E \geq 10\text{m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe10} = -0,3$$

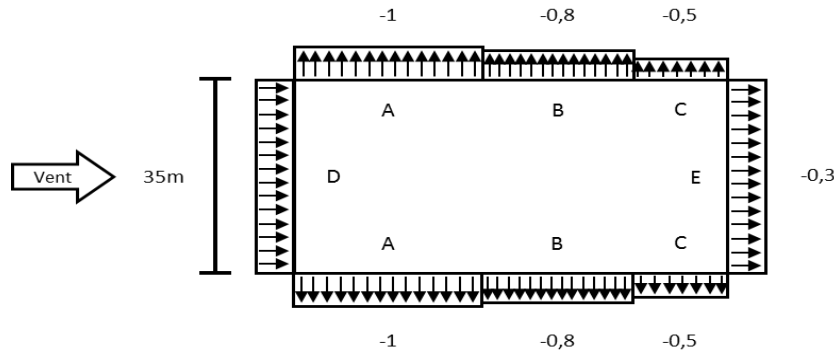


Figure II.4. Valeurs des coefficients  $C_{pe}$  pour les parois verticales – Direction  $V_A$  du vent

## b) Toiture

Les toitures sont considérées comme plates si leur pente est inférieure ou égale  $4^\circ$ . Notre pente est  $4,74$  presque  $5^\circ$ . La direction du vent est définie par un angle  $O = 0^\circ$  et on obtient les différentes zones de pression pour les valeurs de  $C_{pe}$  ( $O = 0^\circ$ ).

$$h = 11\text{m}, b = 35, d = 24\text{m}$$

$$e = \min(b; 2 \times h) = \min(35; 2 \times 11) = 22\text{m} \text{ donc } d > e.$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients de pression sont sur la figure II.4.

$$S_F = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = \frac{22}{5} \times \frac{22}{10} = 12,1\text{m}^2, S_F \geq 10\text{m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe10} = -1,7$$

$$S_G = (b - 2 \times \frac{e}{4}) \times \frac{e}{10} = (35 - 11) \times \frac{22}{10} = 52,8\text{m}^2, S_G \geq 10\text{m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe10} = -1,2$$

$$S_H = (\frac{d}{2} - \frac{e}{10}) \times b = (\frac{24}{2} - \frac{22}{10}) \times 35 = 343\text{m}^2, S_H \geq 10\text{m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe10} = -0,6$$

$$S_J = \frac{e}{10} \times b = \frac{22}{10} \times 35 = 77\text{m}^2, S_J \geq 10\text{m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe10} = -0,3$$

$$S_I = B \times h = 35 \times 11 = 385\text{m}^2, S_I \geq 10\text{m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe10} = -0,3$$

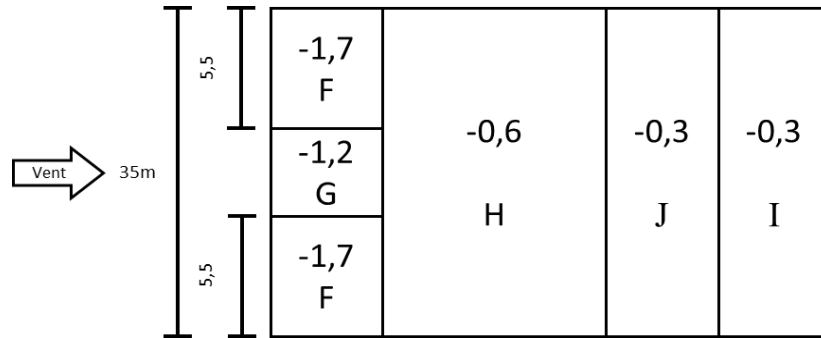


Figure II.5. Valeurs des coefficients  $C_{pe}$  pour la toiture – Direction  $V_A$  du vent

## 2 Coefficient de pression intérieure $C_{PI}$

La construction est étanche au vent mais les parois extérieures comportent des ouvertures. On définit l'indice de perméabilité  $\square_p$  comme suit :

$$\square_p = \frac{(5 \times 2 \times 1) + (2 \times 6 \times 6)}{(10 \times 2 \times 1) + (2 \times 6 \times 6)} = 0,89 \approx 0,9 \Rightarrow C_{PI} = -0,5$$

## 3 Calcul des pressions

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

### a) parois verticales

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après

La zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{PE}$	$C_{PI}$	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A	0,93	612	- 1	- 0,5	- 284, 58
B	0,93	612	- 0,8	- 0,5	- 170,75
C	0,93	612	- 0,5	- 0,5	0
D	0,93	612	+ 0,8	- 0,5	+ 740
E	0,93	612	- 0,3	- 0,5	+ 114

Tableau II.3. Pressions sur les parois verticales – Direction  $V_A$  du vent

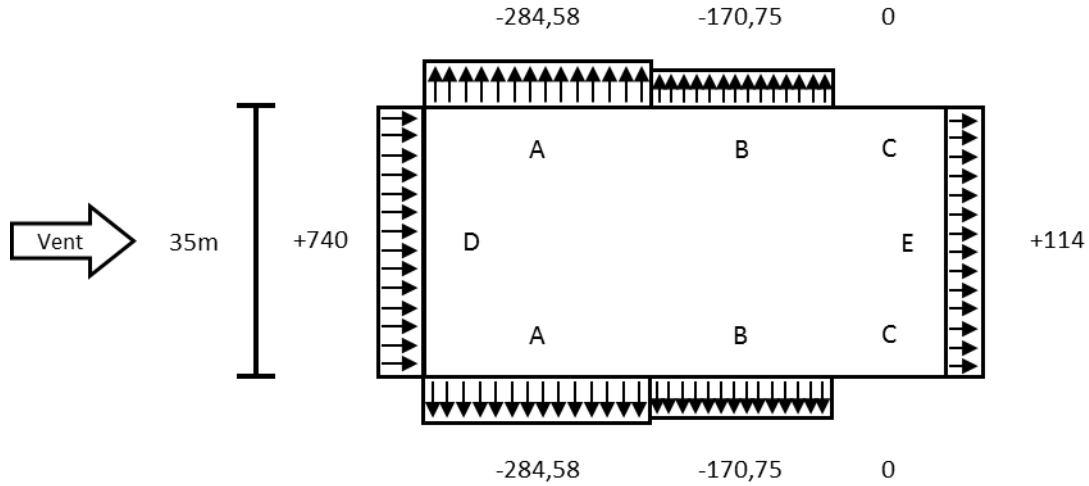


Figure II. 6. Répartition des pressions sur les parois verticales – Direction du vent  $V_A$

**b) Toiture**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

La zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{PE}$	$C_{PI}$	$q_j$ (n/m <sup>2</sup> )
F	0,93	712,5	- 1,7	- 0,5	- 795,15
G	0,93	712,5	- 1,2	- 0,5	- 463,84
H	0,93	712,5	- 0,6	- 0,5	- 66,26
J	0,93	712,5	- 0,3	- 0,5	+ 132,52
I	0,93	712,5	- 0,3	- 0,5	+ 132,52

Tableau II.4. Pressions sur la toiture – Direction  $V_A$  du vent

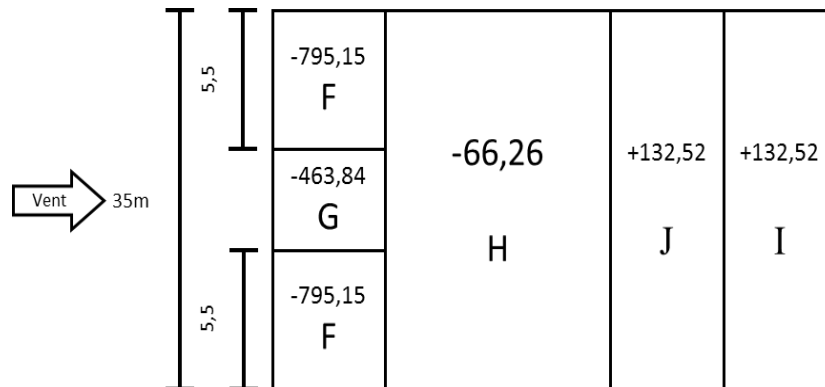


Figure II.7. Répartition des pressions sur la toiture – Direction  $V_A$  du vent

**B. vent perpendiculaire au pignon : Direction  $V_B$**

**1. Coefficient de pression extérieur  $C_{PE}$**

**a) Parois verticales**

Pour cette direction du vent,  $b= 24m$ ,  $d = 35m$ ,  $H = 10m$

$$e = \min (b ; 2H) = \min (24 ; 20) = 20m \quad d > e.$$

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

$$S_A = \frac{e}{5} \times h = \frac{20}{5} \times 10 = 40m^2, \quad S_A \geq 10m^2 \quad C_{PE} = C_{PE10} = -1$$

$$S_B = e - \frac{e}{5} \times h = 20 - \frac{20}{5} \times 10 = 160m^2, \quad S_B \geq 10m^2 \quad C_{PE} = C_{PE10} = -0,8$$

$$S_C = (d - e) \times h = (35 - 20) \times 10 = 150m^2, \quad S_C \geq 10m^2 \quad C_{PE} = C_{PE10} = -0,5$$

$$S_D = b \times h = 24 \times 10 = 240m^2, \quad S_D \geq 10m^2 \quad C_{PE} = C_{PE10} = +0,8$$

$$S_E = b \times h = 24 \times 10 = 240m^2, \quad S_E \geq 10m^2 \quad C_{PE} = C_{PE10} = -0,3$$

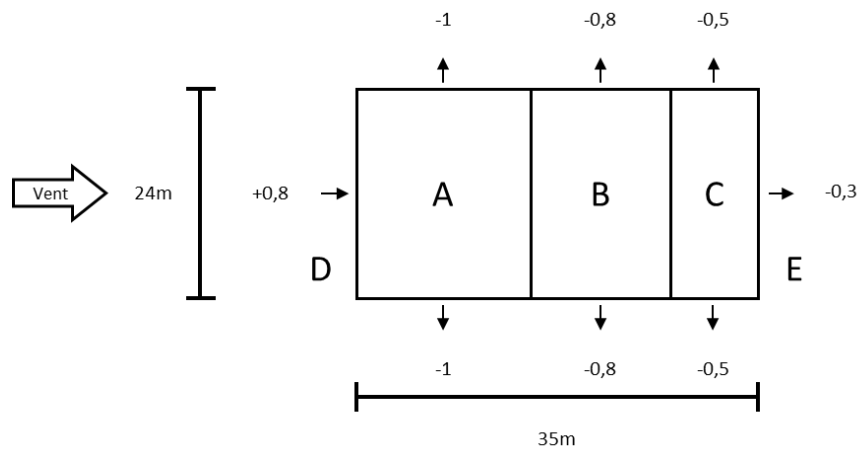


Figure II.8. Valeurs de  $C_{PE}$  sur les parois verticales – Direction du vent  $V_B$

**b) Toiture**

La direction du vent est définie pour un angle  $\alpha = 90^\circ$  ; la figure permet de déterminer les différentes zones de pression ; les valeurs des coefficients  $C_{PE}$  sont alors données pour  $\alpha = 90^\circ$  et  $\alpha = 5^\circ$ . Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées sur la figure II.8.

Dans notre cas,  $B = 24\text{m}$ ,  $D = 35\text{m}$ ,  $H = 11\text{m}$

$$e = \min (B ; 2H) = \min (24 ; 22) = 22\text{m}$$

$$S_F = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = \frac{22}{4} \times \frac{22}{10} = 12,1\text{m}^2, S_F \geq 10\text{m}^2 \quad C_{PE} = C_{PE10} = -1,6$$

$$S_G = \left(\frac{b}{2} - \frac{e}{4}\right) \frac{e}{10} = \left(\frac{24}{2} - \frac{22}{4}\right) \times \frac{22}{10} = 14,3\text{m}^2, S_G \geq 10\text{m}^2 \quad C_{PE} = C_{PE10} = -1,3$$

$$S_H = \left(\frac{e}{2} - \frac{e}{10}\right) \times \frac{b}{2} = \left(\frac{22}{2} - \frac{22}{10}\right) \times \frac{24}{2} = 105,6\text{m}^2, S_H \geq 10\text{m}^2 \quad C_{PE} = C_{PE10} = -0,7$$

$$S_I = \left(d - \frac{e}{2}\right) \times \frac{b}{2} = \left(35 - \frac{22}{2}\right) \times \frac{24}{2} = 288\text{m}^2, S_I \geq 10\text{m}^2 \quad C_{PE} = C_{PE10} = -0,5$$

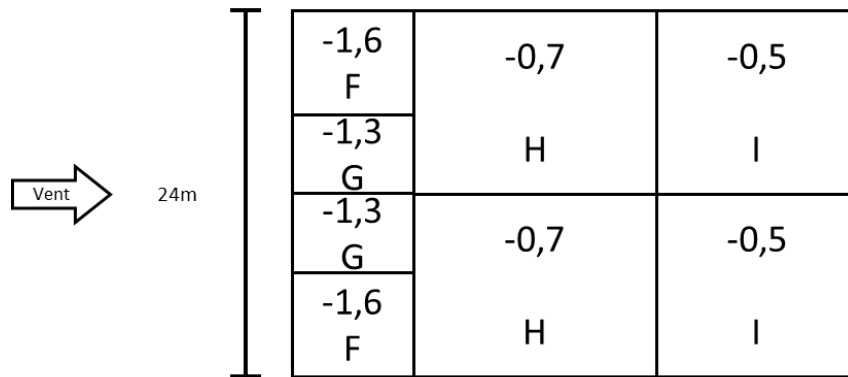


Figure II.9. Valeurs de  $C_{PE}$  pour la toiture – Direction du vent  $V_B$



## 2 Coefficient de pression intérieure C<sub>PI</sub>

La construction est étanche au vent (les parois extérieures comportant des ouvertures) on définit l'indice de perméabilité U<sub>p</sub> comme suit :

$$U_p = \frac{\varepsilon \text{ des Surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\varepsilon \text{ des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$u_p = \frac{(6 \times 6) + (10 \times 2 \times 1)}{(2 \times 6 \times 6) + (10 \times 2 \times 1)} = 0,62 \quad \Rightarrow \quad C_{PI} = - 0,2$$

## 3 calculs des pressions

### a) parois verticales

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

La zone	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub>	C <sub>PE</sub>	C <sub>PI</sub>	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
A	0,93	612	- 1	- 0,2	- 455,32
B	0,93	612	- 0,8	- 0,2	- 341,50
C	0,93	612	- 0,5	- 0,2	- 170,75
D	0,93	612	+ 0,8	- 0,2	+ 569,16
E	0,93	612	- 0,3	- 0,2	- 56,91

Tableau II.5. Pressions sur les parois verticales – Direction V<sub>B</sub> du vent

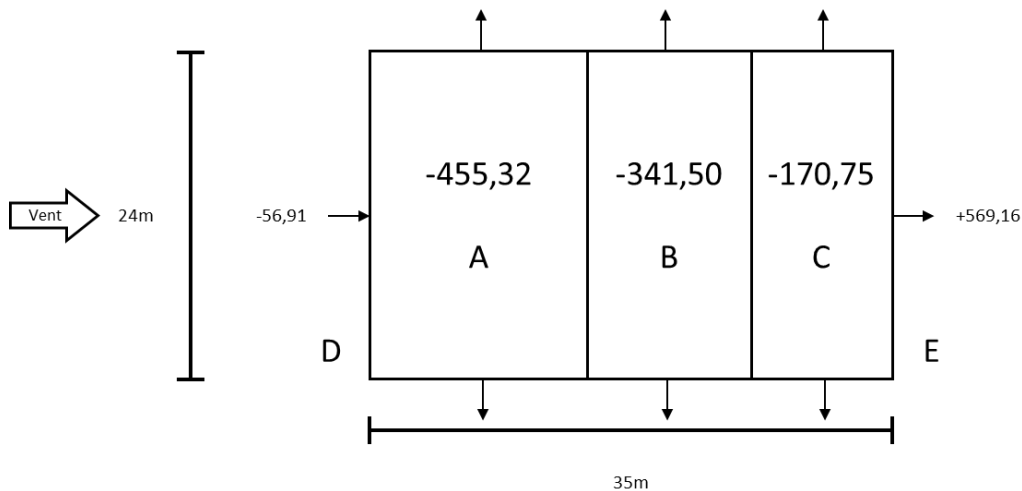


Figure II.10. Répartition des pressions sur les parois verticales – Direction V<sub>B</sub> du vent

**b) Toiture**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

La zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{PE}$	$C_{PI}$	$q_j$ (n/m <sup>2</sup> )
F	0,93	712,5	- 1,6	- 0,2	- 927,68
G	0,93	712,5	- 1,3	- 0,2	- 728,89
H	0,93	712,5	- 0,7	- 0,2	- 331,31
I	0,93	712,5	- 0,5	- 0,2	- 198,80

Tableau II.6. Pression sur la toiture – Direction  $V_B$  du vent

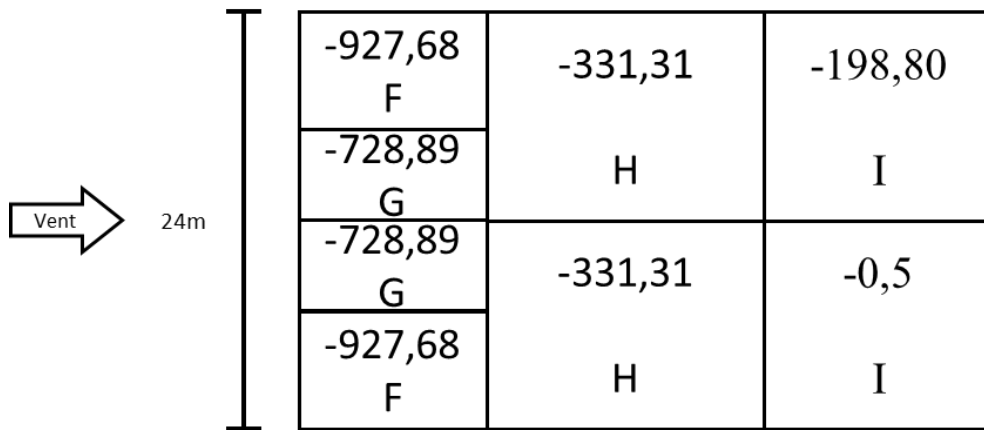


Figure II.11. Répartition des pressions sur la toiture – Direction  $V_B$

**Bloc 02 : A = 20m, B = 5m, H= 5m**

**3.2.6 Détermination du coefficient dynamique  $C_d$**

On doit déterminer la valeur de  $C_d$  pour chaque direction du vent :

Vent perpendiculaire au long-Pam (sens  $V_A$  du vent).

La lecture pour H = 5m, B = 20m donne  $C_d = 0,95$

Vent perpendiculaire au pignon (sens  $V_y$  du vent)

La lecture pour H = 5m et B = 5m donne  $C_d = 0,96$

### 3.2.7 Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}$

La hauteur totale est  $< 10m$ . il n'y a donc pas lieu de subdiviser le maitre-couple. On calculera donc la pression dynamique à  $Z = 5m$  pour la toiture et à  $Z = 2,5m$  pour les parois verticales.

### 3.2.8 Coefficient de rugosité

Le Coefficient de rugosité est donné ci-dessous :

$$C_r(5) = K_t \times L_n \left( \frac{Z_{min}}{Z_0} \right) = 0,22 \times L_n \left( \frac{8}{0,3} \right) = 0,72 \text{ (toiture)}$$

$$C_r(2,5) = K_t \times L_n \left( \frac{Z_{min}}{Z_0} \right) = 0,22 \times L_n \left( \frac{8}{0,3} \right) = 0,72 \text{ (parois verticales)}$$

### 3.2.9 Coefficient d'exposition

Le coefficient d'exposition est donné ci-dessous :

$$C_e(Z_j) = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_t}{C_t \times C_r} \right]$$

$$C_e(\text{toiture}) = C_e(\text{paroi}) = 1^2 \times 0,72^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times 0,22}{0,72} \right] = 1,63$$

### 3.2.10 Valeur de la pression dynamique

La pression dynamique est donnée ci-dessous :

$$q_{dyn}(\text{toiture}) = q_{dyn}(\text{paroi}) = 375 \times 1,63 = 611 \text{ N/m}^2$$

## A. vent perpendiculaire au long-Pan (Direction $V_A$ )

### 1) coefficients de pression extérieure $C_{PE}$

#### a) parois verticales :

Pour cette direction du vent  $V_A$ . (fig. II.10) on a:  $b = 20m$ ,  $d = 5m$ ,  $h = 5m$ .

$$e = \min [b ; 2h] = [20 ; 10] = 10m \quad d < e.$$

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

$$S_{A'} = \frac{e}{5} \times h = \frac{10}{5} \times 5 = 10\text{m}^2, S_{A'} \geq 10\text{m}^2$$

$$C_{PE} = C_{PE10} = -1$$

$$S_{B'} = (d - \frac{e}{5}) \times h = (5 - \frac{10}{5}) \times 5 = 15\text{m}^2, S_{B'} \geq 10\text{m}^2$$

$$C_{PE} = C_{PE10} = -0,8$$

$$S_D = b \times h = 20 \times 5 = 100\text{m}^2, S_D \geq 10\text{m}^2$$

$$C_{PE} = C_{PE10} = +0,8$$

$$S_E = b \times h = 20 \times 5 = 100\text{m}^2, S_E \geq 10\text{m}^2$$

$$C_{PE} = C_{PE10} = -0,3$$

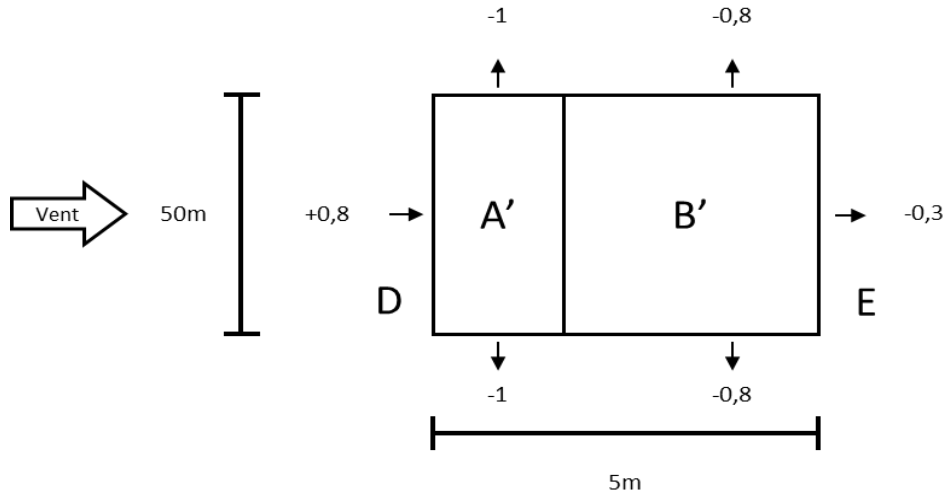


Figure II.12. Valeurs de  $C_{PE}$  sur les parois verticales – Directions du vent  $V_A$

### b) Toiture

Les valeurs des coefficients  $C_{PE}$  pour la toiture ( $\beta = 0^\circ$  et  $\alpha = 0^\circ$ )

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients de pression sont portées sur la figure II.12

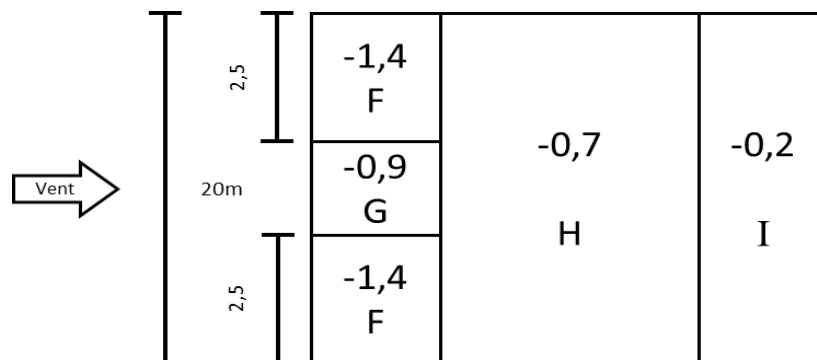


Figure II.13. Valeurs de  $C_{PE}$  pour la toiture – Direction du vent  $V_A$ .

**2) coefficient de pression intérieure  $C_{PI}$**

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{PI} = 0,8$  ;  $C_{PI} = - 0,5$

**3) calcul des pressions**

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

**a) parois verticales**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après pour  $C_{PI} = - 0,5$

La zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{PE}$	$C_{PI}$	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A'	0,95	611	- 1	- 0,5	- 290,22
B'	0,95	611	- 0,8	- 0,5	- 174,14
D	0,95	611	+ 0,8	- 0,5	- 754,58
E	0,95	611	- 0,3	- 0,5	- 116,09

Tableau II.7. Pressions sur les parois verticales – Direction  $V_A$  du vent

Pour  $C_{PI} = + 0,8$

La zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{PE}$	$C_{PI}$	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A'	0,95	611	- 1	+ 0,8	- 1044,81
B'	0,95	611	- 0,8	+ 0,8	- 928,72
D	0,95	611	+ 0,8	+ 0,8	0
E	0,95	611	- 0,3	+ 0,8	- 638,5

Tableau II.8. Pressions sur les parois verticales – Direction  $V_A$  du vent

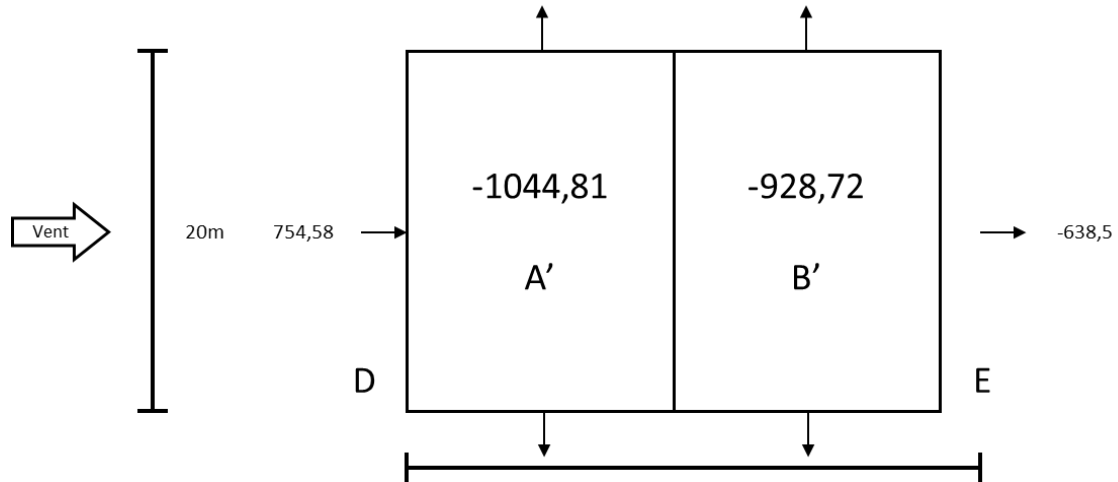


Figure II.14. Répartition des pressions sur les parois verticales – Direction du vent  $V_A$

**b) Toiture**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après pour  $C_{PI} = - 0,5$  et  $C_{PI} = + 0,8$

La zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{PE}$	$C_{PI}$	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0,95	611	- 1,4	- 0,5	- 522,405
G	0,95	611	- 0,9	- 0,5	- 232,18
H	0,95	611	- 0,7	- 0,5	- 116,09
I	0,95	611	+/- 0,2	- 0,5	+406,315 +174,13

Tableau II.9. Pressions sur la toiture – Direction  $V_A$  du vent

$C_{PI} = + 0,8$

La zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{PE}$	$C_{PI}$	$q_j$ (n/m <sup>2</sup> )
F	0,95	611	- 1,4	+ 0,8	- 1276,99
G	0,95	611	- 0,9	+ 0,8	- 986,77
H	0,95	611	- 0,7	+ 0,8	- 870,68
I	0,95	611	+/- 0,2	+ 0,8	- 580,45 -348,27

Tableau II.10. Pression sur la toiture – Direction  $V_A$  du vent

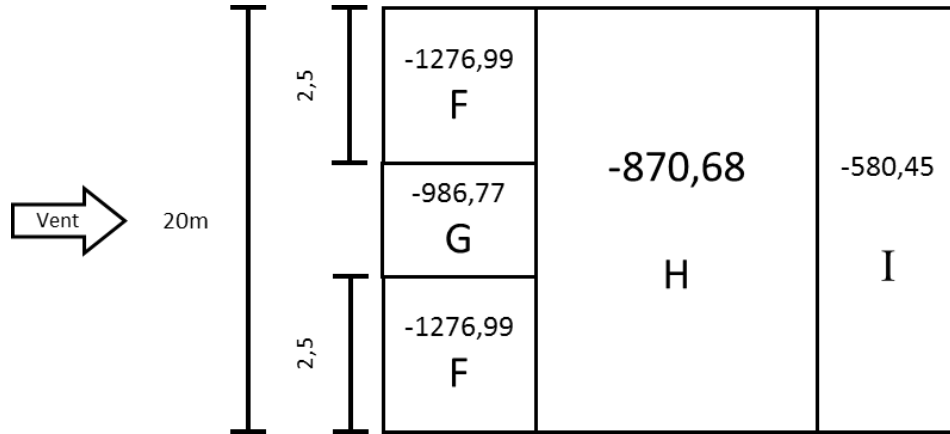


Figure II.15. Répartition des pressions sur la toiture – Direction du vent  $V_A$

## B) Vent perpendiculaire au Pignon : (Direction $V_B$ )

### 1) Coefficient de pression extérieur $C_{PE}$

#### a) Parois verticales

Pour cette direction du vent  $b = 5m$ ,  $d = 20m$ ,  $h = 5m$

$$e = \min [b ; 2h] = [5 ; 10] = 5m \quad d > e.$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondent à ces zones sont portées sur la figure II.15.

$$S_A = \frac{e}{5} \times h = \frac{5}{5} \times 5 = 5m^2, \quad 1 \leq S_A \leq 10m^2$$

$$C_{PE} = C_{PE1} + (C_{PE10} - C_{PE1}) \times \log_{10}(S) = -1$$

$$S_B = (e - \frac{e}{5}) \times h = (5 - \frac{5}{5}) \times 5 = 20m^2, \quad S_B \geq 10m^2$$

$$C_{PE} = C_{PE10} = -0,8$$

$$S_C = (d - e) \times h = (20 - 5) \times 5 = 75m^2, \quad S_C \geq 10m^2$$

$$C_{PE} = C_{PE10} = -0,5$$

$$S_D = b \times h = 5 \times 5 = 25m^2, \quad S_D \geq 10m^2$$

$$C_{PE} = C_{PE10} = +0,8$$

$$S_E = b \times h = 5 \times 5 = 25m^2, \quad S_E \geq 10m^2$$

$$C_{PE} = C_{PE10} = -0,3$$

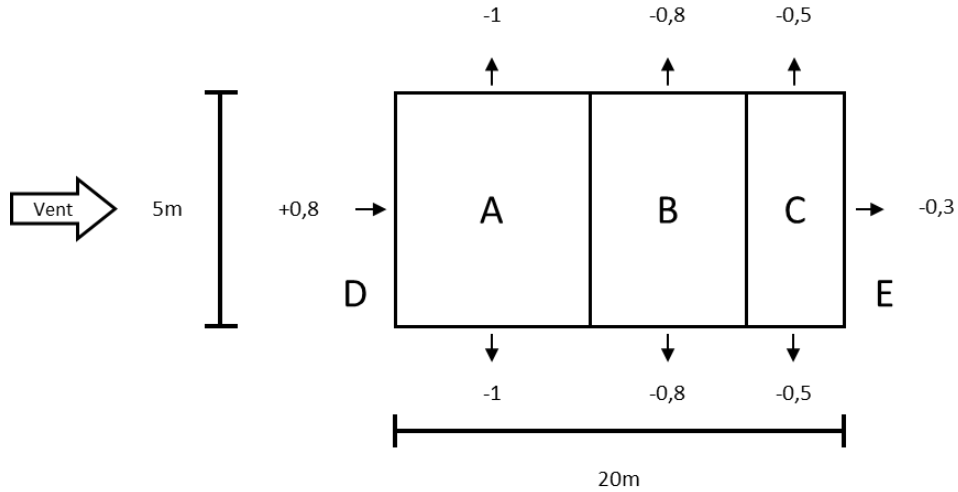


Figure II.16. Valeurs de  $C_{PE}$  pour les parois verticales – Direction  $V_B$  du vent

### b) Toiture

Les valeurs des coefficients  $C_{PE}$  pour la toiture ( $\phi = 90^\circ, \alpha = 0$ ).

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

Dans notre cas :  $b = 5m, d = 20m, h = 5m$

$$e = \min [b ; 2h] = [5 ; 10] = 5m$$

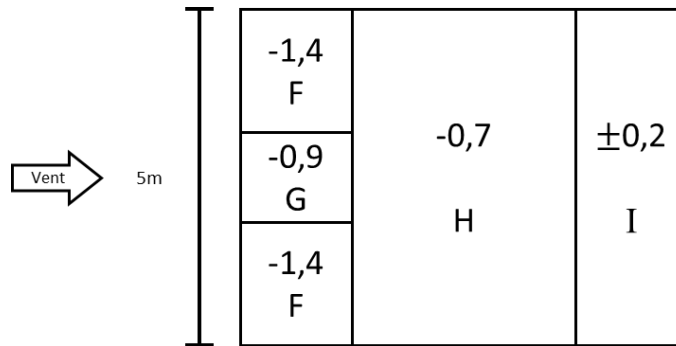


Figure II.17. Valeurs de  $C_{PE}$  pour la toiture – Direction  $V_B$  du vent.

### 2) Coefficient de pression intérieure $C_{PI}$

Dans notre cas, structure avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$C_{PI} = 0,8 ; C_{PI} = - 0,5$$



### 3) calcul des pressions

#### a) parois verticales

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après pour  $C_{PI} = - 0,5$

La zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{PE}$	$C_{PI}$	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A	0,96	611	- 1	- 0,5	- 293,28
B	0,96	611	- 0,8	- 0,5	-175,97
C	0,96	611	- 0,5	- 0,5	0
D	0,96	611	+ 0,8	- 0,5	762,528
E	0,96	611	- 0,3	- 0,5	117,31

Tableau II.11. Pression sur les parois verticales – Direction  $V_B$  du vent ( $C_{PI} = - 0,5$ )

Pour  $C_{PI} = 0,8$

La zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{PE}$	$C_{PI}$	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A	0,96	611	- 1	- 0,8	-1055,80
B	0,96	611	- 0,8	- 0,8	- 938,5
C	0,96	611	- 0,5	- 0,8	- 762,53
D	0,96	611	+ 0,8	- 0,8	0
E	0,96	611	- 0,3	- 0,8	-645,216

Tableau II.12. Pressions sur les parois verticales – Direction  $V_B$  du vent ( $C_{PI} = 0,8$ )

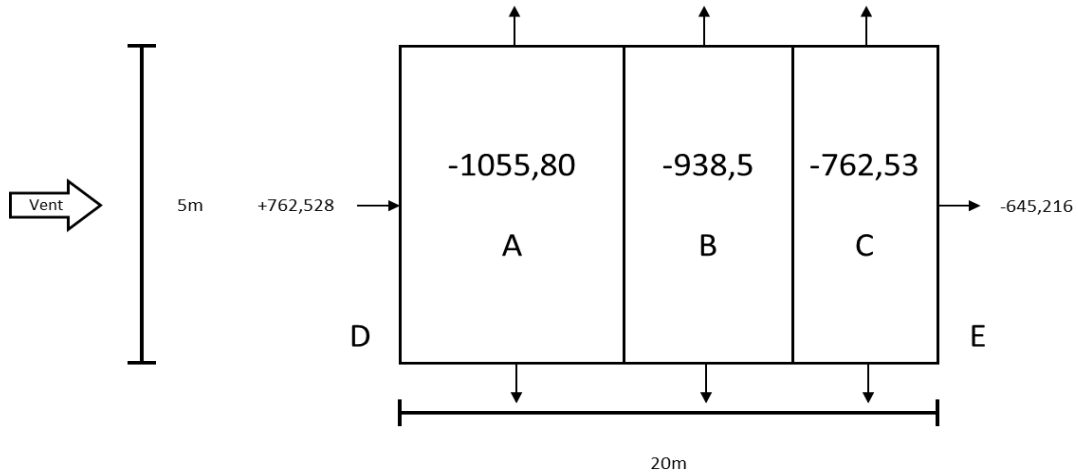


Figure II.18. Répartition des pressions sur les parois verticales – Direction  $V_B$  du vent

**b) Toiture :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après. Pour  $C_{PE} = - 0,5$

La zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{PE}$	$C_{PI}$	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0,96	611	- 1,4	- 0,5	- 527,9
G	0,96	611	- 0,9	- 0,5	- 234,62
H	0,96	611	- 0,7	- 0,5	- 117,31
I	0,96	611	+/- 0,2	- 0,5	410 175,96

Tableau II.13. Pressions sur la toiture – Direction  $V_B$  du vent ( $C_{PI} = -0,5$ )

Pour  $C_{PI} = + 0,8$

La zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{PE}$	$C_{PI}$	$q_j$ (n/m <sup>2</sup> )
F	0,96	611	- 1,4	+ 0,8	- 129,43
G	0,96	611	- 0,9	+ 0,8	- 997,15
H	0,96	611	- 0,7	+ 0,8	- 879,84
I	0,96	611	+/- 0,2	+ 0,8	-586,56 -351,94

Tableau II.14. Pressions sur la toiture – Direction  $V_B$  du vent ( $C_{PI} = 0,8$ )

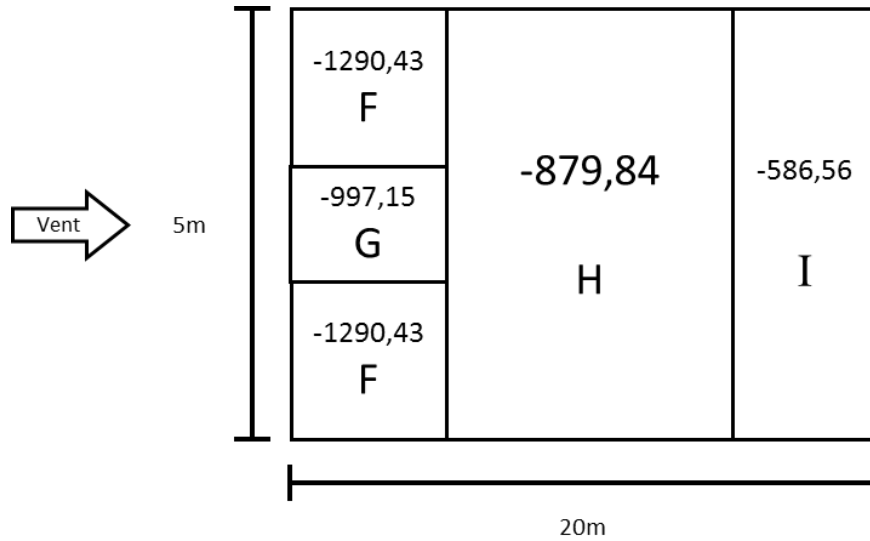


Figure II.19. Répartition des pressions sur la toiture direction  $V_B$  du vent.

## II.5 Conclusion

Dans ce chapitre les principes généraux et les méthodes pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charge permanentes, surcharge d'entretien et surcharges climatiques) sont fournis. Ces charges seront utilisées dans les chapitres suivants pour dimensionner les différents éléments de la structure (panne, lisses, potelets, ...).



## **Chapitre III :**

# **Etude des éléments secondaires**

## 1 Pannes de la toiture

### Introduction

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en I ou H, elles sont soumises à la flexion simple ou déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques. Elles sont calculées suivant le "EC3".

### 2. Détermination des sollicitations :

Pour le bloc 1 bloc la toiture est inclinée donc ses pannes vont travailler à la flexion déviée tandis que la toiture du bloc 2 est horizontale ce qui fait travailler ses pannes en flexion simple.

#### 2.1. Evaluation des charges et surcharges

##### ➤ Charge permanente (G) :

$G = \text{Poids de toiture} + \text{PP de la panne.}$

##### ➤ Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas de toitures inaccessibles, on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

Par raison de simplicité, on estime comme charge d'entretien une charge globale de **75 kg/m<sup>2</sup>** répartie sur toute la surface de la couverture.

##### ➤ Surcharge de neige (N) :

Bloc 1       $N = 26.32 \text{ Kg/m}^2$  (vers le bas)

Bloc 2       $N = 32.9 \text{ Kg/m}^2$  (vers le bas)

##### ➤ Surcharge du vent (V) :

Pour plus de sécurité et pour simplifier les calculs, on prend la valeur maximale du vent sur la toiture (Zone F).

$V = -92,76 \text{ Kg/m}^2$  (vers le haut) (toiture de bloc 1).

$V = -129.04 \text{ Kg/m}^2$  (vers le haut) (toiture de bloc 2).

**3. Pannes de la toiture du bloc 1 : (on suppose un IPE120)**

Profil	Poids	Section	Caractéristiques							
	PP Kg/m	A cm <sup>2</sup>	It cm <sup>4</sup>	Iw 10 <sup>-3</sup> cm <sup>6</sup>	PP Kg/m	A cm <sup>2</sup>	It cm <sup>4</sup>	Wpl-z cm3	PP Kg/ m	A cm <sup>2</sup>
<b>IPE 120</b>	10,40	13,21	1,74	0,89	317,80	27,67	60,73	13,58	4,90	1,45

Tableau III.1. Caractéristiques du profilé IPE 120

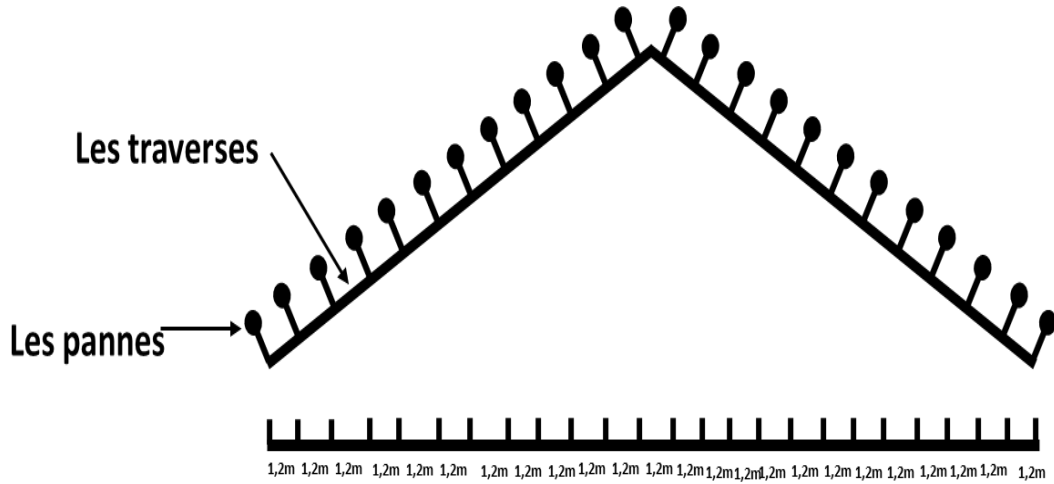


Figure III.1 : Disposition des pannes (toiture du bloc 1)

**3.1. Charges et surcharges par mètre linéaire revenant à la panne intermédiaire :**

➤ Les pannes sont posées inclinées d'un angle de 5°, elles vont donc être sollicitées en dans flexion déviée.

➤ **Charges permanentes G :**

$$G = (11.65 \times 1.2) + 10.4 = 24,38 \text{ Kg/ml}$$

➤ **Surcharge climatique du vent** : (perpendiculaire au versant)

$$V = -92,76 \times 1.2 = -111,31 \text{ kg/ml.}$$

➤ **Surcharge climatique de la neige** :

$$N = 26,32 \times 1.2 = 31,58 \text{ Kg/ml}$$

➤ **Surcharges d'entretien P** :

$$P = 75 \times 1.2 = 90 \text{ kg/ml}$$

### 3.2. Combinaison des charges

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 P = 1.35 \times 24,38 + 1.5 \times 90 = 167,91 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1.35 G + 1.5 N = 1.35 \times 24,38 + 1.5 \times 31,58 = 80,28 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - 1.5 V = 24,38 \times \cos (5^\circ) - 1.5 \times 111,31 = -142,67 \text{ kg/ml}$$

#### Remarque

D'après le nouveau règlement (DTR), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien

### 3.3. Détermination des moments max.

#### 📌 Moment en travée

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1}; Q_{sd2}) = 167,91 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{z, sd} = \max (Q_{sd1} \times \cos \alpha ; Q_{sd3}) = \max (167,91 \times \cos 5 ; 142,27) = 167,27 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd1} \times \sin \alpha = 167,91 \times \sin (5) = 14,63 \text{ kg/ml}$$

#### Les moments max.

$$M_{y, sd} = \frac{9 Q_{z, sd} \times l^2}{128} = \frac{(9)167,27 \times (5)^2}{128} = 294,03 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{9 Q_{y, sd} \times l^2}{128} = \frac{(9)14,63 \times (5)^2}{128} = 25,71 \text{ daN.m}$$

### 3.4. Vérification à la sécurité

#### 3.4.1. Vérification à l'état limite ultime

➤ **Vérification à la flexion déviée**

$$\left(\frac{My.sd}{Mply}\right)^\alpha + \left(\frac{Mz.sd}{Mplz}\right)^\beta \leq 1$$

où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui prennent les valeurs suivantes :

Pour les sections en I et H :

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1 \text{ avec } n = N / N_{pl}$$

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

Dans notre cas l'effort normal  $N = 0 \Rightarrow \beta = 1$

$M_y$  : moment ultime de flexion par rapport à l'axe y-y

$M_z$  : moment ultime de flexion par rapport à l'axe z-z

$M_{pl,y}$  : Moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe y-y

$M_{pl,z}$  : Moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe z-z

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60,73 \times 23,5}{1} = 1427,15 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13,58 \times 23,5}{1} = 319,13 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{524,72}{1427,15}\right)^2 + \left(\frac{45,72}{319,13}\right)^1 = 0,31 \leq 1 \text{ (condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier :

$$V_y \leq V_{ply} = V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} \quad \text{et} \quad V_z \leq V_{plz} = V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$$

- $V_y = \frac{3 Q_{z,SD} l}{8} = \frac{3 \times 167,27 \times 5}{8} = 313,63 \text{ daN}$



- $V_z = \frac{3Qy,SD l}{8} = \frac{3 \times 167,27 \times 5}{8} = 27,24 \text{ daN}$

- $V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma m_0}$

$$A_{vy} = b \times t_f \times 2 = 2 \times 64 \times 6,3 = 806,4 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,y} = \frac{806,4 \times (\frac{235}{\sqrt{3}})}{1} = 109410,18 \text{ N} = 1094,1 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{6,31 \times (\frac{235}{\sqrt{3}})}{1} = 85612,38 \text{ N} = 856,12 \text{ daN}$$

**Donc :**

$$V_y = 313,63 \text{ daN} < V_{ply} = 1094,1 \text{ daN}$$

$$V_z = 27,43 \text{ daN} < V_{plz} = 856,12 \text{ daN}$$

**Conditions vérifiées**

### 3.4.2 Vérification à l'état limite de service

➤ **Vérification de la flèche**

$$Q_{sd1} = G + P = 24,38 + 90 = 114,38 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 24,38 + 31,58 = 55,96 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 24,38 \cos 5 + 111,31 = 142,67 \text{ daN /m}$$

$$Q_{z.sd} = \max (Q_{sd1} \times \cos \alpha ; Q_{sd3}) = \max (114,38 \times \cos 5^\circ ; 142,67) = 142,67 \text{ daN/m}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd1} \times \sin \alpha = 114,38 \sin 5^\circ = 9,96 \text{ daN/m}$$

**On doit vérifier :**  $\delta < \delta \text{ admissible}$

flèche par rapport à l'axe y-y

$$\delta_z = \frac{2,05 \times Q_{z.sd} \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 142,67 \times 10^{-2} \times 5000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 317,8 \times 10^4} = 7,13 \text{ mm}$$

flèche par rapport à l'axe z-z

$$\delta_y = \frac{2,05 \times Q_{y.sd} \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 9,96 \times 10^{-2} \times 5000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 27,67 \times 10^4} = 5,71 \text{ mm}$$

$$\delta \text{ admissible} = \frac{L}{200} = \frac{5000}{200} 25 \text{ mm} \Rightarrow \delta z < \delta \text{ admissible} \text{ et } \delta y < \delta \text{ admissible} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

➤ **Moment sur l'appui**

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{142,67 \times 5^2}{8} = 445,84 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times l^2}{8} = \frac{14,63 \times 5^2}{8} = 45,71 \text{ daN.m}$$

### 3.5 Vérification à la sécurité

#### 3.5.1 Vérification à l'état limite ultime

➤ **Vérification à la flexion déviée**

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

Dans notre cas l'effort normal  $N = 0 \Rightarrow \beta = 1$

$M_y$  : Moment ultime de flexion par rapport à l'axe y-y

$M_z$  : Moment ultime de flexion par rapport à l'axe z-z

$M_{pl,y}$  : Moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe y-y

$M_{pl,z}$  : Moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe z-z

$$\left(\frac{445,84}{1427,15}\right)^2 + \left(\frac{45,71}{319,13}\right)^1 = 0,24 \leq 1 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$V_y = \frac{5Q_{z,SD} l}{8} = \frac{5 \times 142,67 \times 5}{8} = 445,84 \text{ daN}$$

$$V_z = \frac{5Q_{y,SD} l}{8} = \frac{5 \times 14,63 \times 5}{8} = 45,71 \text{ daN}$$

On a ;  $V_{pl,y} = 1094,1 \text{ daN}$  et  $V_{pl,z} = 856,12 \text{ daN}$

$V_y < V_{ply}$  (condition vérifiée)

$V_z < V_{plz}$  (condition vérifiée)

➤ **Vérification au déversement**

La vérification au déversement concerne seulement les sections en travée car pour les sections au niveau des appuis les semelles comprimées sont solidaires des traverses et de ce fait ne subissent pas de déversement.

**on doit vérifier que :**  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_W \times W_{PLY} \times F_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G_c = \frac{E}{2 \times (1+0.3)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2 \times (1+0.3)} = 8.08 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 27,67 \times 10^4}{5000^2} \times \sqrt{\frac{0,89 \times 10^3}{27,67 \times 10^4} + \frac{5000^2 \times 8.08 \times 10^4 \times 1,74 \times 10^4}{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 27,67 \times 10^4}}$$

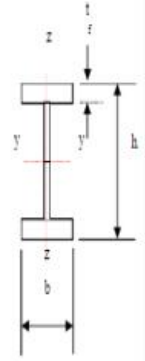
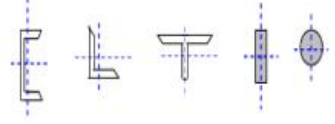
$$M_{cr} = 6,4 \times 10^6 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 60,73 \times 10^3 \times 23,5}{6,4 \times 10^6}} = 0,47 > 0,4 \text{ (Il y'a unrisque de déversement)}$$

**Donc on doit vérifier que :**  $\frac{M_y \cdot s_d}{\lambda_{LT} \times w_{ply} \times \frac{f_u}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_z \cdot s_d}{w_{plz} \times \frac{f_u}{\gamma_{m1}}} \leq 1$

$$\frac{294,03}{0,3724 \times 60,73 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{25,71}{8,65 \times \frac{23,5}{1,1}} = 0,74 \leq 1 \text{ (condition vérifiée).}$$

**(La section IPE 120 est adéquate).**

Tableau I. Choix de la courbe de flambement correspondant à une section		Courbe de flambement :					
Type de Section	Conditions	flambement	$\chi$ pour courbe de flambement :				
			$a_0$	a	b	c	d
Section en I laminées 	$h/b > 1.2$	y-y	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
	$t_f \leq 40mm$	z-z	0.9859	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
	$40mm < t_f \leq 100mm$	y-y	0.9701	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
		z-z	0.9513	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
	$h/b \leq 1.2$	y-y	0.9276	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
		z-z	0.8961	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
Sections en U, L, T et sections pleines 	$t_f \leq 100mm$	y-y	0.8533	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
	z-z	0.7961	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208	
	$t_f > 100mm$	y-y	0.7253	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
		z-z	0.6482	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
	Quel qu'il soit	y-y	0.5732	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
		z-z	0.5053	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
Quel qu'il soit c	z-z	0.4461	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055	
	y-y	0.3953	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766	
	z-z	0.3520	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512	
	y-y	0.3150	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289	
	z-z	0.2833	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093	
	y-y	0.2559	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920	
	z-z	0.2323	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766	
	y-y	0.2117	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630	
	z-z	0.1937	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508	
	y-y	0.1779	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399	
	z-z	0.1639	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302	
	y-y	0.1515	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214	
z-z	0.1404	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134		
y-y	0.1305	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062		
z-z	0.1216	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997		
y-y	0.1136	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937		
z-z	0.1063	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882		

*Pour les autres cas : voir Tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3.*

Figure III.2. Coefficients de flambement

#### 4. Panne de toiture du bloc 2 : (on suppose un IPE160)

Profil	Poids Kg/m	Section A cm <sup>2</sup>	Caractéristiques							
			It cm <sup>4</sup>	Iw x10 <sup>3</sup> cm <sup>6</sup>	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wpl-y cm <sup>3</sup>	Wpl-z cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
<b>IPE 160</b>	15,80	20,09	3,60	3,96	896,3	68,30	123,90	26,10	6,58	1,84

Tableau III.3. Caractéristiques du profilé IPE 160

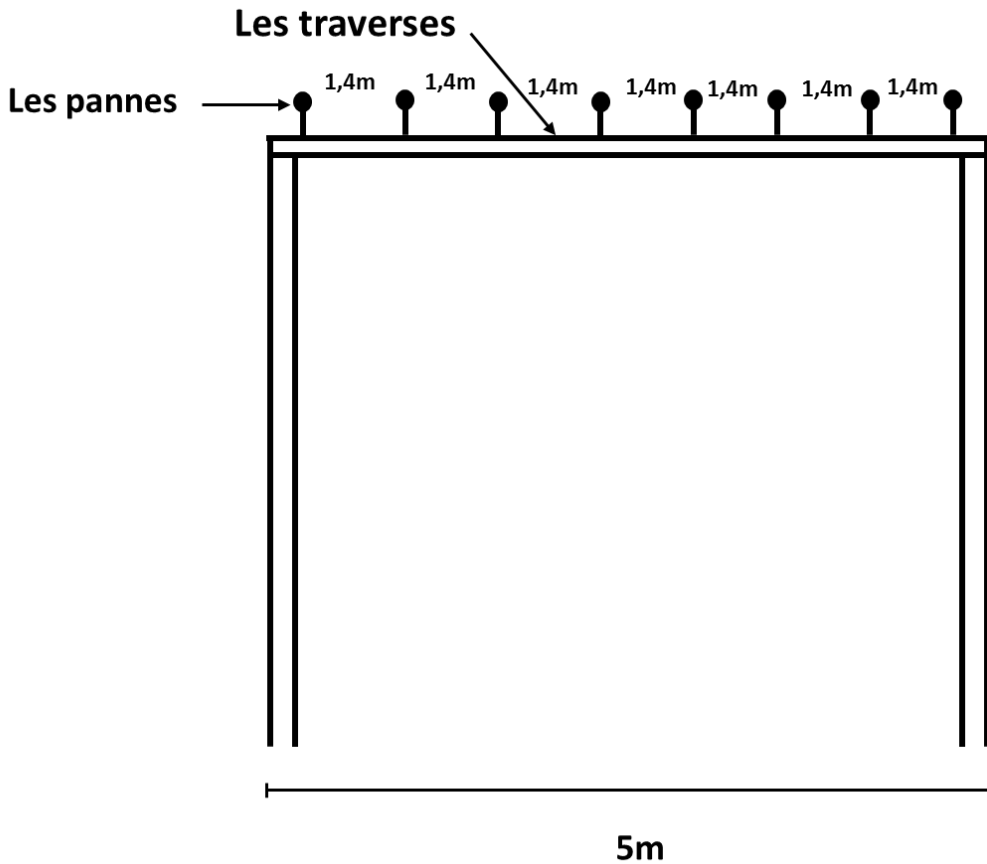


Figure III.3. Disposition des pannes (toiture du bloc 2)

#### 4.1. Charges et surcharges par mètre linéaire revenant à la panne intermédiaire

Les pannes sont posées horizontale et de ce fait fonctionnent en flexion simple

➤ **Charges permanentes G :**

$$G = (11.65 \times 1.4) + 15.8 = 32.11 \text{Kg/ml}$$

➤ **Surcharge climatique du vent :** (perpendiculaire au versant)

$$V = -129.04 \times 1.4 = - 180.67 \text{ kg/ml.}$$

➤ **Surcharge climatique de la neige :**

$$N = 32.9 \times 1.4 = 46.06 \text{ Kg/ml}$$

➤ **Surcharges d'entretien :**

$$P = 75 \times 1,4 = 105 \text{ kg/ml}$$

#### 4.2. Combinaison d'actions les plus défavorables :

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 P = (1.35 \times 32.11) + (1.5 \times 105) = 200,84 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1.35 G + 1.5 N = (1.35 \times 32.11) + (1.5 \times 46.06) = 112.44 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{sd3} = G - 1.5 V = 32.11 - (1.5 \times 180.67) = - 238.9 \text{ Kg/ml}$$

#### 4.3. Détermination des moments max.

$$Q_{z,sd} = \text{Max} (Q_{sd1} ; Q_{sd2} ; Q_{sd3}) = 238.9 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd3} \times l^2}{8} = \frac{238,89 \times 5^2}{8} = 746,53 \text{ daN.m}$$

#### 4.4. Vérification à la sécurité

##### 4.4.1. Vérification à l'état limite ultime

###### ➤ Vérification à la flexion simple :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{ply}} \leq 1$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123,9 \times 23.5}{1} = 2911,65 \text{ daN.m}$$

$$\frac{746,53}{2911,65} = 0,26 \leq 1 \Rightarrow \text{(Condition Vérifiée)}$$

###### ➤ Vérification au déversement :

On doit vérifier :  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_W \times W_{PLY} \times F_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G_c = \frac{E}{2 \times (1+0.3)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2 \times (1+0.3)} = 8.08 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 68,31 \times 10^4}{5000^2} \times \sqrt{\frac{3,96 \times 10^3}{68,31 \times 10^4} + \frac{5000^2 \times 8.08 \times 10^4 \times 3,96 \times 10^4}{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 68,31 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 1449,6 \text{ daN. m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 10^3 \times 23.5}{1449,6}} = 1,42 > 0,4 \text{ (Il y'a le risque de déversement)}$$

On doit vérifier :

$$\frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot \omega_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$\chi_{Lt} = 0.4090 \text{ ( courbe 'a' du tableau )}$$

$$\frac{746,53}{0.4090 \times 123,9 \times \frac{23.5}{1.1}} = 0.69 < 1 \Rightarrow \text{(Condition Vérifiée)}$$

**(La section IPE 160 est adéquate).**

#### 4.4.2. Vérification à l'état limite de service

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\delta_Z = \frac{5 \times Q_z \cdot S_D \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 303,11 \times 10^{-2} \times 5000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 869,3 \times 10^4} = 13,51 \text{ mm}$$

$$\delta_Z = 13,51 \text{ mm} < \delta \text{ admissible} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm} \Rightarrow \text{(Condition Vérifiée)}$$

### 5. Conclusion

Soit en final des pannes en IPE 120 pour le bloc 1 et des pannes en IPE 160 pour le bloc 2.

## 2 Lisses de bardage

### 1. Introduction

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou des profils mince pliés disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux des portiques ou éventuellement par les potelets intermédiaires. Les lisses sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage. Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal. La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

### 2. Lisses de bardage du bloc 1

#### 2.1. Long-pan (on suppose un UAP 130)

Profilé	Poids	Section	Caractéristiques							
	PP Kg/m	A cm <sup>2</sup>	It cm <sup>4</sup>	Iw x10 <sup>3</sup> cm <sup>6</sup>	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wpl-y cm <sup>3</sup>	Wpl-z cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
UAP 130	13,70	17,50	4,15	1,22	459,60	51,34	83,51	25,55	5,12	1,71

Tableau III.4. Caractéristiques du profilé UAP 130

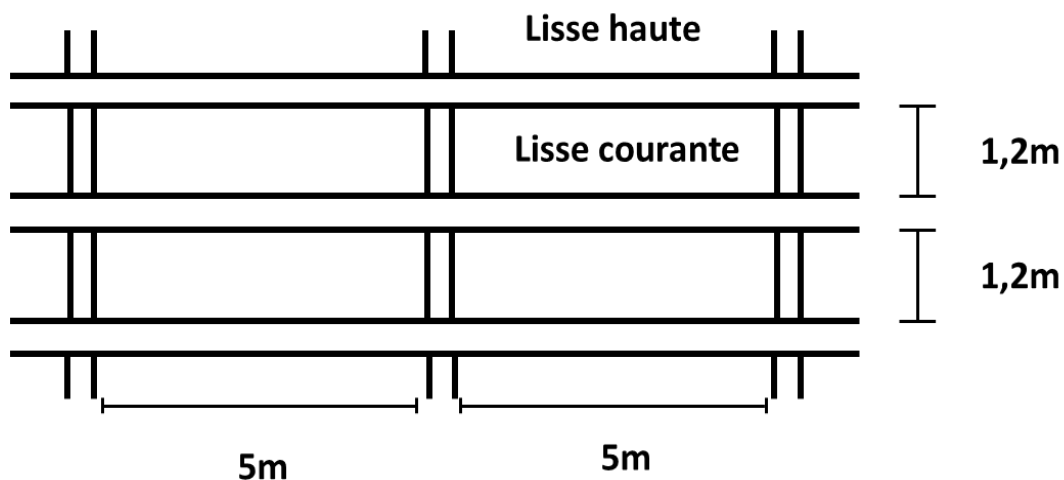


Figure III.4. Disposition des lisses au long pan bloc 1



### 2.1.1. Evaluation des charges et surcharges

➤ **Charges permanentes (G) : (perpendiculaire à l'âme)**

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

$$G = \text{pp de bardage} + \text{pp UAP} = (10.8 \times 1,2) + 13.70 = 26,66 \text{ kg/ml.}$$

➤ **Surcharge climatique : (dans le plan de l'âme)**

$$V = \text{Surcharge du vent (V)} = 79,51 \times 1,2 = 95,41 \text{ kg/ml.}$$

### 2.1.2. Combinaisons des charges

1.35 G pour les charges verticales et 1.5 V pour les charges horizontales.

### 2.1.3. Principe de dimensionnement

Les lisses sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

#### 2.1.3.1. Condition de résistance

La lisse travaille à la flexion déviée (dans les deux plans) et la formule de vérification est donnée comme suit :

➤ **En travée**

➤ **Condition de résistance à la flexion déviée**

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

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

**Pour les sections en I et H :**

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1 \quad \text{avec : } n = \frac{n}{npl}$$

Dans notre cas l'effort normal  $N = 0 \Rightarrow \beta = 1$

$M_y$  : moment ultime de flexion par rapport à l'axe y-y

$M_z$  : moment ultime de flexion par rapport à l'axe z-z

$M_{pl,y}$  : oment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe y-y

$M_{pl,z}$  : Moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe z-z

$$M_{y,sd} = \frac{9 \times 1,5 \times v \times l^2}{128} = \frac{(9)1,5 \times 95,41 \times 5^2}{128} = 251,56 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{9 \times 1,35 \times G \times l^2}{128} = \frac{(9) \times 1,35 \times 26,66 \times 5^2}{128} = 63,26 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{83,51 \times 23,5}{1} = 1962,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{25,55 \times 23,5}{1} = 600 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{251,56}{1962,5}\right)^2 + \left(\frac{63,26}{600}\right)^2 = 0,12 \leq 1 \text{ (condition vérifiée).}$$

### ➤ Vérification au cisaillement

On doit vérifier :

$$V_y \leq V_{ply} = V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} \quad \text{et} \quad V_z \leq V_{plz} = V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$$

- $V_y = \frac{3 \times 1,5 \times v \times l}{8} = \frac{3 \times 1,5 \times 95,4 \times 5}{8} = 268,31 \text{ daN}$
- $V_z = \frac{3 \times 1,35 \times G \times l}{8} = \frac{3 \times 1,35 \times 26,66 \times 5}{8} = 67,48 \text{ daN}$
- $V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$
- $V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$

$$A_{vz} = b \times t_f \times 2 = 2 \times 55 \times 9,5 = 1045 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,y} = \frac{852 \times \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 11552,71 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{1045 \times \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 14178,2 \text{ daN}$$

**Donc :**

$$V_y = 268,31 \text{ daN} < V_{ply} = 11552,71 \text{ daN} \quad \text{et} \quad V_z = 67,48 \text{ daN} < V_{plz} = 14178,2 \text{ daN}$$

**(condition vérifiée)**

➤ **Vérification de la flèche**

On doit vérifier :  $\delta < \delta$  admissible

flèche par rapport à l'axe y-y

$$\delta_Z = \frac{2,05 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 95,4 \times 10^{-2} \times 5000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 459,56 \times 10^4} = 7,13 \text{ mm}$$

flèche par rapport a l'axe z-z

$$\delta_y = \frac{2,05 \times G \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 26,66 \times 10^{-2} \times 5000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 51,34 \times 10^4} = 5,71 \text{ mm}$$

$$\delta \text{ admissible} = \frac{L}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm} \Rightarrow \delta_Z < \delta \text{ admissible} \text{ et } \delta_y < \delta \text{ admissible} \text{ (Condition Vérifiée)}$$

✚ **Sur appuis**

➤ **Condition de résistance à la flexion vérifiée**

On doit vérifier ;

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

$$\text{On a ;: } M_{pl.y} = 1962,5 \text{ daN.m} \quad M_{pl.z} = 600 \text{ daN.m}$$

**Moment en l'appui**

$$M_{y.sd} = \frac{1,5 \times V \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 95,4 \times 5^2}{8} = 447,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{1,35 \times G \times l^2}{8} = \frac{1,35 \times 26,66 \times 5^2}{8} = 112,47 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{447,18}{1962,5}\right)^2 + \left(\frac{112,47}{600}\right)^1 = 0,23 \leq 1 \text{ (condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier :

$$V_y \leq V_{ply} \text{ et } V_z \leq V_{plz}$$

$$V_{ply} = 11552,71 \text{ daN} \text{ et } V_{plz} = 14178,2 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{5 \times 1,5 \times v \times l}{8} = \frac{5 \times 1,5 \times 95,4 \times 5}{8} = 447,18 \text{ daN}$$

$$V_z = \frac{5 \times 1,35 \times G \times l}{8} = \frac{5 \times 1,35 \times 26,66 \times 5}{8} = 112,7 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_y = 447,18 \text{ daN} < V_{ply} = 11552,71 \text{ daN}$$

$$\text{Et } V_z = 112,7 \text{ daN} < V_{plz} = 14178,2 \text{ daN}$$

(condition vérifiée)

➤ **Vérification au déversement**

On doit vérifier :  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_W \times W_{PLY} \times F_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G_c = \frac{E}{2 \times (1+0.3)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2 \times (1+0.3)} = 8.08 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 51,34 \times 10^4}{5000^2} \times \sqrt{\frac{1,22 \times 10^3}{51,34 \times 10^4} + \frac{5000^2 \times 8.08 \times 10^4 \times 4,15 \times 10^4}{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 51,34 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 13,5 \times 10^6 \text{ daN.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 83,51 \times 10^3 \times 23.5}{13,5 \times 10^6}} = 0,36 < 0,4 \quad \text{pas de risque de déversement}$$

Donc la section UAP 130 est adéquate pour les lisses du long-pan du bloc 1.

## 2.2. Pignon (on suppose un UAP 220)

Les lisses du pignon se présentent sous deux types. Celle de type 1 sont des poutrelles sur 3 appuis avec 6 m pour chaque travée et celles de type 2 sont des poutrelles sur 2 appuis avec 6 m de travée.

### TYPE 1

Profil	Poids	Section	Caractéristiques							
	PP Kg/m	A cm <sup>2</sup>	It cm <sup>4</sup>	Iw x10 <sup>3</sup> cm <sup>6</sup>	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wpl-y cm <sup>3</sup>	Wpl-z cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
UAP 220	28,50	36,27	14,40	15,82	2710	222,30	289,90	72,56	8,64	2,48

Tableau III.5. Caractéristiques du profilé UAP 220

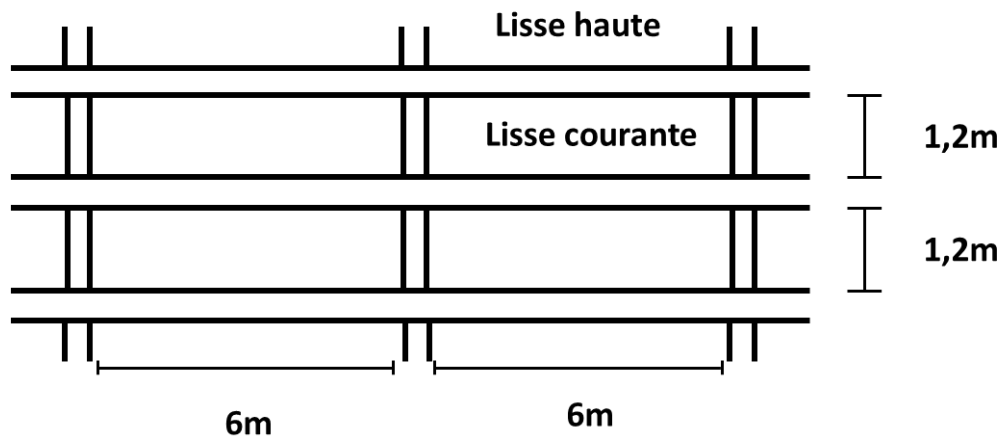


Figure III.5. Disposition des pannes du pignon bloc 1 (type 1)

### 2.2.1. Evaluation des charges et surcharges

➤ Charges permanentes (G) : (perpendiculaire à l'âme)

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

$$G = \text{pp de bardage} + \text{pp UAP} = (10,8 \times 1,2) + 28,50 = 41,46 \text{ kg/ml.}$$

➤ **Surcharges climatiques : (dans le plan de l'âme)**

$V = \text{Surcharge du vent (V)} = 92,76 \times 1,2 = 111,31 \text{ kg/ml.}$

**2.2.2. Combinaisons des charges**

1.35 G pour les charges verticales et 1.5 V pour les charges horizontales.

**2.2.3. Principe de dimensionnement**

Les lisses sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

 **En travée**

**2.2.3.1 Condition de résistance à la flexion déviée**

$$\left(\frac{My.sd}{Mply}\right)^\alpha + \left(\frac{Mz.sd}{Mplz}\right)^\beta \leq 1$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

**Pour les sections en I et H :**

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1 \quad \text{avec : } n = \frac{n}{npl}$$

Dans notre cas l'effort normal  $N = 0 \Rightarrow \beta = 1$

$M_y$  : moment ultime de flexion par rapport à l'axe y-y

$M_z$  : moment ultime de flexion par rapport à l'axe z-z

$M_{pl.y}$  : moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe y-y

$M_{pl.z}$  : Moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe z-z

**Le moment max**

$$M_{y,sd} = \frac{9 \times 1,5 \times v \times l^2}{128} = \frac{(9)1,5 \times 111,31 \times 6^2}{128} = 422,63 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{9 \times 1,35 \times G \times l^2}{128} = \frac{(9) \times 1,35 \times 41,46 \times 6^2}{128} = 141,67 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{289,9 \times 23,5}{1} = 6812,65 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72,56 \times 23,5}{1} = 1705,16 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{422,63}{6812,65}\right)^2 + \left(\frac{141,67}{1705,16}\right)^1 = 0,09 \leq 1 \text{ (condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier :

$$V_y \leq V_{ply} = V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} \quad \text{et} \quad V_z \leq V_{plz} = V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$$

- $V_y = \frac{3 \times 1,5 \times v \times l}{8} = \frac{3 \times 1,5 \times 111,31 \times 6}{8} = 375,67 \text{ dan}$

- $V_z = \frac{3 \times 1,35 \times G \times l}{8} = \frac{3 \times 1,35 \times 41,46 \times 6}{8} = 125,93 \text{ dan}$

$$A_{vz} = 1883 \text{ mm}^2 \quad A_{vz} = b \times t_f \times 2 = 2 \times 80 \times 12,5 = 2000 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,z} = \frac{2000 \times \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 27135,4 \text{ daN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{1883 \times \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 25548 \text{ daN}$$

**Donc :**

$$V_y = 375,67 \text{ daN} < V_{ply} = 25548 \text{ daN}$$

$$\text{Et } V_z = 125,93 \text{ daN} < V_{plz} = 27135,4 \text{ daN}$$

**(condition vérifiée)**

➤ **Vérification de la flèche**

**On doit vérifier :**  $\delta < \delta$  admissible

flèche par rapport à l'axe y-y

$$\delta_z = \frac{2,05 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 111,31 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 2710 \times 10^4} = 1,35 \text{ mm}$$

flèche par rapport à l'axe z-z

$$\delta y = \frac{2,05 \times G \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 41,46 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 222,3 \times 10^4} = 6,14 \text{ mm}$$

$$\delta \text{ admissible} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \delta z < \delta \text{ admissible} \text{ et } \delta y < \delta \text{ admissible}$$

**(Condition Vérifiée)**

### ✚ Sur Appui

#### ➤ Condition de résistance à la flexion déviée

On doit vérifier ;

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

On a ;  $M_{pl,y} = 6812,65 \text{ daN.m}$     $M_{pl,z} = 1705,16 \text{ daN.m}$

#### Moment sur appuis

$$M_{y,sd} = \frac{1,5 \times V \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 111,31 \times 6^2}{8} = 751,34 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{1,35 \times G \times l^2}{8} = \frac{1,35 \times 44,46 \times 6^2}{8} = 251,86 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{751,34}{6812,65}\right)^2 + \left(\frac{251,86}{1705,16}\right)^1 = 0,16 \leq 1 \text{ (condition vérifiée).}$$

#### • Vérification au cisaillement

On doit vérifier :

$$V_y \leq V_{ply} \text{ et } V_z \leq V_{plz}$$

$$V_{ply} = 25548 \text{ daN}$$

$$V_{plz} = 27135,4 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{5 \times 1,5 \times v \times l}{8} = \frac{5 \times 1,5 \times 111,31 \times 6}{8} = 626,12 \text{ daN}$$

$$V_z = \frac{5 \times 1,35 \times G \times l}{8} = \frac{5 \times 1,35 \times 41,46 \times 6}{8} = 209,89 \text{ daN}$$

**Donc :**

$$V_y = 626,12 \text{ daN} < V_{ply} = 255,48 \text{ daN}$$



Et  $V_z = 209,89 \text{ daN} < V_{plz} = 27135,4 \text{ daN}$

(condition vérifiée)

➤ **Vérification au déversement pour la section en travée :**

On doit vérifier :  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$

$$M_{cr} = C1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G_c = \frac{E}{2 \times (1+0.3)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2 \times (1+0.3)} = 8.08 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 222,3 \times 10^4}{6000^2} \times \sqrt{\frac{15,82 \times 10^3}{222,3 \times 10^4} + \frac{6000^2 \times 8.08 \times 10^4 \times 14,4 \times 10^4}{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 222,3 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 13,77 \times 10^6 \text{ daN. mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 289,9 \times 10^3 \times 23.5}{13,5 \times 10^6}} = 0,7 > 0,4 \quad \text{Il y'a risque de déversement)}$$

**Donc on doit vérifier que :** 
$$\frac{M_y \cdot s_d}{x_{LT} \times w_{ply} \times \frac{f_u}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_z \cdot s_d}{w_{plz} \times \frac{f_u}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\frac{422,63}{0,8477 \times 289,9 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{141,67}{72,56 \times \frac{23,5}{1,1}} = 0,17 \leq 1 \quad \text{(pas de déversement).}$$

(la section UAP220 est adéquate).

**TYPE 2 (on suppose un UAP 220)**

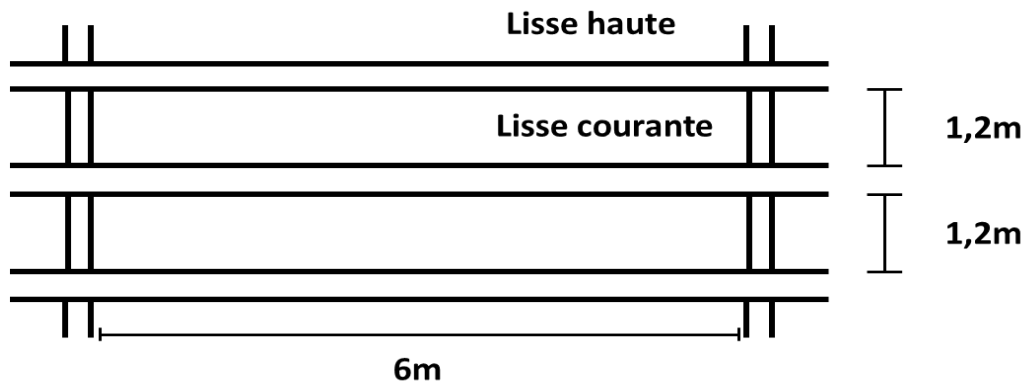


Figure III.5. Disposition des pannes au pignon bloc 1 (type 2)

**2.3. Principe de dimensionnement :**

Les charges et surcharges appliquées à ce type de lisses sont identiques à celles utilisées pour les lisses de type 1. Les lisses sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

On doit vérifier

➤ **Condition de résistance à la flexion déviée**

On doit vérifier ;

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

On a ;  $M_{pl.y} = 6812,65 \text{ daN.m}$      $M_{pl.z} = 1705,16 \text{ daN.m}$

**Moment en travée**

$$M_{y.sd} = \frac{1,5 \times V \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 111,31 \times 6^2}{8} = 751,34 \text{ dan.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{1,35 \times G \times l^2}{8} = \frac{1,35 \times 44,46 \times 6^2}{8} = 251,86 \text{ dan.m}$$

$$\left(\frac{751,34}{6812,65}\right)^2 + \left(\frac{251,86}{1705,16}\right)^1 = 0,16 \leq 1 \text{ (condition vérifiée).}$$

• **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier :

$V_y \leq V_{ply}$  et  $V_z \leq V_{plz}$

$$V_{ply} = 25548 \text{ daN}$$

$$V_{plz} = 27135,4 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{1,5 \times v \times l}{2} = \frac{1,5 \times 111,31 \times 6}{2} = 500,89 \text{ daN}$$

$$V_z = \frac{1,35 \times G \times l}{2} = \frac{1,35 \times 41,46 \times 6}{2} = 167,91 \text{ daN}$$

**Donc :**

$$V_y = 500,89 \text{ daN} < V_{ply} = 25548 \text{ daN}$$

$$\text{Et } V_z = 167,91 \text{ daN} < V_{plz} = 27135,4 \text{ daN}$$

**(condition vérifiée)**

➤ **Vérification au déversement pour la section en travée :**

On doit vérifier :  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$

$$M_{cr} = C1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G_c = \frac{E}{2 \times (1+0,3)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2 \times (1+0,3)} = 8,08 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^4 \times 222,3 \times 10^4}{6000^2} \times \sqrt{\frac{15,82 \times 10^3}{222,3 \times 10^4} + \frac{6000^2 \times 8,08 \times 10^4 \times 14,4 \times 10^4}{3,14^2 \times 21 \times 10^4 \times 222,3 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 13,77 \times 10^6 \text{ daN.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 289,9 \times 10^3 \times 23,5}{13,5 \times 10^6}} = 0,7 > 0,4 \quad \text{Il y'a le risque de déversement)}$$

$$\text{Donc on doit vérifier que : } \frac{M_y \cdot s_d}{x_{LT} \times w_{ply} \times \frac{f_u}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_z \cdot s_d}{w_{plz} \times \frac{f_u}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\frac{500,89}{0,8477 \times 289,9 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{167,91}{72,56 \times \frac{23,5}{1,1}} = 0,20 \leq 1 \quad \text{Donc les lisses résistent au déversement}$$

➤ **Vérification de la flèche**

**On doit vérifier :  $\delta < \delta$  admissible**

flèche par rapport à l'axe y-y

$$\delta_Z = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_Z} = \frac{5 \times 111,31 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 2710 \times 10^4} = 3,30 \text{ mm}$$

flèche par rapport à l'axe z-z

$$\delta_y = \frac{5 \times G \times l^4}{384 \times E \times I_Z} = \frac{5 \times 41,46 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 222,3 \times 10^4} = 15 \text{ mm}$$

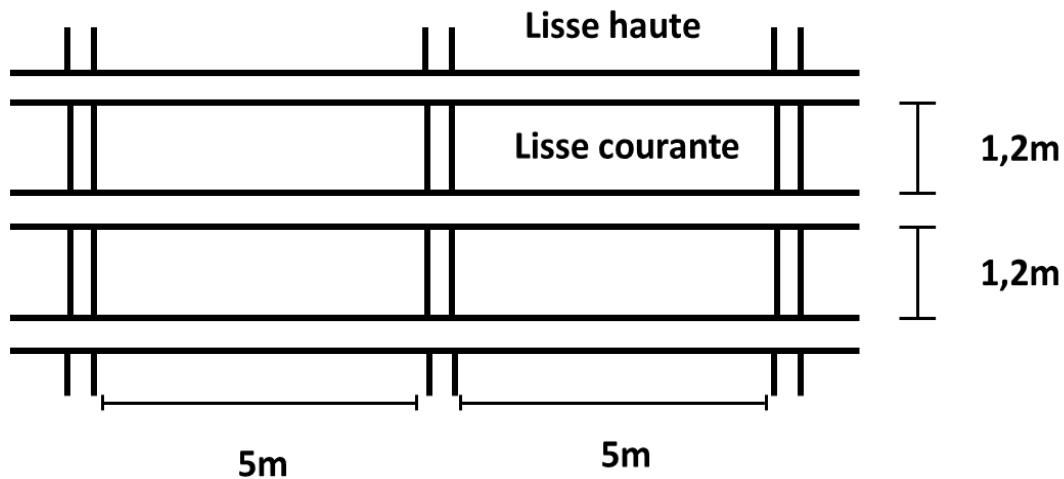
$$\delta \text{ admissible} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \delta_Z < \delta \text{ admissible} \text{ et } \delta_y < \delta \text{ admissible}$$

**(Condition Vérifiée)**

**Donc la section UAP220 est adéquate pour les lisses type 2 coté pignon.**

**3. Lisses de bardage du bloc 2**

**Long pan : (on suppose un UAP 130)**



*Figure III.6 : Disposition des lisses au long pan bloc 2*

### 3.1. Evaluation des charges et surcharges

➤ **Charges permanentes (G) : (perpendiculaire à l'âme)**

$$G = (10.8 \times 1,2) + 13.7 = 26,66 \text{ kg/ml.}$$

**Surcharges climatiques : (dans le plan de l'âme)**

$$V = 127,7 \times 1,2 = 153,24 \text{ kg/ml.}$$

➤ **Combinaisons des charges**

1.35 G pour les charges verticales et 1.5 V pour les charges horizontales

### 3.2. Principe de dimensionnement

#### 3.2.1. Condition de résistance

On doit vérifier :

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

**Verification**

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{83,51 \times 23.5}{1} = 1962,49 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{25,55 \times 23.5}{1} = 600 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{1,5 \times V \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 153,24 \times 5^2}{8} = 718,31 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{1,35 \times G \times l^2}{8} = \frac{1,35 \times 26,66 \times 5^2}{8} = 112,47 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{718,31}{1962,49}\right)^2 + \left(\frac{112,47}{600}\right)^1 = 0,32 \leq 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification de la flèche**

**On doit vérifier :  $\delta < \delta$  admissible**

flèche par rapport à l'axe y-y

$$\delta_z = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 153,24 \times 10^{-2} \times 5000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 459,6 \times 10^4} = 12,92 \text{ mm}$$

flèche par rapport à l'axe z-z

$$\delta y = \frac{5 \times G \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 26,66 \times 10^{-2} \times 5000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 51,34 \times 10^4} = 20,12 \text{ mm}$$

$$\delta \text{ admissible} = \frac{L}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm} \Rightarrow \delta z < \delta \text{ admissible} \text{ et } \delta y < \delta \text{ admissible}$$

**(Condition Vérifiée)**

➤ **Vérification au déversement**

On doit vérifier :  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_W \times W_{PLy} \times F_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G_c = \frac{E}{2 \times (1+0.3)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2 \times (1+0.3)} = 8.08 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 51,34 \times 10^4}{5000^2} \times \sqrt{\frac{1,22 \times 10^3}{51,34 \times 10^4} + \frac{5000^2 \times 8.08 \times 10^4 \times 4,15 \times 10^4}{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 51,34 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 13,5 \times 10^6 \text{ daN.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 83,51 \times 10^3 \times 23.5}{13,5 \times 10^6}} = 0,36 < 0,4 \text{ pas de risque de déversement}$$

**Donc la section UAP 130 est adéquate pour les lisses du long-pan du bloc 1.**

**Pignon : (on suppose un UAP 200) ?**

Profilé	Poids	Section	Caractéristiques							
	PP Kg/m	A cm <sup>2</sup>	It cm <sup>4</sup>	Iw x10 <sup>3</sup> cm <sup>6</sup>	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wpl-y cm <sup>3</sup>	Wpl-z cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
UAP 200	25,10	31,98	11,24	9,98	1946	169,70	230,10	58,29	7,8 0	2,30

Tableau III.6 : caractéristiques du profilé UAP 200



Figure III.7 : Disposition des pannes au pignon bloc 2

#### 4.1. Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Charges permanentes (G) : (perpendiculaire à l'âme)**

$$G = (10.8 \times 1,2) + 25.1 = 38.06 \text{ kg/ml.}$$

➤ **Surcharges climatiques : (dans le plan de l'âme)**

$$V = -129,04 \times 1,2 = 79.25 \text{ kg/ml.}$$

➤ **Combinaisons des charges**

1.35 G pour les charges verticales et 1.5 V pour les charges horizontales

## 4.2. Principe de dimensionnement

Les lisses sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

### 4.2.1. Condition de résistances

On doit vérifier ;

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

#### Verification

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{230,1 \times 23,5}{1} = 5407,35 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{58,29 \times 23,5}{1} = 1369,81 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{1,5 \times V \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 154,86 \times 5^2}{8} = 725,86 \text{ dan.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{1,35 \times G \times l^2}{8} = \frac{1,35 \times 38,06 \times 5^2}{8} = 160,6 \text{ dan.m}$$

$$\left(\frac{725,86}{5407,35}\right)^2 + \left(\frac{160,6}{1369,81}\right)^1 = 0,14 \leq 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

#### ➤ Vérification au cisaillement

On doit vérifier :

$$V_y \leq V_{ply} = V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} \quad \text{et} \quad V_z \leq V_{plz} = V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$$

$$\bullet \quad V_y = \frac{3 \times 1,5 \times v \times l}{8} = \frac{3 \times 1,5 \times 79,25 \times 5}{8} = 222,89 \text{ daN}$$

$$\bullet \quad V_z = \frac{3 \times 1,35 \times G \times l}{8} = \frac{3 \times 1,35 \times 38,06 \times 5}{8} = 96,34 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 1697 \text{ mm}^2 \quad A_{vz} = b \times t_f \times 2 = 2 \times 75 \times 11,5 = 1725 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,z} = \frac{1725 \times \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 23404,33 \text{ daN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{1697 \times \left(\frac{23,5}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 23024,44 \text{ daN}$$



**Donc :**

$$V_y = 222,89 \text{ daN} < V_{ply} = 23024,44 \text{ daN}$$

$$\text{Et } V_z = 125,93 \text{ daN} < V_{plz} = 23404,33 \text{ daN}$$

**(condition vérifiée)**

➤ **Vérification de la flèche**

**On doit vérifier :**  $\delta < \delta$  admissible

flèche par rapport à l'axe y-y

$$\delta_z = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 154,85 \times 10^{-2} \times 5000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 1946 \times 10^4} = 3,08 \text{ mm}$$

flèche par rapport à l'axe z-z

$$\delta_y = \frac{5 \times G \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 38,06 \times 10^{-2} \times 5000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 169,7 \times 10^4} = 8,70 \text{ mm}$$

$$\delta \text{ admissible} = \frac{L}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm} \Rightarrow \delta_z < \delta \text{ admissible et } \delta_y < \delta \text{ admissible}$$

**(Condition Vérifiée)**

➤ **Vérification au déversement**

On doit vérifier :  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_W \times W_{PLY} \times F_y}{M_{cr}}}$$

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

$$G_c = \frac{E}{2 \times (1+0.3)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2 \times (1+0.3)} = 8.08 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 169,7 \times 10^4}{5000^2} \times \sqrt{\frac{9,98 \times 10^3}{169,7 \times 10^4} + \frac{5000^2 \times 8.08 \times 10^4 \times 26,2 \times 10^4}{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 169,7 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 61,64 \times 10^6 \text{ daN.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 230,1 \times 10^3 \times 23,5}{61,64 \times 10^6}} = 0,3 < 0,4 \quad \text{pas de risque de déversement}$$

(La section UAP200 est adéquate).

## 7. Conclusion :

On obtient les profilés suivants dans chaque face :

<b>BLOCS</b>	<b>BLOC 1</b>	<b>BLOC 1</b>	<b>BLOC 2</b>	<b>BLOC 2</b>
<b>Face</b>	<b>Long-pan</b>	<b>Pignon</b>	<b>Long-pan</b>	<b>Pignon</b>
<b>Profilé</b>	<b>UAP 130</b>	<b>UAP 220</b>	<b>UAP 130</b>	<b>UAP 200</b>

Tableau III.7. Profilés des lisses de bardage

## III.3. Calcul des potelets

### 1. Introduction :

Les potelets sont souvent des I ou H permettant de rigidifier les façades (pignon ou long-pan) vis à vis des efforts horizontaux de vent. Ils constituent des appuis pour les lisses, tout comme les poteaux.

### 2 Détermination des sollicitations

Le potelet, travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent sollicitant le bardage et les lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui sont associés, et de ce fait fonctionne à la flexion composée.

### 3. Evaluation des charges et surcharges

#### ➤ Charges permanentes (G) :

G = poids propre du potelet + poids propres des lisses + poids propre du bardage.

$$G = 42,2 \times 10 + 10 \times 28,5 \times 6 + 10,80 (11 \times 6) = 2844,8 \text{ kg/m}$$

#### ➤ Surcharges climatiques : (dans le plan de l'âme)

V = Surcharge du vent.

$$V = 79,51 \times 6 = 477,06 \text{ kg/m}$$

➤ **Combinaisons des charges**

$$q = 1.35 G + 1.5 V$$

**4. Potelets (pignon du bloc 1)**

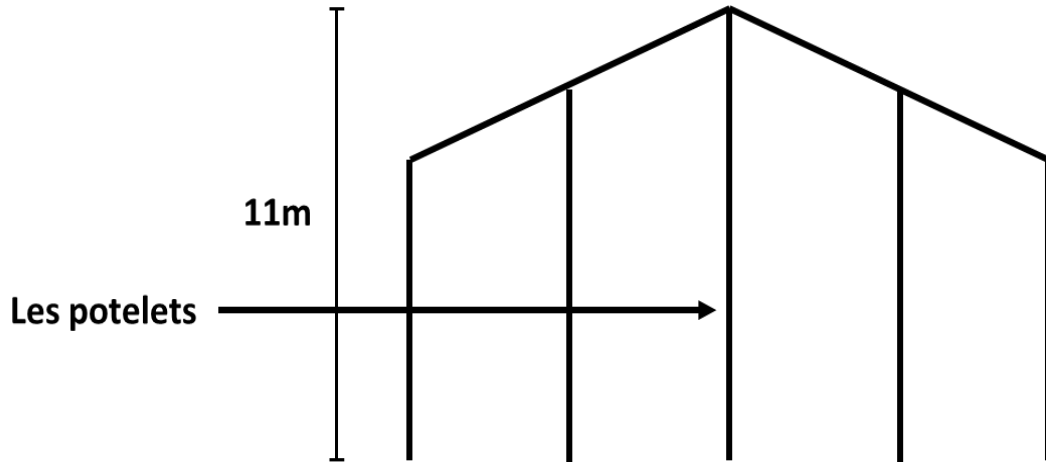


Figure III.8 : Disposition des potelets (pignon de bloc 1)

**4.1. Principe de dimensionnement**

Pour les éléments comprimés et fléchis, très élancés, on les dimensionne souvent sous la Condition de la flèche.

**Condition de flèche :** on propose IPE 300

Profil	Poids	Section	Caractéristiques							
	PP Kg/m	A cm <sup>2</sup>	It cm <sup>4</sup>	Iw x10 <sup>3</sup> cm <sup>6</sup>	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wpl-y cm <sup>3</sup>	Wpl-z cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
<b>IPE 300</b>	42,2	53,81	20,12	125,9	8356	603,8	628,4	125,2	12,46	603,8

Tableau III.8. Caractéristiques du profilé IPE 300

La vérification de la flèche se fait sous le vent

**La flèche par rapport à l'axe yy :**

$$\bullet f_y = \frac{5.V.l^4}{384.E.I_y} = \frac{5 \times 79,51 \times 10^{-3} \times 6 \times 11000^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 8356 \times 10^4} = 51,82 \text{ mm}$$

$$\bullet f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{11000}{200} = 55 \text{ mm}$$

$\Rightarrow f_y = 51.82 \text{ mm} < f_{adm} = 55 \text{ mm} \rightarrow$  condition vérifiée

➤ **Vérification à la sécurité (résistance)**

Calcul de  $N_{sd}$  et  $M_{sd}$  :

$$\bullet N_{sd} = 1.35 \times G = 1.35 \times 2844,8 = 3840,48 \text{ daN}$$

$$\bullet M_{sd} = \frac{1.5.V.l^2}{8} = \frac{1.5 \times 477,06 \times 11^2}{8} = 10823,29 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de la résistance au flambement**

$$\text{Max}(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) \leq 0.2 \quad \text{ou} \quad \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 0.1$$

**a) Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du flambement  $\bar{\lambda}_{max}$**

$$\bar{\lambda}_{max} = \frac{\lambda_{max}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} \quad \text{Avec :} \quad \beta_A = 1$$

$$\bullet \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.14 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^4}{2735}} = 93,86$$

$$\bullet \lambda_{max} = \text{Max}(\lambda_y, \lambda_z) = \text{Max}\left(\frac{l_y}{i_y}, \frac{l_z}{i_z}\right) = \text{Max}\left(\frac{580}{12.46}, \frac{580}{3.35}\right) = \text{Max}(46.55 ; 173.13) = 173.13$$

$$\bar{\lambda}_{max} = \frac{173.13}{93,86} \cdot \sqrt{1} = 1.84 > 0.2$$

**b) Calcul de coefficient de réduction  $\chi_{min}$  :**

$$\chi_{min} = 0.2702 \text{ (courbe 'a' du tableau pour } \bar{\lambda} = 2)$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} = \frac{3840,48}{0.2229 \times 5381 \times \frac{23.5}{1.1}} = 0.12 > 0.1$$

Donc il n'y a risque de flambement.

➤ **Vérification de la résistance au déversement**

$$\text{On doit vérifier :} \quad \bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$$

$$\bullet G_c = \frac{E}{2 \cdot (1+0.3)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2 \times (1+0.3)} = 8.08 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$\bullet M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \cdot G_c \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$= 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 603.8 \times 10^4}{1100^2} \times \sqrt{\frac{125.9 \times 10^3}{603.8 \times 10^4} + \frac{1100^2 \times 8.08 \times 10^4 \times 20.12 \times 10^4}{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 603.8 \times 10^4}}$$

$$= 46328,62 \text{ daN.m}$$

➤  $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot w_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 628.4 \times 10^3 \times 27.5}{46328,62 \times 10^3}} = 0.56 > 0.4 \Rightarrow$  il y'a risque de déversement

$\chi_{LT} = 0.8900$  (courbe 'a' du tableau) entre (0,5 – 0,6)

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{sd}}{\chi_{LT} \cdot w_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

**Vérification :**

- $\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_{max} \cdot \beta_{MLT} - 0.15$   
 $= 0.15 \times 1.84 \times 1.3 - 0.15 = 0.21$

- $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y}$   
 $= 1 - \frac{0.21 \times 3327,75}{0.2702 \times 5381 \times 23.5} = 0.98$

$$\frac{3840,48}{0.2702 \times 5381 \times \frac{23.5}{1.1}} + \frac{0.98 \times 10823,29}{0.7957 \times 628.4 \times \frac{23.5}{1.1}} = 1,008 < 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

→ **Donc on adoptera un profilé de section juste supérieure. Soit un IPE 330.**



# Calcul des portiques

### 1. Introduction

Le calcul de l'ossature spatiale implique généralement l'utilisation de méthodes mathématiques et d'outils d'ingénierie pour analyser les contraintes et les déformations, et dimensionner les éléments structurels en conséquence. Cela peut inclure des calculs de résistance des matériaux, des analyses de stabilité et des études de comportement sous diverses conditions de charge.

Ensemble, le calcul et la vérification de l'ossature jouent un rôle essentiel dans la construction de structures solides et fiables, contribuant ainsi à assurer la sécurité des occupants et la pérennité des bâtiments.

#### 1.1 Modèle de calcul

Les éléments finis composant le modèle de la structure sont principalement des éléments poutres : ce sont des éléments à 2 nœuds, comportant 3 degrés de liberté dans leur repère local, (déplacement vertical, déplacement horizontal, rotation). Ces éléments peuvent être utilisés pour modéliser des poutres/poteaux travaillant à la flexion composée déviée. On note que les fermes de notre structure sont des éléments à sections pleines (profilés).

#### 1.2 Normes de conception

✓ Structure en acier : EUROCODE 3

#### 1.3 Chargements

- ✓ Charges permanentes : c'est un cas de charge incluant les poids propres des éléments, ainsi que les poids des éléments qu'ils supportent.
- ✓ Surcharges d'exploitation : ce cas comporte les charges dues à une surcharge de montage/entretien.
- ✓ Surcharges du vent et de la neige.

## 2. Modalisation de la structure

### 2.1 Définition de la structure

La structure a été modélisée par le logiciel du calcul aux éléments finis ROBOT, en se basant sur les profilés des poteaux et des traverses choisis aléatoirement.

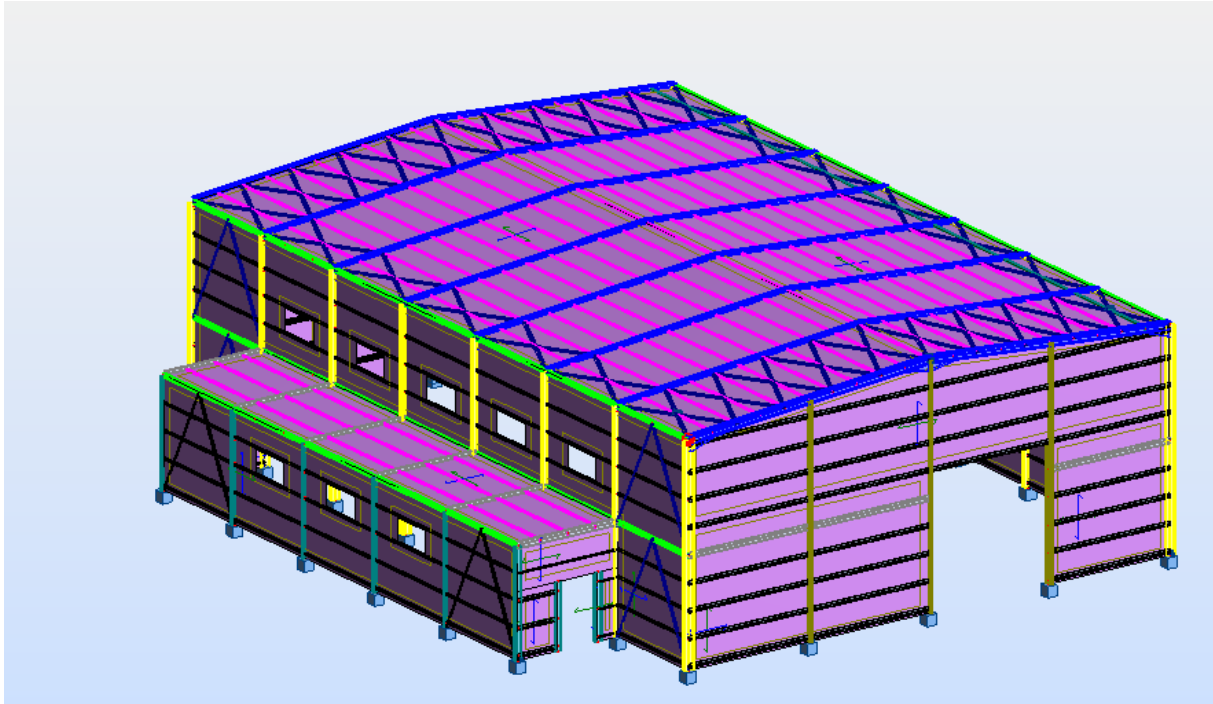


Figure IV.1. Vue en 3D de la structure modélisée

### 2.2. Sections des différents éléments

<i>Nom de section</i>	<i>Liste des barres</i>	<i>G (kg/m)</i>	<i>A [cm<sup>2</sup>]</i>	<i>I<sub>y</sub>=[cm<sup>4</sup>]</i>	<i>W<sub>ely</sub> [cm<sup>3</sup>]</i>	<i>I<sub>z</sub> [cm<sup>4</sup>]</i>	<i>W<sub>elz</sub> [cm<sup>3</sup>]</i>
<i>CAE 70x70x7</i>	<i>504 505 507A512 521A528542A545</i>	7.38	9.40	42.30	8.41	42.30	8.41
<i>CAE 80x80x8</i>	<i>1 3 4 8 11 12 14 15 574A578 580 586A590 603 605 606 610A616 620A631 650 652A657</i>	9.66	12.30	72.25	12.58	72.25	12.58



## Chapitre IV : Calcul des portiques

	660A667 669A675 681						
<i>HEA</i> <i>340</i>	30A33 41A52	107.1	133	27693	1680	7436	496
<i>IPE 120</i>	283A289 294A314 316A365 367A374 376A383 385A392 394A401 403A410 412A419	10.4	13.2	317.8	52.96	27.67	8.65
<i>IPE 160</i>	267A278 280A282 366A420P9	15.8	20.1	869.3	87.81	68.31	16.66
<i>IPE 200</i>	203A221	22.4	28.5	1943	194.3	142.4	28.47
<i>IPE 220</i>	240A244 498 499 514A520	26.2	33.4	2772	252	204.9	37.25
<i>IPE 270</i>	556 942A946	36.1	45.5	5790	428.9	419.9	62.2
<i>IPE 300</i>	7A22P3 54A59	42.2	53.8	8356	557.1	603.8	80.5
<i>IPE 330</i>	9 26A29 3481A86 245 246 258 259	49.1	62.6	11770	713.1	788.1	09.52
<i>IPE 450</i>	2 5 6 25 35A40 53 60A80	77.1	98.9	33750	1500	1676	176.4
<i>UAP</i> <i>130</i>	97 98 100 101 103A105 108A110 112A114 116A118 120A124 126A128 131A133	13.74	17.5	459.56	70.7	51.34	13.78

## Chapitre IV : Calcul des portiques

	<i>136A138</i> <i>140A150</i> <i>152A159</i> <i>163A165</i> <i>168A170</i> <i>173A175</i> <i>177A179</i> <i>181A196</i> <i>198A202</i> <i>223A228</i> <i>230A232</i> <i>234A239</i>						
<i>UAP</i> <i>200</i>	<i>250A253</i> <i>255A257</i> <i>260A266</i>	<i>25.1</i>	<i>31.9</i>	<i>1945.85</i>	<i>194.59</i>	<i>169.69</i>	<i>32.13</i>
<i>UAP</i> <i>220</i>	<i>428 429 431 432</i> <i>435A439 441 443</i> <i>444 446A453</i> <i>455A462</i> <i>467A474</i> <i>476A479</i> <i>481A492494A497</i>	<i>28.47</i>	<i>36.27</i>	<i>2709 ?93</i>	<i>246.35</i>	<i>222.31</i>	<i>39.68</i>

Tableau IV.1. Les différents types de section

2.3. Les chargements

Cas	Type de charge	Liste			
1:pp	Poids propre	1A16 25A86	Structure entière	-Z	Coef = 1,00
2:g	(EF) Surfaccique uniforme	709A711	PX= 0,0	PY=0,0	PZ=-11,65
3:q	(EF) Surfaccique uniforme	709A711	PX= 0,0	PY=0,0	PZ=-75,00
5:n	(EF) Surfaccique uniforme	710 711	PX= 0,0	PY=0,0	PZ=-26,32
4:v	(EF) Surfaccique uniforme	708	PX= 0,0	PY=-7,40	PZ=0,0
4:v	(EF) Surfaccique uniforme	707	PX= 0,0	PY= 1,14	PZ=0,0
4:v	(EF) Surfaccique uniforme	710 711	PX= 0,0	PY=0,0	PZ=79,52
4:v	(EF) Surfaccique uniforme	710 711 949	PX= - 56,92	PY=0,0	PZ=0,0
4:v	(EF) Surfaccique uniforme	951	PX= 92,77	PY=0,0	PZ=0,0
4:v	(EF) Surfaccique uniforme	960 961	PX= 5,69	PY=0,0	PZ=0,0
4:v	(EF) Surfaccique uniforme	962	PX= 19,88	PY=0,0	PZ=0,0
4:v	(EF) Surfaccique uniforme	706	PX= 0,0	PY=75,46	PZ=0,0
5:n	(EF) Surfaccique uniforme	709	PX= 0,0	PY=0,0	PZ=-32,90
4:v	(EF) Surfaccique uniforme	963A965	PX= 99,17	PY=0,0	PZ=0,0
4:v	(EF) Surfaccique uniforme	966 967	PX= -762,53	PY=0,0	PZ=0,0

Tableau IV.2. Les différents types de chargement

## 2.4. Les combinaisons

Les combinaisons de calcul ont été établies manuellement, en se basant sur les combinaisons de l'EC1 (tab. 4.3).

Combinaison	Nom	Etat	Définition
6 (C)	$1.35(g+pp)+1.5q$	ELU	$(1+2)*1.35+3*1.50$
7 (C)	$1.35(g+pp)+1.5n$	ELU	$(1+2)*1.00+5*1.50$
8 (C)	$(g+pp)+1.5v$	ELU	$(1+2)*1.00+4*1.50$
9 (C)	$(g+pp)+1.5v+1.3n$	ELU	$(1+2)*1.00+4*1.50+5*1.30$
10 (C)	$(g+pp)+q$	ELS	$(1+2+3)*1.00$
11 (C)	$(g+pp)+v$	ELS	$(1+2+4)*1.00$
12 (C)	$(g+pp)+n$	ELS	$(1+2+5)*1.00$
13 (C)	$(g+pp)+v+0.87n$	ELS	$(1+2+4)*1.00+5*0.87$

Tableau IV.3. Les différentes combinaisons de calcul

3. Résultats du calcul

	$F_x$ [daN]	$F_Y$ [daN]	$F_Z$ [daN]	$MX$ [daN.m]	$MY$ [daN.m]	$MZ$ [daN.m]
<i>Max</i>	33483,69	6684,51	8451,74	581,23	30897,12	2859,24
<i>Barre</i>	52	41	47	73	62	31
<i>Nœud</i>	59	40	22	41	24	51
<i>Cas</i>	6 (C)	8 (C)	6 (C)	8 (C)	6 (C)	6 (C)
<i>Min</i>	- 30375,85	- 6139,14	- 8422,79	- 1180,97	- 31323,79	- 2845,90
<i>Barre</i>	31	42	48	22	47	33
<i>Nœud</i>	51	42	24	43	22	52
<i>Cas</i>	6 (C)	8 (C)	6 (C)	9 (C)	6 (C)	6 (C)

Tableau IV.4. Efforts extrêmes globaux

## 4. Dimensionnement des éléments résistants

### 4.1. Classification des familles

Afin de dimensionner les éléments résistants dans la structure, on doit les classer par familles.

Le tableau ci-dessous regroupe les différentes familles envisagées :

Famille	Élément	Section
1	Pouteaux	IPE 450
2	Pouteaux 2	IPE 300
3	Contreventements horizontaux	2 CAE 80x8
4	Contreventements verticaux	2 CAE 70x7
5	Lisses long pan	UAP 130
6	Lisses pignon 1	UAP 220
7	Lisses pignon 2	UAP 200
8	Pannes 1	IPE 120
9	Pannes 2	IPE 260
10	Potelet	IPE 330
11	Poutre sablière	IPE 200
12	Poutre secondaire 1	IPE 220
13	Poutre secondaire 2	IPE 200
14	Poutre maitresse 1	IPE 270
15	Poutre maitresse 2	IPE 300
16	Traverses	HEA 340

Tableau IV.5. Les différentes familles envisagées

## 4.2. La vérification sous ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 1 poteaux</b>						
64 poteaux_t_64	OK IPE 450	ACIER S235	35.99	97.13	0.97	6 1.35(g+pp)+1.5q
<b>Famille : 2 poteaux2</b>						
22 poteaux_t_22	OK IPE 300	ACIER S235	53.37	14.93	0.58	8 (g+pp)+1.5v
<b>Famille : 3 contreventement h</b>						
631 contrevente	OK 2 CAE 80x8	ACIER S235	228.68	136.55	0.80	6 1.35(g+pp)+1.5q
<b>Famille : 4 contreventement v1</b>						
527 contrevente	OK 2 CAE 70x7	ACIER S235	263.48	153.16	0.46	8 (g+pp)+1.5v
<b>Famille : 5 contreventement v2</b>						
545 contrevente	OK 2 CAE 70x7	ACIER S235	263.48	153.16	0.38	8 (g+pp)+1.5v
<b>Famille : 6 lisse1</b>						
181 pannes_181	OK UAP 130	ACIER S235	97.56	291.90	0.61	8 (g+pp)+1.5v
<b>Famille : 7 lisse2</b>						
191 pannes_191	OK UAP 130	ACIER S235	97.56	291.90	0.84	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
<b>Famille : 8 lisse pignon1</b>						
437 pannes_437	OK UAP 220	ACIER S235	69.41	242.36	0.82	8 (g+pp)+1.5v
<b>Famille : 9 lisse pignon2</b>						
262 pannes_262	OK UAP 200	ACIER S235	12.82	43.41	0.24	8 (g+pp)+1.5v
<b>Famille : 10 panne 1</b>						
284 pannes_284	OK IPE 120	ACIER S235	101.95	345.49	0.69	6 1.35(g+pp)+1.5q
<b>Famille : 11 panne 2</b>						
274 pannes_274	OK IPE 160	ACIER S235	76.01	271.15	0.23	6 1.35(g+pp)+1.5q
<b>Famille : 12 potelet</b>						
84 potelet_84	OK IPE 330	ACIER S235	30.64	118.37	0.28	8 (g+pp)+1.5v
<b>Famille : 13 poutre sabliere</b>						
221 poutre sabli	OK IPE 200	ACIER S235	48.43	178.92	0.59	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
<b>Famille : 14 poutre scondaire</b>						
519 travers_519	OK IPE 220	ACIER S235	38.40	161.43	0.59	8 (g+pp)+1.5v
<b>Famille : 15 poutre scondaire2</b>						
207 travers_207	OK IPE 200	ACIER S235	42.38	178.92	0.60	8 (g+pp)+1.5v
<b>Famille : 16 poutre moitrese1</b>						
943 Membrure_s	OK IPE 270	ACIER S235	48.10	198.48	0.28	8 (g+pp)+1.5v
<b>Famille : 17 poutre moitrese2</b>						
55 travers_55	OK IPE 300	ACIER S235	28.09	29.85	0.57	6 1.35(g+pp)+1.5q
<b>Famille : 18 travers</b>						
47 travers_47	OK HEA 340	ACIER S235	53.84	147.62	0.91	6 1.35(g+pp)+1.5q

Tableau IV.6. Résultats de vérification des profilées

### 4.3. Dimensionnement proposé par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 1 poteaux</b>						
64 poteaux_t_64	↑ IPE 400	ACIERS235	40.19	101.27	1.26	6 1.35(g+pp)+1.5q
	OK IPE 450		35.99	97.13	0.97	
	↓ IPE 500		32.56	92.90	0.76	
<b>Famille : 2 poteaux2</b>						
22 poteaux_t_22	↑ IPE 220	ACIERS235	72.97	20.18	1.25	8 (g+pp)+1.5v
	OK IPE 240		66.67	18.57	0.98	
	↓ IPE 270		59.24	16.54	0.75	
<b>Famille : 3 contreventement h</b>						
631 contrevente	OK 2 CAE 80x8	ACIERS235	228.68	136.55	0.80	6 1.35(g+pp)+1.5q
<b>Famille : 4 contreventement v1</b>						
527 contrevente	OK 2 CAE 70x7	ACIERS235	263.48	153.16	0.46	8 (g+pp)+1.5v
<b>Famille : 5 contreventement v2</b>						
545 contrevente	OK 2 CAE 70x7	ACIERS235	263.48	153.16	0.38	8 (g+pp)+1.5v
<b>Famille : 6 lisse1</b>						
181 pannes_181	↑ UAP 80	ACIERS235	157.83	353.72	1.19	8 (g+pp)+1.5v
	OK UAP 100		126.34	319.16	0.87	
	↓ UAP 130		97.56	291.90	0.61	
<b>Famille : 7 lisse2</b>						
191 pannes_191	↑ UAP 100	ACIERS235	126.34	319.16	1.17	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
	OK UAP 130		97.56	291.90	0.84	
	↓ UAP 150		84.69	247.45	0.55	
<b>Famille : 8 lisse pignon1</b>						
437 pannes_437	↑ UAP 200	ACIERS235	76.92	260.46	1.02	8 (g+pp)+1.5v
	OK UAP 220		69.41	242.36	0.82	
	↓ UAP 250		61.74	230.54	0.66	
<b>Famille : 9 lisse pignon2</b>						
262 pannes_262	↑ UAP 100	ACIERS235	25.27	63.83	1.00	8 (g+pp)+1.5v
	OK UAP 130		19.51	58.38	0.63	
	↓ UAP 150		16.94	49.49	0.42	
<b>Famille : 10 panne 1</b>						
373 pannes_373	↑ IPE 100	ACIERS235	122.85	402.65	1.11	8 (g+pp)+1.5v
	OK IPE 120		101.95	345.49	0.66	
	↓ IPE 140		87.11	302.36	0.42	



## Chapitre IV : Calcul des portiques

























<b>Famille : 11 panne 2</b>							
274 pannes_274		IPE 80	ACIER S235	154.42	474.44	1.24	6 1.35(g+pp)+1.5q
		IPE 100		122.85	402.65	0.73	
		IPE 120		101.95	345.49	0.47	
<b>Famille : 12 potelet</b>							
84 potelet_84		IPE 200	ACIER S235	50.85	187.86	0.99	8 (g+pp)+1.5v
		IPE 220		46.08	169.50	0.77	
		IPE 240		42.11	155.97	0.60	
<b>Famille : 13 poutre sabliere</b>							
221 poutre sabliere_221		IPE 180	ACIER S235	53.94	194.92	25.77	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
		IPE 200		48.43	178.92	0.59	
		IPE 220		43.89	161.43	0.29	
<b>Famille : 14 poutre scondaire</b>							
519 travers_519		IPE 200	ACIER S235	42.38	178.92	0.98	8 (g+pp)+1.5v
		IPE 220		38.40	161.43	0.59	
		IPE 240		35.09	148.55	0.41	
<b>Famille : 15 poutre scondaire2</b>							
207 travers_207		IPE 160	ACIER S235	53.21	216.92	1.07	8 (g+pp)+1.5v
		IPE 180		47.20	194.92	0.78	
		IPE 200		42.38	178.92	0.60	
<b>Famille : 16 poutre maitresse1</b>							
943 Membrure_sup_C M66_943		IPE 240	ACIER S235	54.14	222.82	0.37	8 (g+pp)+1.5v
		IPE 270		48.10	198.48	0.28	
		IPE 300		43.33	179.12	0.22	
<b>Famille : 17 poutre maitresse2</b>							
55 travers_55		IPE 240	ACIER S235	35.09	37.14	1.14	6 1.35(g+pp)+1.5q
		IPE 270		31.18	33.08	0.80	
		IPE 300		28.09	29.85	0.57	
<b>Famille : 18 traverse</b>							
47 travers_47		HEA 320	ACIER S235	57.14	147.00	1.03	6 1.35(g+pp)+1.5q
		HEA 340		53.84	147.62	0.91	
		HEA 360		50.92	148.26	0.81	

Tableau IV.7. Résultats de dimensionnement des familles sous ROBOT

## 5. Calcul et vérification des poteaux

### 5.1. Poteaux IPE 450

#### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *EC3*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 1 poteaux

PIECE : 64 poteaux t\_64 POINT : 3

COORDONNEE :  $x = 1.00$   $L = 5.00$  m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif :  $6 \cdot 1.35(g+pp)+1.5q \cdot (1+2) \cdot 1.00+3 \cdot 1.50$

MATERIAU :

ACIER S235  $f_y = 235000000.00$  Pa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 450

ht=45.0 cm

bf=19.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.5 cm

$A_y=55.48$  cm<sup>2</sup>

$I_y=33742.90$  cm<sup>4</sup>

$W_{ely}=1499.68$  cm<sup>3</sup>

$A_z=42.30$  cm<sup>2</sup>

$I_z=1675.86$  cm<sup>4</sup>

$W_{elz}=176.41$  cm<sup>3</sup>

$A_x=98.82$  cm<sup>2</sup>

$I_x=63.80$  cm<sup>4</sup>

*Profil correct !!!*

### 5.2 poteaux IPE300

#### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *EC3*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 2 poteaux2

PIECE : 22 poteaux t\_22 POINT : 1

COORDONNEE :  $x = 0.00$   $L = 0.00$  m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif :  $8(g+pp)+1.5v \cdot (1+2) \cdot 1.00+4 \cdot 1.50$

MATERIAU :

ACIER E24  $f_y = 235000000.00$  Pa



**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 300**

ht=30.0 cm			
bf=15.0 cm	Ay=32.10 cm <sup>2</sup>	Az=21.30 cm <sup>2</sup>	Ax=53.81 cm <sup>2</sup>
ea=0.7 cm	Iy=8356.11 cm <sup>4</sup>	Iz=603.78 cm <sup>4</sup>	Ix=19.47 cm <sup>4</sup>
es=1.1 cm	Wely=557.07 cm <sup>3</sup>	Welz=80.50 cm <sup>3</sup>	

*Profil correct !!!*

**6. Calcul et vérification des poutres**

**6.1. Poutres maitresses**

**6.1.1. Bloc 1**

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME : *EC3*

TYPE D'ANALYSE : *Vérification des familles*

FAMILLE : *16 poutres maitresse1*

PIECE : *943 Membrure\_sup\_CM66\_943*

POINT : *1*

COORDONNEE : *x = 0.00 L = 0.00 m*

CHARGEMENTS :

*Cas de charge décisif: 8 (g+pp)+1.5v (1+2)\*1.00+4\*1.50*

MATERIAU :

ACIER E24  $f_y = 235000000.00$  Pa

*Profil correct !!!*

**6.1.2. Bloc 2**

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME : *EC3*

TYPE D'ANALYSE : *Vérification des familles*

FAMILLE : *17 poutres maitresse2*

PIECE : *55 travers\_55* POINT : *1*

COORDONNEE : *x = 0.00 L = 0.00 m*

---

**CHARGEMENTS :**

*Cas de charge décisif:*  $6 \cdot 1.35(g+pp)+1.5q \cdot (1+2)*1.00+3*1.50$

---

**MATERIAU :**

ACIER S235  $f_y = 235000000.00 \text{ Pa}$

---

*Profil correct !!!*

## 6.2. Poutres secondaires

### 6.2.1 Bloc1

#### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

---

**NORME :** EC3

**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles

---

**FAMILLE :** 14 poutres secondaire

**PIECE :** 519 travers\_519 **POINT :** 3

**COORDONNEE :**  $x = 1.00 \text{ L} = 5.00 \text{ m}$

---

**CHARGEMENTS :**

*Cas de charge décisif:*  $8(g+pp)+1.5v \cdot (1+2)*1.00+4*1.50$

---

**MATERIAU :**

ACIER S235  $f_y = 235000000.00 \text{ Pa}$

---

*Profil correct !!!*

### 6.2.2 Bloc2

#### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

---

**NORME :** EC3

**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles

---

**FAMILLE :** 15 poutres scondaire2

**PIECE :** 207 travers\_207 **POINT :** 3

**COORDONNEE :**  $x = 1.00 \text{ L} = 5.00 \text{ m}$

---

**CHARGEMENTS :**

*Cas de charge décisif:*  $8(g+pp)+1.5v \cdot (1+2)*1.00+4*1.50$

---

**MATERIAU :**

ACIER E24  $f_y = 235000000.00 \text{ Pa}$

---



**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 200**

ht=20.0 cm			
bf=10.0 cm	Ay=17.00 cm <sup>2</sup>	Az=11.20 cm <sup>2</sup>	Ax=28.48 cm <sup>2</sup>
ea=0.6 cm	Iy=1943.17 cm <sup>4</sup>	Iz=142.37 cm <sup>4</sup>	Ix=6.46 cm <sup>4</sup>
es=0.9 cm	Wely=194.32 cm <sup>3</sup>	Welz=28.47 cm <sup>3</sup>	

*Profil correct !!!*

**6.3. Poutres sablières**

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME :** EC3

**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles

**FAMILLE :** 13 poutres sabliere

**PIECE :** 221 poutres sabliere\_221

**POINT :** 1

**COORDONNEE :** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS :**

*Cas de charge décisif :* 9 (g+pp)+1.5v+1.3n (1+2)\*1.00+4\*1.50+5\*1.30

**MATERIAU :**

ACIER S235 fy = 235000000.00 Pa

*Profil correct !!!*

**6.4 poutres Traverses**

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME :** EC3

**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles

**FAMILLE :** 18 traverses

**PIECE :** 47 travers\_47

**POINT :** 3

**COORDONNEE :** x = 0.10 L = 1.20 m

**CHARGEMENTS :**

*Cas de charge décisif :* 6 1.35(g+pp)+1.5q (1+2)\*1.00+3\*1.50

**MATERIAU :**

ACIER S235 fy = 235000000.00 Pa

*Profil correct !!!*

## 7. Calcul et vérification des contreventements

### 7.1 Contreventements horizontaux

#### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EC3

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 3 Contreventement horizontal

PIECE : 631 Contreventement\_631

POINT : 2

COORDONNEE :  $x = 0.50 L = 2.77 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif :  $6 \cdot 1.35(g+pp)+1.5q \cdot (1+2) \cdot 1.00+3 \cdot 1.50$

MATERIAU :

ACIER S235  $f_y = 235000000.00 \text{ Pa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 80x8

ht=8.0 cm

bf=18.0 cm

ea=0.8 cm

es=0.8 cm

$A_y=11.52 \text{ cm}^2$

$I_y=144.50 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=25.17 \text{ cm}^3$

$A_z=11.52 \text{ cm}^2$

$I_z=405.24 \text{ cm}^4$

$W_{elz}=45.03 \text{ cm}^3$

$A_x=24.53 \text{ cm}^2$

$I_x=5.19 \text{ cm}^4$

*Profil correct !!!*

### 7.2. Contreventements verticaux

#### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EC3

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 4 Contreventement vertical

PIECE : 527 Contreventement\_527

POINT : 2

COORDONNEE :  $x = 0.50 L = 2.80 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif :  $8 (g+pp)+1.5v \cdot (1+2) \cdot 1.00+4 \cdot 1.50$

MATERIAU :

ACIER S235  $f_y = 235000000.00 \text{ Pa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 70x7**

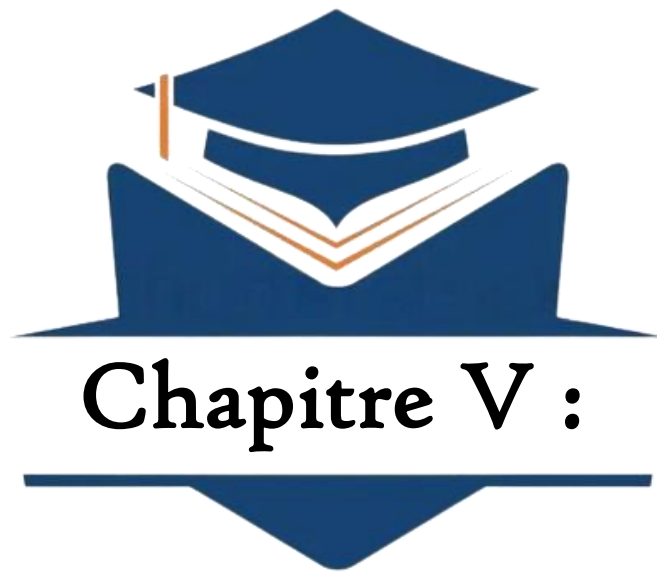
ht=7.0 cm  
 bf=16.0 cm       $A_y=8.82 \text{ cm}^2$        $A_z=8.82 \text{ cm}^2$        $A_x=18.79 \text{ cm}^2$   
 ea=0.7 cm       $I_y=84.60 \text{ cm}^4$        $I_z=250.38 \text{ cm}^4$        $I_x=3.04 \text{ cm}^4$   
 es=0.7 cm       $W_{ely}=16.82 \text{ cm}^3$        $W_{elz}=31.30 \text{ cm}^3$

*Profil correct !!!*

**8. Conclusion : Les profilés les plus économiques sont :**

Famille	Elément	Section
1	Pouteaux	IPE 450
2	Pouteaux 2	IPE 300
3	Contreventements horizontaux	2 CAE 80x8
4	Contreventements verticaux	2 CAE 70x7
5	Lisses long pan	UAP 130
6	Lisses pignon 1	UAP 220
7	Lisses pignon 2	UAP 200
8	Pannes 1	IPE 120
9	Pannes 2	IPE 260
10	Potelet	IPE 330
11	Poutre sablière	IPE 200
12	Poutre secondaire 1	IPE 220
13	Poutre secondaire 2	IPE 200
14	Poutre maitresse 1	IPE 270
15	Poutre maitresse 2	IPE 300
16	Traverses	HEA 340

Tableau IV.8. Les différentes familles adoptées



## **Chapitre V :**

# **Etude des assemblages**



### 1 Introduction :

La conception et la simulation des assemblages jouent un rôle essentiel dans la construction métallique, tout comme le dimensionnement des pièces pour assurer la sécurité finale de la construction. Si un assemblage est mal dimensionné, c'est simplement le bon fonctionnement global de la structure qui est remis en question.

Les assemblages sont des ensembles composés de divers éléments :

- ✓ Les éléments structurels liés entre eux.
- ✓ Les pièces de liaison accessoires.
- ✓ Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

### 2. Rôle et fonctionnement des assemblages

#### 2.1 Rôle

Un assemblage est utilisé pour rassembler et renforcer plusieurs pièces entre elles, en garantissant la transmission et la réparation des différentes forces entre les pièces, sans entraîner des forces parasites.

Afin de construire une structure métallique, il est nécessaire d'assembler des pièces individuelles :

- Soit en les assemblant ensemble (éclissage, ...).
- Soit en les liant ensemble (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Afin de réaliser les calculs en utilisant les schémas traditionnels de la résistance des matériaux, il est nécessaire de faire une distinction entre les assemblages :

- a) Les assemblages articulés, qui ne transmettent que les efforts normaux et les efforts tranchants.
- b) Les assemblages solides (encastres), qui permettent également de transmettre les différents moments.

## 2.2 Fonctionnement

### Le boulonnage

Le boulonnage est le procédé d'assemblage le plus couramment employé dans le domaine de la construction métallique en raison de sa simplicité d'utilisation et des possibilités de réglage qu'il offre. Les boulons de haute résistance (HR) incluent une vis avec une tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à une résistance extrêmement élevée :

classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (Mpa)	240	320	300	400	480	640	900
$F_{ub}$ (Mpa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau V.1. Classes des boulons

### Le Soudage

Les assemblages en charpente soudée sont plus rigides et sont obtenus par des méthodes de chauffage telles que le soudage à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique permettent d'atteindre la température de fusion des pièces de métal à assembler.

### Fonctionnement par adhérence

Dans cette situation, les efforts sont transmis en adhérant les surfaces des pièces en contact. Il s'agit du soudage, du collage et du boulonnage à l'aide de boulons HR.

Coefficients partiels de sécurité :

Résistance des boulons au cisaillement :  $\gamma = 1,25$

Résistance des boulons à la traction :  $\gamma = 1,50$

Coefficient de frottement :

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graisse, etc.

$\mu = 0,50$  pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$  pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0.30$  pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$  pour les surfaces de la classe D

### 3. Calcul des assemblages soudés et boulonnés

#### 3.1. Liaison poteau-traverse (IPE450-HEA340)

L'assemblage est réalisé par une platine d'extrémité débordante boulonnée sur la semelle de poteau (IPE450) est soudée à la traverse.

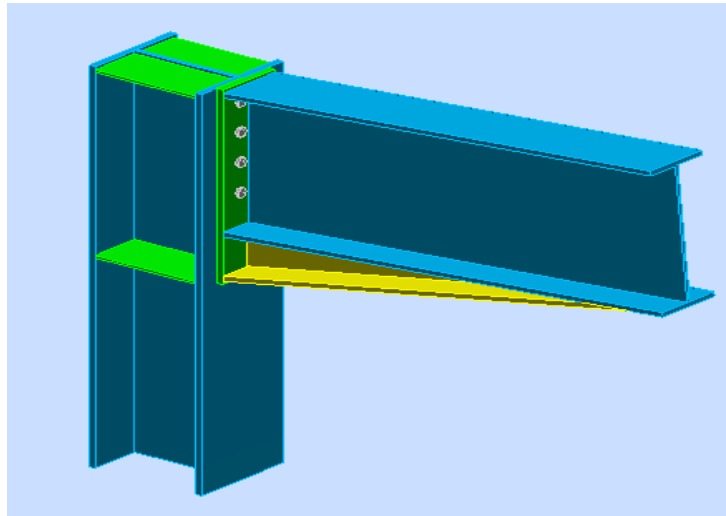


Figure V.1. Vue en 3D de l'assemblage poteau-traverse

#### Général

Assemblage N° :	3
Nom de l'assemblage :	Angle de portique
Noeud de la structure :	48
Barres de la structure :	0, 77

#### Géométrie

##### Poutre

Profilé :	HEA 340
Barre N° :	77
$a = -90,0$ [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c = 330$ [mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} = 300$ [mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} = 10$ [mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} = 17$ [mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c = 27$ [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c = 133,47$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} = 27693,10$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : S235

$f_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Poteau**

Profilé : IPE 450

Barre N° : 0

$a = 4,8$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 450$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 190$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 15$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

**Matériau :** S235

$f_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Boulons**

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = 10.9 Classe du boulon  
 $F_b = 8415,20$  [daN] Résistance du boulon à la rupture  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 4$  Nombre de rangés des boulons  
 $h_1 = 57$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 95;95;95$  [mm]

**Platine**

$h_p = 612$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 190$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

**Matériau :** S235

$f_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Jarret inférieur**

$w_d = 190$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fd} = 16$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 140$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d = 1200$  [mm] Longueur de la platine  
 $a = 11,3$  [Deg] Angle d'inclinaison

**Matériau :** S235

$\sigma_{bu} = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Raidisseur poteau**

**Supérieur**

$h_{su} = 297$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{su} = 145$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hu} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

**Matériau :** S235

$f_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Inférieur**

$h_{sd} = 297$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 145$  [mm] Largeur du raidisseur

$h_{sd} = 297$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $t_{hd} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

**Matériau : S235**

$f_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Soudures d'angle**

$a_w = 7$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 11$  [mm] Soudure semelle  
 $a_s = 7$  [mm] Soudure du raidisseur  
 $a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

**Efforts**

Cas : 6:  $1.35(g+pp)+1.5q(1+2)*1.00+3*1.50$

$M_y = -1373,73$  [daN\*m] Moment fléchissant

$F_z = 4617,62$  [daN] Effort tranchant

$F_x = -2374,54$  [daN] Effort axial

**Résultats**

**Distances de calcul**

Boulon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs							20	30						95	
2	Centraux	20	30					3	30							95
3	Centraux	20	30					3	30							95

$x = 66$  [mm] Zone comprimée  $x = e_s * \sqrt{(b/e_a)}$

**Efforts par boulon - méthode plastique**

Boulon N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>	F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	317	8445,70	0,00	71958,58	8455,85	8415,20	> 1015,95	100,00
2	222	8445,70	10492,75	15786,16	43682,06	8415,20	> 622,47	100,00
3	127	8445,70	10492,75	15786,16	43682,06	8415,20	> 228,99	100,00

- d<sub>i</sub> – position du boulon
- F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
- F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
- F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure
- F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur
- F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon
- F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$   $1015,95 < 8415,20$  vérifié (0,12)

**Traction des boulons**

$1.25 * F_{imax} / A_s \leq \sigma_{red}$   $|80887460,90| < 670000000,00$  vérifié (0,12)

**Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon**

$[F_{imax}^2 + 2.36 * T_i^2]^{0.5} / A_s \leq \sigma_{red}$   $85890758,25 < 670000000,00$  vérifié (0,13)

$T_1 = 577,20$  [daN] Effort tranchant dans le boulon  
 $T_b = 6830,52$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$T_1 \leq T_b$   $577,20 < 6830,52$  vérifié (0,08)

**Vérification de la poutre**

$F_{res} = 8483,90$  [daN] Effort de compression  $F_{res} = 2 * \Sigma F_i - 2 * N$

Compression réduite de la semelle

$N_{c adm} = 79147,36$  [daN] Résistance de la section de la poutre  $N_{c adm} = A_{bc} * s_e + N * A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$   $8483,90 < 79147,36$  vérifié (0,11)

**Vérification du poteau**

Compression de l'âme du poteau

$F_{res} \leq F_{pot}$	$8483,90 < 96477,62$	vérifié	(0,09)
------------------------	----------------------	---------	--------

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$V_R = 49647,83$ [daN]	Effort tranchant dans l'âme	$V_R = 0.47 * A_v * S_e$
------------------------	-----------------------------	--------------------------

$ F_{res}  \leq V_R$	$ 8483,90  < 49647,83$	vérifié	(0,17)
----------------------	------------------------	---------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,17

**3.2 Assemblage traverse-traverse**

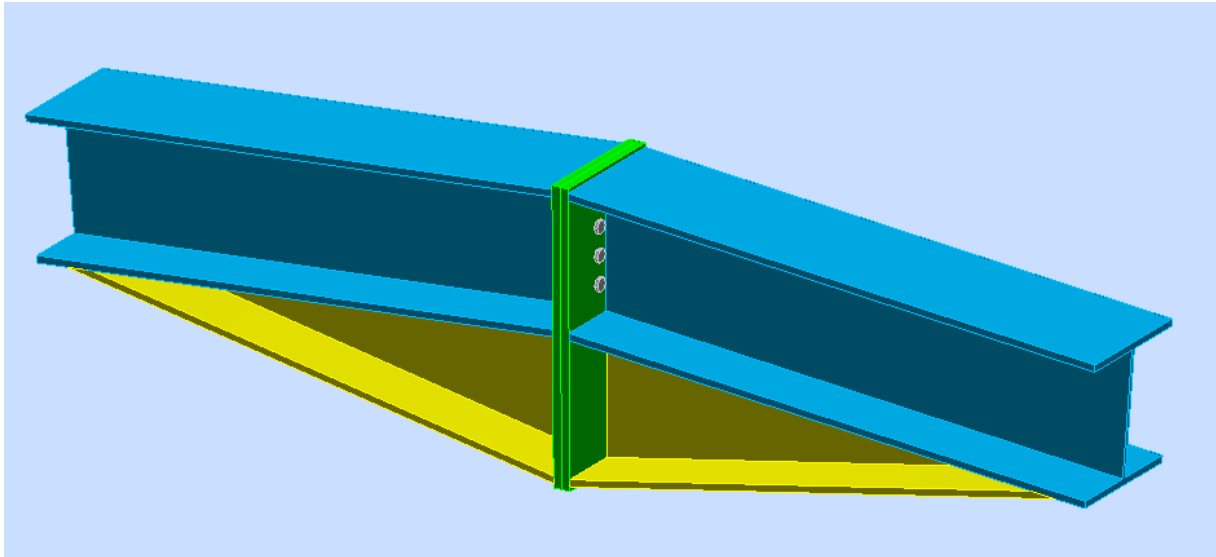


Figure V.2. Vue en 3D de l'assemblage (traverse-traverse)

**Général**

Assemblage N° :	4
Nom de l'assemblage :	Poutre - poutre
Noeud de la structure :	52
Barres de la structure :	84, 33

**Géométrie**

**Côté gauche**

**Poutre**

Profilé :	HEA 340
Barre N° :	84
$a = -175,2$	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_{bl} = 330$	[mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_{tbl} = 300$	[mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} = 10$	[mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{tbl} = 17$	[mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} = 27$	[mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} = 133,47$	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} = 27693,10$	[cm <sup>4</sup> ] Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	S235
$f_y = 235000000,00$ [Pa]	Limite d'élasticité

**Côté droite**

**Poutre**

Profilé : HEA 340

Barre N° : 33

$a = -4,8$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{br} = 330$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fbr} = 300$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbr} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fbr} = 17$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{br} = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{br} = 133,47$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbr} = 27693,10$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : S235

$f_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Boulons**

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = 10.9 Classe du boulon  
 $F_b = 8415,20$  [daN] Résistance du boulon à la rupture  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 4$  Nombre de rangés des boulons  
 $h_1 = 59$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 65;65;65$  [mm]

**Platine**

$h_{pr} = 681$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_{pr} = 300$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{pr} = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau : S235  
 $F_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Jarret inférieur**

$w_{rd} = 300$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fird} = 17$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_{rd} = 330$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wrd} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_{rd} = 1204$  [mm] Longueur de la platine  
 $a_d = 10,9$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau : S235  
 $f_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Soudures d'angle**

$a_w = 7$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 12$  [mm] Soudure semelle  
 $a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

**Efforts**

Cas :  $6: 1.35(g+pp)+1.5q (1+2)*1.00+3*1.50$   
 $M_y = 1285,37$  [daN\*m] Moment fléchissant  
 $F_z = 1454,36$  [daN] Effort tranchant  
 $F_x = 30269,63$  [daN] Effort axial

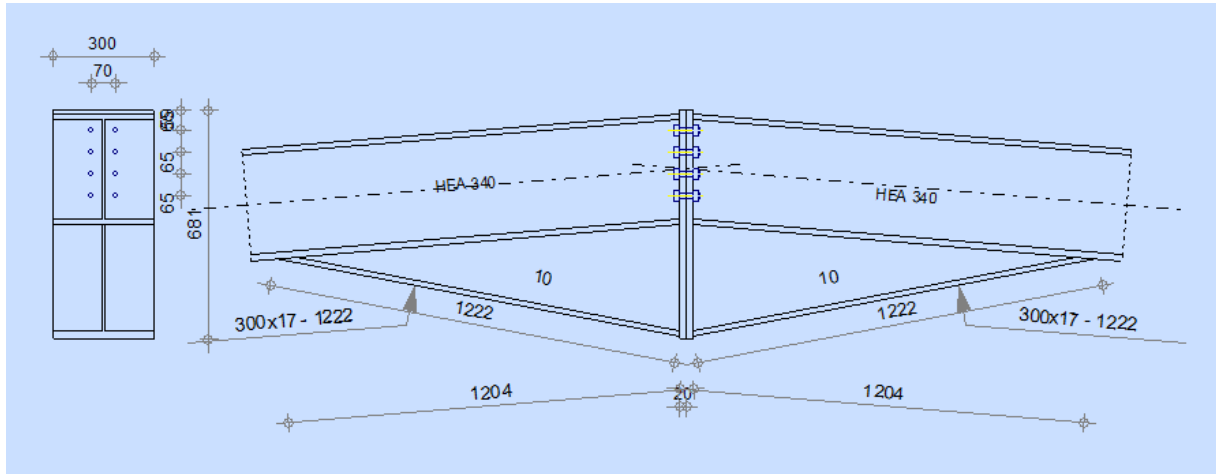


Figure V.3. Schéma d'assemblage (poutre -poutre)

**Résultats**

**Distances de calcul**

Boulon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs	20	30			15	32									
2	Centraux	20	30													65
3	Centraux	20	30													65
4	Centraux	20	30													65

x = 93 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s * \ddot{O}(b/e_a)$$

**Efforts par boulon - méthode plastique**

Boulon N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>	F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	596	19148,88	0,00	52084,82	19148,88	8415,20	> 4161,17	100,00
2	531	7607,81	7255,63	10801,06	7607,81	8415,20	> 4119,99	100,00
3	466	7607,81	7255,63	10801,06	7607,81	8415,20	> 4078,81	100,00
4	401	7607,81	7255,63	10801,06	7607,81	8415,20	> 4037,63	100,00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 4119,99 < 7255,63 \quad \text{vérifié} \quad (0,57)$$

Traction des boulons

$$1,25 * F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |331302981,49| < 670000000,00 \text{ vérifié} \quad (0,49)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$[F_{i\max}^2 + 2,36 * T_i^2]^{0,5} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |265638654,24| < 670000000,00 \text{ vérifié} \quad (0,40)$$

T<sub>1</sub> = 181,79 [daN] Effort tranchant dans le boulon

T<sub>b</sub> = 6830,52 [daN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant

[9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 181,79 < 6830,52 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$



**Vérification de la poutre**

$F_{res} = -27744,06$  [daN] Effort de compression

$$F_{res} = 2 * \Sigma F_i - 2 * N$$

Compression réduite de la semelle

$N_{c adm} = 150248,68$  [daN] Résistance de la section de la poutre  $N_{c adm} = A_{bc} * s_e + N * A_{bc} / A_b$

$$F_{res} \leq N_{c adm} \quad 27744,06 < 150248,68 \text{ vérifié}$$

**Distances de calcul**

Boulon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs	20	30			15	32									
2	Centraux	20	30													65
3	Centraux	20	30													65
4	Centraux	20	30													65

$x = 93$  [mm] Zone comprimée

$$x = e_s * (b / e_a)$$

**Efforts par boulon - méthode plastique**

Boulon N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>	F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	596	19148,88	0,00	52084,82	19148,88	8415,20	> 4161,17	100,00
2	531	7607,81	7255,63	10801,06	7607,81	8415,20	> 4119,99	100,00
3	466	7607,81	7255,63	10801,06	7607,81	8415,20	> 4078,81	100,00
4	401	7607,81	7255,63	10801,06	7607,81	8415,20	> 4037,63	100,00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 4119,99 < 7255,63 \text{ vérifié } (0,57)$$

Traction des boulons

$$1.25 * F_{imax} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |331302981,49| < 670000000,00 \text{ vérifié } (0,49)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$[F_{imax}^2 + 2.36 * T_i^2]^{0.5} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |265638654,24| < 670000000,00 \text{ vérifié } (0,40)$$

T<sub>1</sub> = 181,79 [daN] Effort tranchant dans le boulon

T<sub>b</sub> = 6830,52 [daN] Résistance du boulon au cisaillement

**Effort tranchant**

[9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 181,79 < 6830,52 \text{ vérifié } (0,03)$$

**Vérification de la poutre**

$F_{res} = -27744,06$  [daN] Effort de compression

$$F_{res} = 2 * F_i - 2 * N$$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

$N_{c adm} = 150248,68$  [daN] Résistance de la section de la poutre  $N_{c adm} = A_{bc} * s_e + N * A_{bc} / A_b$

$$F_{res} \leq N_{c adm} \quad 27744,06 < 150248,68 \text{ vérifié}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,57

**3.3 Assemblages des contreventement horizontaux**

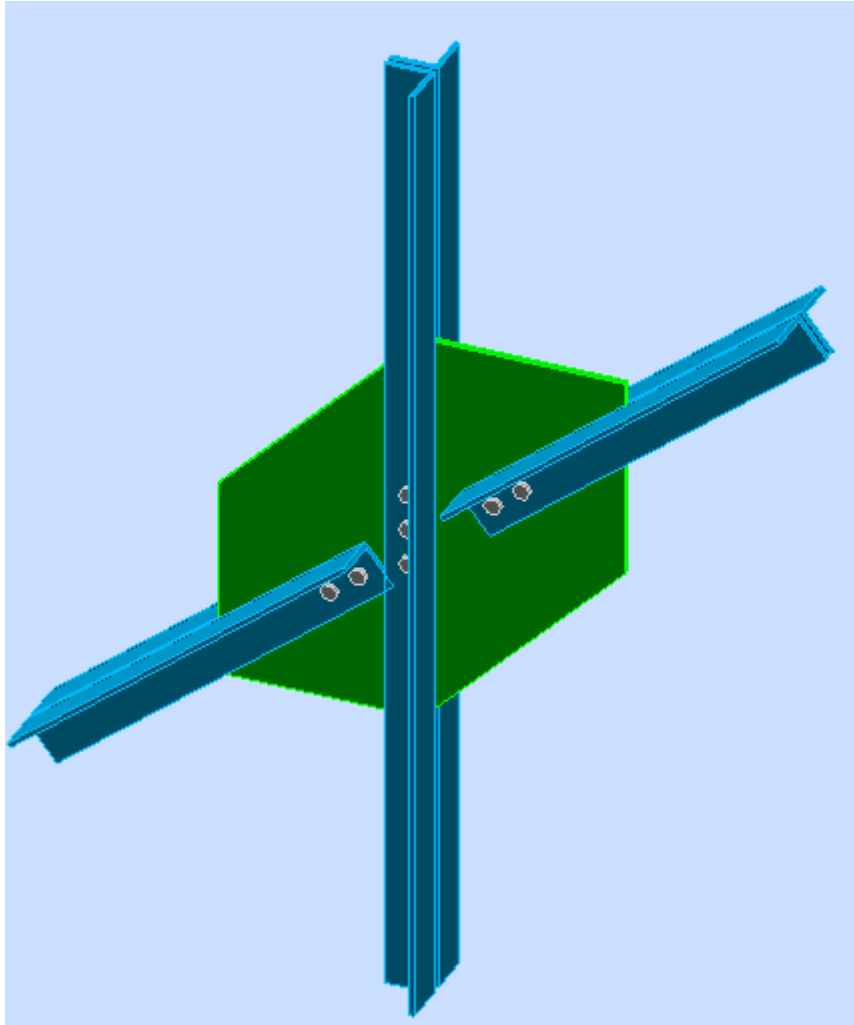


Figure V.4. Vue en 3D des assemblages des contreventements horizontaux

**Général**

Assemblage N° : 7  
 Nom de l'assemblage : Gousset - noeud intérieur  
 Noeud de la structure : 50  
 Barres de la structure : 11, 14, 12, 15,

**Géométrie**

**Barres**

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Barre N° :	11	14	12	15		
Profilé :	2 CAE 80x8	2 CAE 80x8	2 CAE 80x8	2 CAE 80x8		
h	80	80	80	80		mm
b <sub>f</sub>	80	80	80	80		mm
t <sub>w</sub>	8	8	8	8		mm
t <sub>f</sub>	8	8	8	8		mm
r	10	10	10	10		mm
A	24,53	24,53	24,53	24,53		cm <sup>2</sup>
Matériau :	ACIER	ACIER	ACIER	ACIER		
σ <sub>e</sub>	235000000,00	235000000,00	235000000,00	235000000,00		Pa

**Barres**

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
	$f_u$	365000000,00	365000000,00	365000000,00	365000000,00		Pa
Angle	$\alpha$	90,0	38,7	90,0	38,7		Deg
Longueur	$l$	0,00	0,00	0,00	0,00		m

**Boulons**

Barre 1-3

Classe = 4.8

Classe du boulon

- $d = 14$  [mm] Diamètre du boulon
- $d_0 = 16$  [mm] Diamètre du trou de boulon
- $A_s = 1,15$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon
- $A_v = 1,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon
- $f_{yb} = 280000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité
- $f_{ub} = 400000000,00$  [Pa] Résistance du boulon à la traction
- $n = 3$  Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

$e_2 = 40$  [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 2

Classe = 4.8

Classe du boulon

- $d = 14$  [mm] Diamètre du boulon
- $d_0 = 16$  [mm] Diamètre du trou de boulon
- $A_s = 1,15$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon
- $A_v = 1,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon
- $f_{yb} = 280000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité
- $f_{ub} = 400000000,00$  [Pa] Résistance du boulon à la traction
- $n = 2$  Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$  [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 40$  [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 100$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Classe = 4.8

Classe du boulon

- $d = 14$  [mm] Diamètre du boulon
- $d_0 = 16$  [mm] Diamètre du trou de boulon
- $A_s = 1,15$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon
- $A_v = 1,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon
- $f_{yb} = 280000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité
- $f_{ub} = 400000000,00$  [Pa] Résistance du boulon à la traction
- $n = 2$  Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$  [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 40$  [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 100$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Gousset**

$l_p = 660$  [mm] Longueur de la platine

$h_p = 660$  [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 10$  [mm] Epaisseur de la platine

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

Matériau : S235  
 $f_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Efforts**

Cas : 6:  $1.35(g+pp)+1.5q(1+2)*1.00+3*1.50$

- $N_1 = 6941,92$  [daN] Effort axial
- $N_2 = -3763,69$  [daN] Effort axial
- $N_3 = 6773,56$  [daN] Effort axial
- $N_4 = -3590,78$  [daN] Effort axial

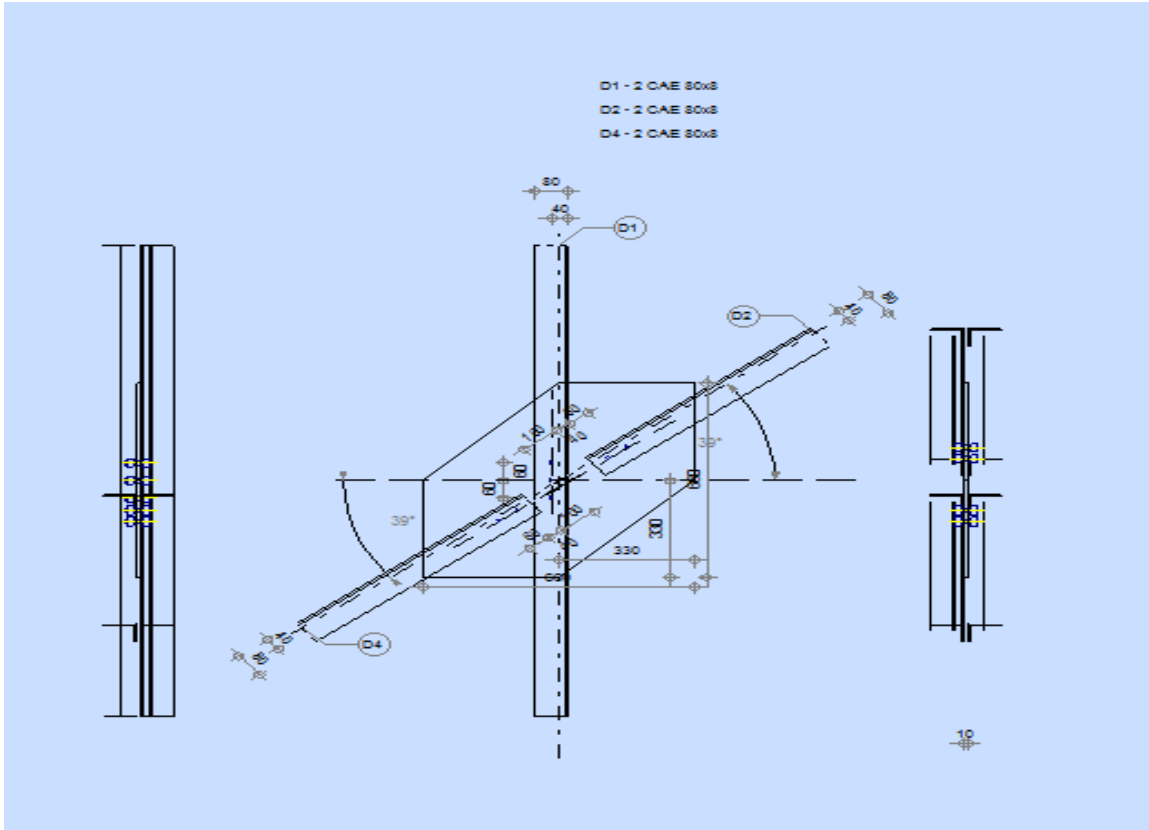


Figure V.5. Schéma des assemblages des contreventements horizontaux

**Résultats**

**Platine**

Section gousset

$N_1 < N_{res}$   $|6941,92| < 21458550568377594000,00$  vérifié

Attache gousset

$N_2 < N_{res}$   $|-3763,69| < 93470,61$  vérifié

**Barres**

$T_1 = 12545,45$  [daN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_1 = 32315,32$  [daN] Résistance de la barre

$|N_1| < \min(T_1; N_{c1})$   $|6941,92| < 12545,45$  vérifié (0,55)

$|N_1| < \min(T_1; N_{c1})$   $|6941,92| < 12545,45$  vérifié (0,55)

$T_2 = 8363,64$  [daN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_2 = 57656,31$  [daN] Résistance de la barre

$|N_2| < \min(T_2; N_{c2})$   $|-3763,69| < 8363,64$  vérifié (0,45)

$|N_2| < \min(T_2; N_{c2})$   $|-3763,69| < 8363,64$  vérifié (0,45)

$T_3 = 17127,27$  [daN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_3 = 32019,23$  [daN] Résistance de la barre

$|N_3| < \min(T_3; N_{c3})$   $|6773,56| < 17127,27$  vérifié (0,40)

$|N_3| < \min(T_3; N_{c3})$   $|6773,56| < 17127,27$  vérifié (0,40)

$T_4 = 8363,64$  [daN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_4 = 57656,31$  [daN] Résistance de la barre

$|N_4| < \min(T_4; N_{c4})$   $|-3590,78| < 8363,64$  vérifié (0,43)

$|N_4| < \min(T_4; N_{c4})$   $|-3590,78| < 8363,64$  vérifié (0,43)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,55

## 4. Calcul des pieds de poteaux encastrés

### 4.1 Introduction

L'objectif des pieds de poteaux est de transférer les efforts aux fondations. Cette connexion joue également un rôle dans la stabilité des constructions.

Il est nécessaire que les poteaux soient équipés de plaques d'assise qui répartissent les efforts de compression de manière à ce que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison en prenant en compte les caractéristiques du mortier et du béton. Il est nécessaire de fixer et de dimensionner des tiges d'ancrage pour faire face aux actions de calcul (traction et cisaillement).

### 4.2 Calcul du pied de poteau (IPE 300)

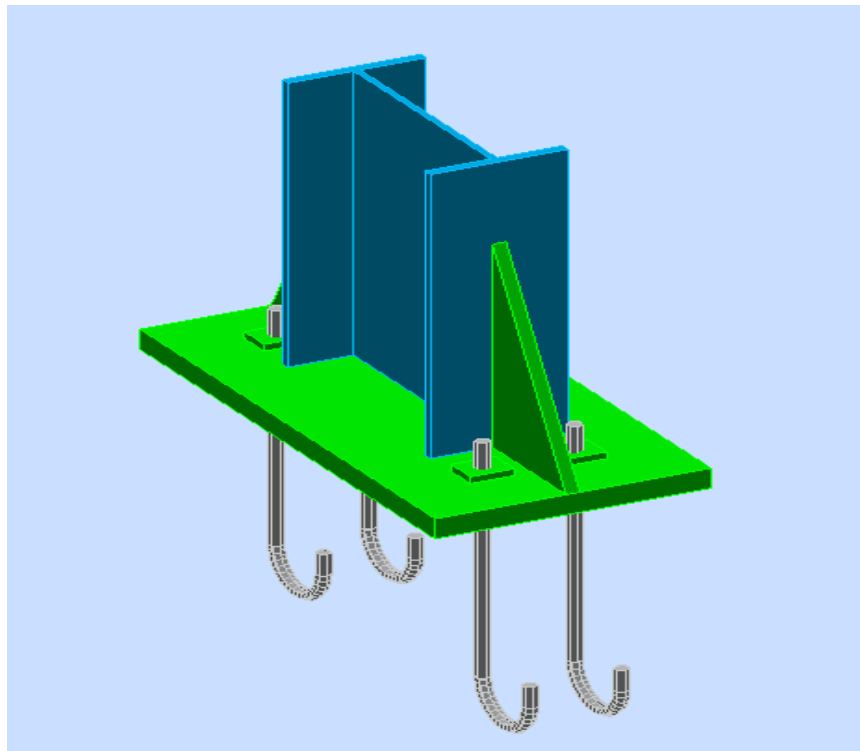


Figure V.6. Vue en 3D des assemblages des pieds de poteau

#### Général

Assemblage N° : 8  
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
Noeud de la structure : 43  
Barres de la structure : 22

#### Géométrie

Poteau

Profilé : IPE 300  
 Barre N° : 22  
 $a = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 300$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 150$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 7$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 11$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 15$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 53,81$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 8356,11$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : S235  
 $F_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Plaque principale du pied de poteau**

$l_{pd} = 600$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 300$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 30$  [mm] Epaisseur

Matériau : S235  
 $f_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Ancrage**

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage  
 $d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 18$  [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage  
 $n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_V = 2$  Nombre de rangés des boulons  
 $e_H = 420$  [mm] Ecartement  
 $e_V = 100$  [mm] Entraxe

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 48$  [mm]  
 $L_2 = 300$  [mm]  
 $L_3 = 96$  [mm]  
 $L_4 = 32$  [mm]

**Raidisseur**

$l_r = 150$  [mm] Longueur  
 $h_s = 300$  [mm] Hauteur  
 $t_s = 15$  [mm] Epaisseur

**Béton de la semelle**

$f_{c28} = 30000000,00$  [Pa]  
 $f_{bc} = 17000000,00$  [Pa]  
 $n = 15,00$  ratio Acier/Béton

**Soudures**

$a_p = 8$  [mm] Plaque principale du pied de poteau  
 $a_s = 15$  [mm] Raidisseurs

**Efforts**

Cas : 6:  $1.35(g+pp)+1.5q(1+2)*1.00+3*1.50$   
 $N = -2456,36$  [daN] Effort axial  
 $Q_y = -32,52$  [daN] Effort tranchant  
 $Q_z = 1015,72$  [daN] Effort tranchant  
 $M_y = -3164,12$  [daN\*m] Moment fléchissant  
 $M_z = 7,70$  [daN\*m] Moment fléchissant

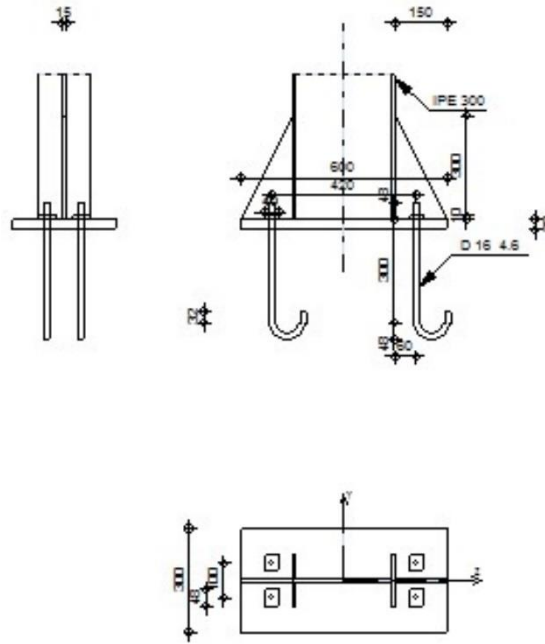


Figure V.7. Schéma d'assemblage du pied de poteau

### Résultats

#### Ancrage

$N_{j1} = 2758,89$  [daN] Effort de traction dû à l'effort axial et au moment  $M_y$

$N_{j2} = 3,39$  [daN] Effort de traction dû au moment  $M_z$

$N_t = 2762,28$  [daN] Force de traction max dans le boulon d'ancrage

#### Vérification de la semelle tendue du poteau

$$l_1 = 75 \quad [\text{mm}]$$

$$l_2 = 94 \quad [\text{mm}]$$

$$l_3 = 119 \quad [\text{mm}]$$

$$l_4 = 144 \quad [\text{mm}]$$

$$l_{\text{eff}} = 75 \quad [\text{mm}]$$

$$l_1 = 0.5 \cdot b_{fc}$$

$$l_2 = p \cdot 0.5 \cdot a_2$$

$$l_3 = 0.5 \cdot [(b_{fc} - s) + p \cdot a_2]$$

$$l_4 = 0.5 \cdot (s + p \cdot a_2)$$

$$l_{\text{eff}} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$$

$$N_t \leq l_{\text{eff}} \cdot t_{fc} \cdot S_{ec} \quad 2762,28 < 18858,75 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

#### Adhérence

$$N_t \leq p \cdot d \cdot t_s \cdot (L_2 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot L_4) \quad 2762,28 < 3904,30 \quad \text{vérifié} \quad (0,71)$$

#### Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

$$N_t \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_e \quad 2762,28 < 3014,40 \quad \text{vérifié} \quad (0,92)$$

#### Platine

##### Zone de traction

$$M_{11'} = 331,47 \quad [\text{daN} \cdot \text{m}] \quad \text{Moment fléchissant} \quad M_{11'} = n_v \cdot N_t \cdot (d_{tz} - h_c / 2)$$

$$M_{11'} \leq \sigma_e \cdot W \quad 331,47 < 10493,65 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

#### Cisaillement

$$V_{11'} = 5524,56 \quad [\text{daN}] \quad \text{Effort tranchant} \quad V_{11'} = n_v \cdot N_t$$

$$V_{11'} \cdot h_r \cdot t_r \cdot n_r / 1.5 \quad 5524,56 < 40703,19 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

$$t_{p\text{min}} = 2 \quad [\text{mm}] \quad t_{pd} = V_{11'} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd})$$

$$t_{pd} \geq t_{p\text{min}} \quad 30 > 2 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

#### Traction

$$a_1 = 49 \quad [\text{mm}] \quad \text{Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage} \quad a_1 = a_2 - \sqrt{2} a_p$$



## Chapitre V : Etude des assemblages

$a_2 = 60$ [mm]	Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_2 = (a_h - h_c)/2$
$a_3 = 21$ [mm]	Pince bord de la soudure du raidisseur-axe du boulon d'ancrage	$a_3 = a_4 - \sqrt{2}a_r$
$a_4 = 43$ [mm]	Pince bord du raidisseur-axe du boulon d'ancrage	$a_4 = (a_v - t_r)/2$

$$N_t[\text{daN}] \leq 375 * t_{pd}[\text{mm}] * [a_2/a_1 + (a_4/a_3)] \quad 2762,28 < 36325,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

Zone comprimée

$$M_{22'} = 943,68 [\text{daN*m}] \text{ Moment fléchissant} \quad M_{22'} = b_{pd}/24 * (I_{pd} - h_c)^2 * (p + 2 * p_m)$$

$$M_{22'} \leq \sigma_e * W \quad 943,68 < 10493,65 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

**Cisaillement**

$$V_{22'} = 10579,14 [\text{daN}] \text{ Effort tranchant} \quad V_{22'} = 0.25 * b_{pd} * (I_{pd} - h_c) * (p + 2 * p_m)$$

$$V_{22'} \leq s_e / \sqrt{3} * h_r * t_r * n_r / 1.5 \quad 10579,14 < 40703,19 \text{ vérifié} \quad (0,26)$$

$$t_{pmin} = 4 \quad [\text{mm}] \quad t_{pd} = V_{22'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$$

$$t_{pd} \geq t_{pmin} \quad 30 > 4 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Epaisseur

$$d_m = 70 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance du raidisseur du bord de la dalle } d_m = 0.5 * (b_{pd} - b_{rc} - 2 * w_r)$$

$$t_{pd}^3 d_m * \sqrt{3 * p_m / s_e} \quad 30 > 15 \quad \text{vérifié} \quad (0,51)$$

Section oblique dans la zone de la dalle comprimée

$$l_1 = 317 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance horizontale (section 55' ou 66')}$$

$$l_2 = 143 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance verticale (section 55' ou 66')}$$

$$l_3 = 347 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur de la section 55'} \quad l_3 = [l_1^2 + l_2^2]^{0.5}$$

$$M_{55'} = 314,36 [\text{daN*m}] \text{ Moment fléchissant} \quad M_{55'} = p_m * (l_1 * l_2)^2 / (6 * l_3)$$

$$M_{55'} \leq \sigma_e * (l_3 * t_{pd}^2) / 6 \quad 314,36 < 1224,06 \quad \text{vérifié} \quad (0,26)$$

**Cisaillement**

$$V_{55'} = 7257,33 [\text{daN}] \text{ Effort tranchant} \quad V_{55'} = p_m * l_3 * t_{pd}$$

$$V_{55'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * l_3 * t_{pd} / 1.5 \quad 7257,33 < 94228,47 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

**Raidisseur**

$$V_1 = 3678,78 \quad [\text{daN}] \text{ Effort tranchant} \quad V_1 = \max(1.25 * N_j, 2 * N_j / [1 + (a_4/a_2)^2])$$

$$M_1 = 220,73 \quad [\text{daN*m}] \text{ Moment fléchissant} \quad M_1 = V_1 * a_2$$

$$V_m = 10579,14 [\text{daN}] \text{ Effort tranchant du raidisseur} \quad V_m = \max(V_1, V_{22'})$$

$$M_m = 943,68 \quad [\text{daN*m}] \text{ Moment fléchissant du raidisseur} \quad M_m = \max(M_1, M_{22'})$$

**Epaisseur**

$$t_{r1} = 4 \quad [\text{mm}] \text{ Epaisseur minimale du raidisseur} \quad t_{r1} = 2.6 * V_m / (s_e * h_r)$$

$$t_{r2} = 4 \quad [\text{mm}] \text{ Epaisseur minimale du raidisseur} \quad t_{r2} = \sqrt{[h_r^2 * V_m^2 + 6.75 * M_m^2] / (s_e * h_r * l_r)}$$

$$t_{r3} = 13 \quad [\text{mm}] \text{ Epaisseur minimale du raidisseur} \quad t_{r3} = 0.04 * \sqrt{[l_r^2 + h_r^2]}$$

$$t_r^3 \max(t_{r1}, t_{r2}, t_{r3}) \quad 15 > 13 \quad \text{vérifié} \quad (0,89)$$

**Soudures**

$$a'_r = 2 \quad [\text{mm}] \text{ Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec la plaque principale} \quad a'_r = k * \sqrt{[(0.7 * V_m)^2 + (1.3 * M_m / h_r)^2] / (l_r * s_e)}$$

$$a''_r = 1 \quad [\text{mm}] \text{ Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec le poteau} \quad a''_r = k * \max(1.3 * V_m, 2.1 * M_m / h_r) / (h_r * s_e)$$

$$a_r^3 \max(a'_r, a''_r) \quad 15 > 2 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

**Poteau**

Ame

$$t_w^3 3 * M_m / (s_{ec} * h_r^2) \quad 7 > 1 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,92

### 4.3 Calcul de pied de poteau (IPE450)

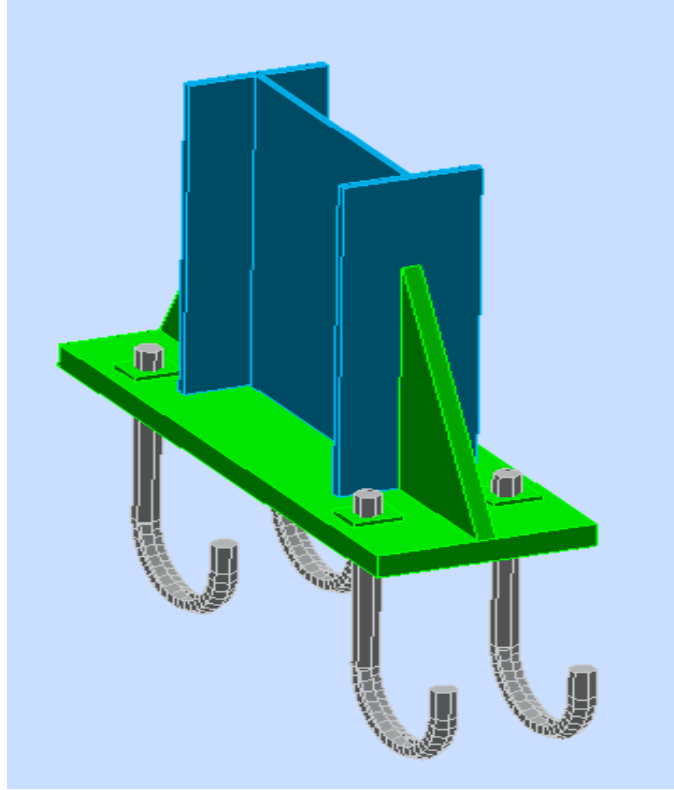


Figure V.8. Vue en 3D des assemblages des de pieds de poteau IPE 450

#### Général

Assemblage N° : 9  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure : 45  
 Barres de la structure : 77

#### Géométrie

##### Poteau

Profilé : IPE 450  
 Barre N° : 77  
 a = 0,0 [Deg] Angle d'inclinaison  
 h<sub>c</sub> = 450 [mm] Hauteur de la section du poteau  
 b<sub>fc</sub> = 190 [mm] Largeur de la section du poteau  
 t<sub>we</sub> = 9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 t<sub>fc</sub> = 15 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 r<sub>c</sub> = 21 [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 A<sub>c</sub> = 98,82 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau

Profilé : IPE 450  
 $I_{yc} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau : S235  
 $f_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Plaque principale du pied de poteau**

$l_{pd} = 900$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 300$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 45$  [mm] Epaisseur  
 Matériau : S235  
 $f_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Ancrage**

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage  
 $d = 36$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 38$  [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage  
 $n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_V = 2$  Nombre de rangés des boulons  
 $e_H = 620$  [mm] Ecartement  
 $e_V = 190$  [mm] Entraxe

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 48$  [mm]  
 $L_2 = 300$  [mm]  
 $L_3 = 220$  [mm]  
 $L_4 = 55$  [mm]

**Plaquette**

$l_{wd} = 60$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 68$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

**Raidisseur**

$l_r = 225$  [mm] Longueur  
 $h_s = 450$  [mm] Hauteur  
 $t_s = 25$  [mm] Epaisseur

**Efforts**

Cas : 6:  $1.35(g+pp)+1.5q(1+2)*1.00+3*1.50$   
 $N = -8874,54$  [daN] Effort axial  
 $Q_y = 16,52$  [daN] Effort tranchant  
 $Q_z = 692,02$  [daN] Effort tranchant  
 $M_y = -1710,10$  [daN\*m] Moment fléchissant  
 $M_z = -16,29$  [daN\*m] Moment fléchissant

**Résultats**

**Ancrage**

$N_{j1} = 0,00$  [daN] Effort de traction dû à l'effort axial et au moment  $M_y$   
 $N_{j2} = 4,82$  [daN] Effort de traction dû au moment  $M_z$   $N_{j2} = M_z * s / 2 / I_z * n * A_j$   
 $N_t = 4,82$  [daN] Force de traction max dans le boulon d'ancrage  $N_t = N_{j1} + N_{j2}$

**Vérification de la semelle tendue du poteau**

$l_1 = 95$ [mm]		$l_1 = 0.5 * b_{fc}$
$l_2 = 134$ [mm]		$l_2 = p * 0.5 * a_2$
$l_3 = 134$ [mm]		$l_3 = 0.5 * [(b_{fc} - s) + p * a_2]$
$l_4 = 229$ [mm]		$l_4 = 0.5 * (s + p * a_2)$
$l_{eff} = 95$ [mm]		$l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$

$N_t \leq l_{eff} * t_{fc} * \sigma_{ec}$	$4,82 < 32594,50$	vérifié
---	-------------------	---------

**Adhérence**

$N_t \leq p * d * t_s * (L_2 + 6.4 * r + 3.5 * L_4)$	$4,82 < 19486,22$	vérifié
--	-------------------	---------

**Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige**

$N_t \leq 0.8 * A_s * s_e$	$4,82 < 43791,20$	vérifié
----------------------------	-------------------	---------

**Résistance un effort incliné sur le plan du joint**

$ T_z  \leq \sqrt{[s_e^2 * A_b^2 - N^2] / 1.54}$	$ 173,00  < 35544,81$	vérifié
--	-----------------------	---------

$ T_y  \leq \sqrt{[s_e^2 * A_b^2 - N^2] / 1.54}$	$ 4,13  < 35544,81$	vérifié
--	---------------------	---------

**Platine**

Zone de traction

$M_{11'} = 0,82$ [daN*m] Moment fléchissant		$M_{11'} = n_v * N_t * (d_{tz} - h_c / 2)$
---	--	--

$M_{11'} \leq \sigma_e * W$	$0,82 < 37078,59$	vérifié
-----------------------------	-------------------	---------

**Cisaillement**

$V_{11'} = 9,64$ [daN] Effort tranchant		$V_{11'} = n_v * N_t$
---	--	-----------------------

$V_{11'} \leq s_e / \sqrt{3} * h_r * t_r * n_r / 1.5$	$9,64 < 101757,98$	vérifié
---	--------------------	---------

$t_{pmin} = 0$ [mm]		$t_{pmin} = V_{11'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$
---------------------	--	---

$t_{pd}^3 * t_{pmin}$	$45 > 0$	vérifié
-----------------------	----------	---------

**Traction**

$a_1 = 69$ [mm] Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage		$a_1 = a_2 - \sqrt{2} a_p$
--	--	----------------------------

$a_2 = 85$ [mm] Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage		$a_2 = (a_h - h_c) / 2$
--	--	-------------------------

$a_3 = 61$ [mm] Pince bord de la soudure du raidisseur-axe du boulon d'ancrage		$a_3 = a_4 - \sqrt{2} a_r$
--	--	----------------------------

$a_4 = 83$ [mm] Pince bord du raidisseur-axe du boulon d'ancrage		$a_4 = (a_v - t_r) / 2$
--	--	-------------------------

$N_t [daN] \leq 375 * t_{pd} [mm] * [a_2 / a_1 + (a_4 / a_3)]$	$4,82 < 43371,18$	vérifié
--	-------------------	---------

**Zone comprimée**

$M_{22'} = 522,59$ [daN*m] Moment fléchissant		$M_{22'} = b_{pd} / 24 * (l_{pd} - h_c)^2 * (p + 2 * p_m)$
---	--	--

$M_{22'} \leq \sigma_e * W$	$522,59 < 37078,59$	vérifié (0,01)
-----------------------------	---------------------	----------------

**Cisaillement**

$V_{22'} = 4394,89$ [daN] Effort tranchant		$V_{22'} = 0.25 * b_{pd} * (l_{pd} - h_c) * (p + 2 * p_m)$
--	--	--

$V_{22'} \leq s_e / \sqrt{3} * h_r * t_r * n_r / 1.5$	$4394,89 < 101757,98$	vérifié (0,04)
---	-----------------------	----------------

$t_{pmin} = 2$ [mm]		$t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$
---------------------	--	---

$t_{pd}^3 * t_{pmin}$	$45 > 2$	vérifié (0,04)
-----------------------	----------	----------------

**Epaisseur**

$d_m = 50$ [mm] Distance du raidisseur du bord de la dalle		$d_m = 0.5 * (b_{pd} - b_{fc} - 2 * w_r)$
--	--	---

$t_{pd}^3 * d_m * \sqrt{[3 * p_m / s_e]}$	$45 > 5$	vérifié (0,11)
---	----------	----------------

**Section oblique dans la zone de la dalle comprimée**

$l_1 = 375$ [mm] Distance horizontale (section 55' ou 66')		
--	--	--

$l_2 = 138$ [mm] Distance verticale (section 55' ou 66')		
--	--	--

$l_3 = 399$ [mm] Longueur de la section 55'		$l_3 = \sqrt{[l_1^2 + l_2^2]}$
---	--	--------------------------------

$M_{55'} = 81,15$ [daN*m] Moment fléchissant		$M_{55'} = p_m * (l_1 * l_2)^2 / (6 * l_3)$
--	--	---

$M_{55'} \leq s_e * (l_3 * t_{pd}^2) / 6$	$81,15 < 3167,85$	vérifié (0,03)
---	-------------------	----------------

**Cisaillement**

$V_{55} = 1885,82$ [daN]	Effort tranchant	$V_{55} = p_m * l_3 * t_{pd}$
$V_{55} \leq s_e / \sqrt{3} * l_3 * t_{pd} / 1.5$	$1885,82 < 162574,11$	vérifié (0,01)

**Raidisseur**

$V_1 = 6,02$ [daN]	Effort tranchant	$V_1 = \max(1.25 * N_j, 2 * N_j / [1 + (a_4/a_2)^2])$
$M_1 = 0,51$ [daN*m]	Moment fléchissant	$M_1 = V_1 * a_2$
$V_m = 4394,89$ [daN]	Effort tranchant du raidisseur	$V_m = \max(V_1, V_{22})$
$M_m = 522,59$ [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	$M_m = \max(M_1, M_{22})$

**Epaisseur**

$t_{r1} = 1$ [mm]	Epaisseur minimale du raidisseur $t_{r1} = 2.6 * V_m / (s_e * h_r)$
$t_{r2} = 1$ [mm]	Epaisseur minimale du raidisseur $t_{r2} = \sqrt{[h_r^2 * V_m^2 + 6.75 * M_m^2] / (s_e * h_r * l_r)}$
$t_{r3} = 20$ [mm]	Epaisseur minimale du raidisseur $t_{r3} = 0.04 * \sqrt{[l_r^2 + h_r^2]}$
$t_r \geq \max(t_{r1}, t_{r2}, t_{r3})$	$25 > 20$ vérifié (0,80)

**Soudures**

$a'_r = 0$ [mm]	Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec la plaque principale	$a'_r = k * \sqrt{[(0.7 * V_m)^2 + (1.3 * M_m / h_r)^2] / (l_r * s_e)}$
$a''_r = 0$ [mm]	Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec le poteau	$a''_r = k * \max(1.3 * V_m, 2.1 * M_m / h_r) / (h_r * s_e)$
$a_r \geq \max(a'_r, a''_r)$	$15 > 0$	Vérifié hh (0,03)

**Poteau**

$t_w \geq 3 * M_m / (s_{ec} * h_r^2)$	$9 > 0$	vérifié (0,04)
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,80		

**4.4 Calcul de pied de poteau (IPE330) :**

**Général**

Assemblage N° : 10  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure : 444  
 Barres de la structure : 85

**Géométrie**

**Poteau**

Profilé : IPE 330  
 Barre N° : 85  
 $a = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 330$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 160$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 18$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 62,61$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 11766,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau : S235  
 $f_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

**Plaque principale du pied de poteau**

$l_{pd} = 660$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 360$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 30$  [mm] Epaisseur  
 Matériau : S235

$f_y = 235000000,00$  [Pa] Limite d'élasticité

### Ancrage

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage  
 $d = 22$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 18$  [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage  
 $n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_V = 2$  Nombre de rangés des boulons  
 $e_H = 460$  [mm] Ecartement  
 $e_V = 120$  [mm] Entraxe

### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 48$  [mm]  
 $L_2 = 300$  [mm]  
 $L_3 = 140$  [mm]  
 $L_4 = 40$  [mm]

### Plaquette

$l_{wd} = 40$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 48$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,91



## **Chapitre VI :**

# **Calcul des fondations**

### VI.1. Introduction

Les parties d'une construction en contact direct avec le sol sont appelées fondations. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles sont cruciales car une bonne conception et réalisation garantit une bonne tenue de la structure dans son ensemble.

#### VI.1.1. Les différents types de fondation

- Fondations superficielles :
  - ✓ Semelles isolées sous poteaux.
  - ✓ Semelles filantes continues sous murs.
  - ✓ Semelles filantes sous plusieurs poteaux.
  - ✓ Radiers généraux ou nervurés.
- Fondations profondes (semelles sur pieux).

#### VI.1.2. Le choix du type de fondation

Il se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

### VI.2. Dimensionnement des semelles

Pour notre structure, on a prévu des semelles isolées sous poteaux avec une contrainte admissible du sol égale à 0.3 MPa. Le dimensionnement des fondations se fait à L'ELS et le ferrailage à L'ELU.

#### VI.2.1. Fondation type 1 : sous poteau IPE 450 (Bloc 1)

	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)
Effort normal (daN)	10943,47	8261,83
Moment correspondant (daN.m)	7,24	16,46

Tableau VI.1. Valeurs des efforts extrêmes dans les poteaux

Soit (a, b) les dimensions de la plaque d'assise et (A, B) les dimensions de la semelle. On doit s'assurer que le chargement extérieur (en plus du poids de la semelle) n'induit pas la rupture du sol. Cette condition s'écrit :



$$\frac{P+P_{semelle}}{\text{surface semelle}} = \frac{P+P_{semelle}}{(A*B)} \leq \sigma_{sol}$$

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \quad A = \frac{900}{300} B \quad \text{avec : } a=900 \text{ mm ; } b=300 \text{ mm}$$

On admettra dans un premier temps, que le poids de la semelle est négligé

$$\frac{P}{\frac{900B^2}{300}} = \frac{82618,3}{\frac{900B^2}{300}} \leq \sigma_{sol}=0,3\text{MPa} \implies B=800 \text{ mm et } A=1200 \text{ mm}$$

La hauteur de la semelle sera déduite de la condition de rigidité qui s'écrit :

$$H \geq \max\left[\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) + c\right] \implies H \geq \max\left[\left(\frac{120-90}{4}; \frac{80-30}{4}\right) + 5\right]$$

$H \geq 17,5\text{cm}$  on prend  $H=20 \text{ cm}$

### A. Vérification de la contrainte réelle dans le sol

Largeur  $B=800\text{mm}$

Longueur  $A=1200\text{mm}$

Hauteur  $H=200\text{mm}$

On applique la méthode des bielles, on trouve :

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{7,24}{10943,47} = 6,62 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{0,8}{6} = 0,133; e < \frac{B}{6}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{109434,7}{800 \times 1200} \left(1 + \frac{6 \cdot 6,62 \times 10^{-4}}{1200}\right) = 0,114 \text{ MPA}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{109434,7}{800 \times 1200} \left(1 - \frac{6 \cdot 6,62 \times 10^{-4}}{1200}\right) = 0,114 \text{ MPA}$$

On doit vérifier que  $\sigma < 1,33\sigma_{sol}$

$$\sigma = \frac{3\sigma_m + \sigma_M}{4} = 0,114 \text{ MPA}$$

$\sigma = 0,114 \text{ MPA} < \sigma_{sol} = 0,30\text{MPa}$  [condition vérifiée]

### B. Calcul des armatures

Sens B :

On doit calculer les armatures pour équilibrer le moment  $M_1$  situé à  $0,35 \cdot b$  de l'axe du poteau

$$M_1 = B \left(\frac{A}{2} - 0,35\alpha\right)^2 \times \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_m}{6}\right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{4,2 \times e \times b}{B^2}\right) = \frac{1094,3}{1200 \times 800} \left(1 + \frac{4,2 \times 6,62 \times 10^{-4} \times 10^3 \times 300}{800^2}\right) = 0,0014\text{MPa}$$

$$\text{Donc : } M_1 = 0,8 \left(\frac{1,2}{2} - 0,35 * 0,9\right)^2 \times \left(\frac{0,0014 + 2 \times 0,114}{6}\right) = 0,0025 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M1}{Bda^2 f_{bu}} ; \text{ avec : } da \geq \frac{A-a}{4} = 0,075 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,0025}{0,4 \times 0,075^2 \times 17} ; \quad \mu_{bu} = 0,0065$$

$$\mu_{bu} = 0,0065 \leq \mu_l = 0,371 \text{ (tableau : FeE500 et combinaisons durables ou transitoires)}$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_s' = 0$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) ; \quad \alpha = 0,084$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,9964$$

• **Calcul de la section d'armature  $A_u$  :**

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot da \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} ; \quad A_u = 7,92 \text{ cm}^2$$

On adopte : 7HA12 = 7,92 cm<sup>2</sup>

$$St = 15 \text{ cm}$$

**Longueur des barres :**

$$L_s = \varnothing \frac{f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6(1,5)^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times (0,06 \times 30 + 0,6) = 3,24 \text{ MPA}$$

$$L_s = 12 \frac{500}{4 \times 3,24} = 46,3 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B}{8} = 10 \text{ cm} < L_s = 46,3 \text{ cm} \\ \frac{B}{4} = 20 \text{ cm} < L_s = 46,3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc, toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des ancrages courbes.

**Sens A :**

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{7,24}{10943,47} = 6,62 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{0,8}{6} = 0,133 ; \quad e < \frac{B}{6}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{109434,7}{800 \times 1200} \left(1 + \frac{6 \cdot 6,62 \times 10^{-4}}{1200}\right) = 0,114 \text{ MPA}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{109434,7}{800 \times 1200} \left(1 - \frac{6 \cdot 6,62 \times 10^{-4}}{1200}\right) = 0,114 \text{ MPA}$$

On doit vérifier que  $\sigma < 1,33 \sigma_{sol}$

$$\sigma = \frac{3\sigma_m + \sigma_M}{4} = 0,114 \text{ MPA}$$

$$\sigma = 0,114 \text{ MPA} < \sigma_{sol} = 0,30 \text{ MPA} \text{ [condition vérifiée]}$$

On doit calculer les armatures pour équilibrer le moment  $M_1$  situé à 0.35.b de l'axe du poteau

$$M_1 = B \left( \frac{A}{2} - 0,35\alpha \right)^2 \times \left( \frac{\sigma_1 + 2\sigma_m}{6} \right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{4,2 \times e \times b}{B^2} \right) = \frac{1094,3}{1200 \times 800} \left( 1 + \frac{4,2 \times 6,62 \times 10^{-4} \times 10^3 \times 300}{800^2} \right) = 0,0014 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } M_1 = 0,8 \left( \frac{1,2}{2} - 0,35 \times 0,9 \right)^2 \times \left( \frac{0,0014 + 2 \times 0,114}{6} \right) = 0,0025 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_1}{A d a^2 f_{bu}} ; \text{ avec : } da \geq \frac{B-b}{4} = 0,125 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,0025}{1,2 \times 0,125^2 \times 17} ; \mu_{bu} = 0,008$$

$$\mu_{bu} = 0,008 \leq \mu_l = 0,371 \text{ (tableau : FeE500 et combinaisons durables ou transitoires)}$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_s' = 0$

$$\alpha = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) ; \alpha = 0,01$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,996$$

• **Calcul de la section des armatures  $A_u$  :**

$$A_u = \frac{M_1}{\beta \times da \times \frac{f_e}{\gamma_s}} ; A_s = 4,61 \text{ cm}^2$$

**On adopte: 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>**

**St = 25 cm**

**Longueur des barres :**

$$L_s = \emptyset \frac{f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6(1,5)^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times (0,06 \times 30 + 0,6) = 3,24 \text{ MPA}$$

$$L_s = 12 \frac{500}{4 \times 3,24} = 46,3 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{8} = 15 \text{ cm} < L_s = 46,3 \text{ cm} \\ \frac{A}{4} = 30 \text{ cm} < L_s = 46,3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des ancrages courbes.

C. Schéma de ferrailage

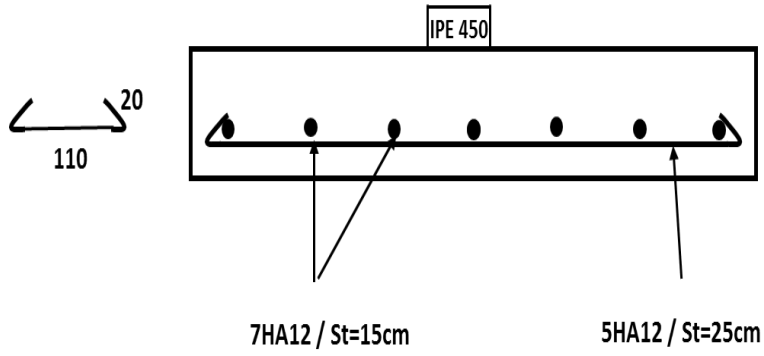


Figure VI.1. Coupe A-A de la semelle type 1

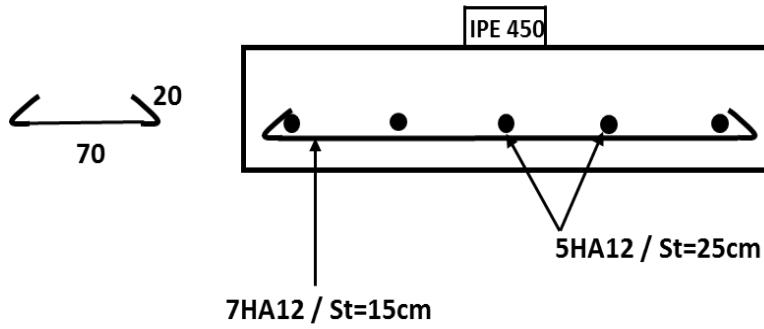


Figure VI.2. Coupe B-B de la semelle type 1

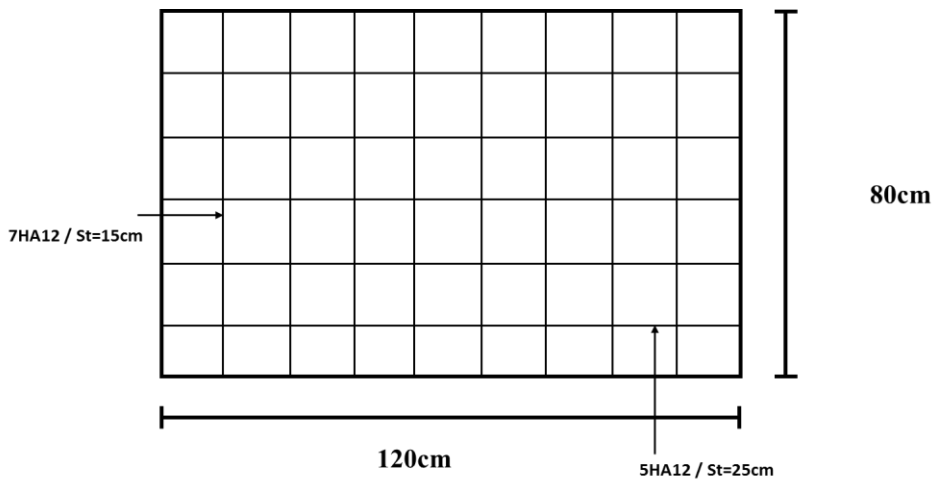


Figure VI.3. Vue en plan de la semelle type 1

**VI.2.2. Fondation type 2 : sous poteau IPE 300 (Bloc 2)**

	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)
Effort normal (daN)	3860,79	3027,79
Moment correspondant (daN.m)	0,09	0,09

Tableau VI.2. Valeurs des efforts extrêmes dans les poteaux

Soit (a, b) les dimensions de plaque d'assise et (A, B) les dimensions de la semelle. On doit s'assurer que le chargement extérieur (en plus du poids de la semelle) n'induit la rupture du sol. Cette condition s'écrit :

$$\frac{P+P_{semelle}}{surface\ semelle} = \frac{P+P_{semelle}}{(A*B)} \leq \sigma_{sol}$$

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \quad A = \frac{600}{300} B \quad \text{avec : } a=600\text{ mm ; } b=300\text{ mm}$$

On admettra dans un premier temps, que le poids de la semelle est négligé

$$\frac{Ps}{600B^2} = \frac{82618,3}{600B^2} \leq \sigma_{sol} = 0,3\text{MPa} \implies B \geq 224,64\text{ mm ; } B=700\text{ mm}$$

$$A=1000\text{ mm}$$

La hauteur de la semelle sera déduite de la condition de rigidité qui s'écrit :

$$H \geq \max\left[\left(\frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4}\right) + c\right] \implies H \geq \max\left[\left(\frac{100-60}{4} ; \frac{70-30}{4}\right) + 5\right]$$

$$H \geq 15\text{cm} \quad \text{on prend } H=20\text{ cm}$$

**A. Vérification de la contrainte réelle dans le sol :**

Largeur B=700mm

Longueur A=1000mm

Hauteur H=150mm

On applique la méthode des bielles, on trouve :

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{0,09}{3860,79} = 2,33 \times 10^{-5}\text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{0,7}{6} = 0,116 ; e < \frac{B}{6}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{3860,79}{700 \times 1000} \left(1 + \frac{6 \cdot 2,33 \times 10^{-5}}{1000}\right) = 0,055\text{ MPA}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{3860,79}{700 \times 1000} \left(1 - \frac{6 \cdot 2,33 \times 10^{-5}}{1000}\right) = 0,055\text{ MPA}$$

On doit vérifier que  $\sigma < 1,33\sigma_{sol}$

$$\sigma = \frac{3\sigma_m + \sigma_M}{4} = 0,055 \text{ MPA}$$

$$\sigma = 0,055 \text{ MPA} < \sigma_{sol} = 0,30 \text{ MPA} \text{ [condition vérifiée]}$$

### B. Calcul des armatures :

#### Sens B :

On doit calculer les armatures pour équilibrer le moment M1 situé à 0.35.b de l'axe du poteau

$$M1 = B \left( \frac{A}{2} - 0,35\alpha \right)^2 \times \left( \frac{\sigma_1 + 2\sigma_m}{6} \right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{4,2 \times e \times b}{B^2} \right) = \frac{386,079}{1000 \times 700} \left( 1 + \frac{4,2 \times 2,33 \times 10^{-5} \times 10^3 \times 300}{700^2} \right) = 0,00055 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } M1 = 0,7 \left( \frac{1}{2} - 0,35 * 0,6 \right)^2 \times \left( \frac{0,00055 + 2 \times 0,055}{6} \right) = 0,0011 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M1}{B d a^2 f_{bu}} ; \text{ avec : } d a \geq \frac{A-a}{4} = 0,1 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,0011}{0,7 * 0,12 * 17} ; \mu_{bu} = 0,009$$

$$\mu_{bu} = 0,009 \leq \mu_l = 0,371 \text{ (tableau : FeE500 et combinaisons durables ou transitoires)}$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_s' = 0$

$$\alpha = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) ; \alpha = 0,011$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,9956$$

#### • Calcul de la section des armatures Au :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta * d a * \frac{f_e}{\gamma_s}} ; A_u = 2,55 \text{ cm}^2$$

**On adopte: 4HA10=3,14 cm<sup>2</sup>**

**St =30 cm**

#### Longueur des barres :

$$L_s = \emptyset \frac{f_e}{4 * \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6(1,5)^2 f_t = 0,6 \times 1,5^2 \times (0,06 \times 30 + 0,6) = 3,24 \text{ MPA}$$

$$L_s = 10 \frac{500}{4 * 3,24} = 38,6 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B}{8} = 8,79 \text{ cm} < L_s = 38,6 \text{ cm} \\ \frac{B}{4} = 17,5 \text{ cm} < L_s = 38,6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc tous les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des ancrages courbes.

**Sens A :**

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{0,09}{3860,79} = 2,33 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} - \frac{1}{6} = 0,16; e < \frac{B}{6}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{3860,79}{700 \times 1000} \left(1 + \frac{6 \cdot 2,33 \times 10^{-5}}{1000}\right) = 0,055 \text{ MPA}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{3860,79}{700 \times 1000} \left(1 - \frac{6 \cdot 2,33 \times 10^{-5}}{1000}\right) = 0,055 \text{ MPA}$$

On doit vérifier que  $\sigma < 1,33 \sigma_{sol}$

$$\sigma = \frac{3\sigma_m + \sigma_M}{4} = 0,055 \text{ MPA}$$

$$\sigma = 0,114 \text{ MPA} < \sigma_{sol} = 0,30 \text{ MPA} \text{ [condition vérifiée]}$$

On doit calculer les armatures pour équilibrer le moment M1 situé à 0.35.b de l'axe du poteau

$$M1 = B \left(\frac{A}{2} - 0,35\alpha\right)^2 \times \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_m}{6}\right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{4,2 \times e \times b}{B^2}\right) = \frac{386,079}{1000 \times 700} \left(1 + \frac{4,2 \times 2,33 \times 10^{-5} \times 10^3 \times 300}{700^2}\right) = 0,00055 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } M1 = 0,7 \left(\frac{1}{2} - 0,35 \cdot 0,6\right)^2 \times \left(\frac{0,00055 + 2 \times 0,055}{6}\right) = 0,0011 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M1}{A d a^2 f_{bu}} ; \text{ avec : } d a \geq \frac{B-b}{4} = 0,05 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,0025}{1 \cdot 0,05^2 \cdot 17} ; \mu_{bu} = 0,028$$

$$\mu_{bu} = 0,028 \leq \mu_l = 0,371 \text{ (tableau : FeE500 et combinaisons durables ou transitoires)}$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_s' = 0$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) ; \alpha = 0,035$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,986$$

• **Calcul de la section des armatures Au :**

$$A_u = \frac{M1}{\beta \cdot d a \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} ; A_u = 5,59 \text{ cm}^2$$

**On adopte : 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>**

**St = 25 cm**

**Longueur des barres :**

$$L_s = \emptyset \frac{f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6(1,5)^2 f_t = 0,6 \cdot 1,5^2 \times (0,06 \times 30 + 0,6) = 3,24 \text{ MPA}$$

$$L_s = 12 \frac{500}{4 \cdot 3,24} = 46,3 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{8} = 12,5 \text{ cm} < L_s = 46,3 \text{ cm} \\ \frac{A}{4} = 25 \text{ cm} < L_s = 46,3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc tous les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des ancrages courbes.

**C. Schéma du ferrailage :**

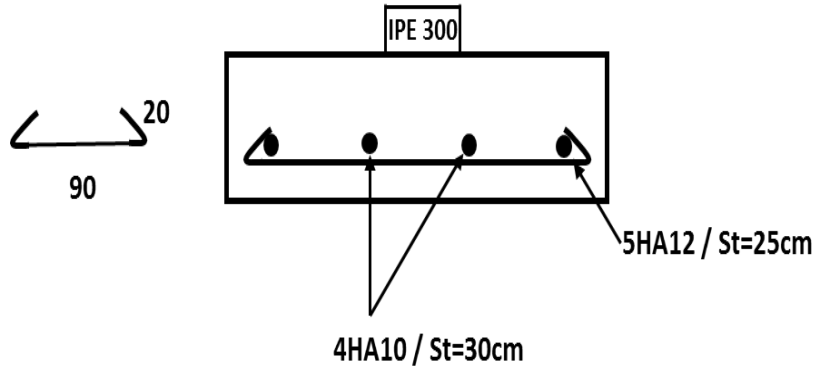


Figure VI.4. Coupe A-A de la semelle type 2

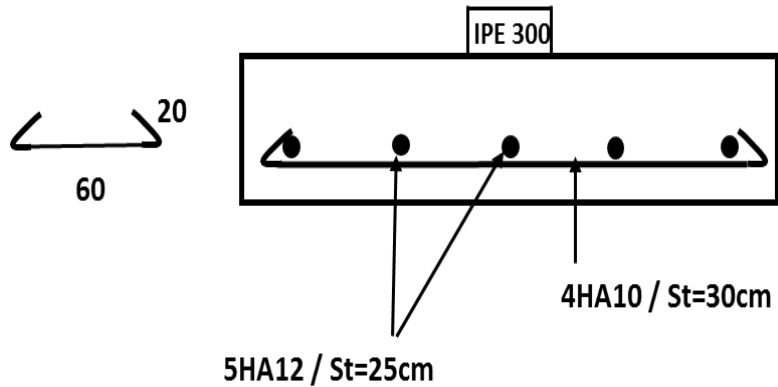


Figure VI.5. Coupe B-B de la semelle type 2

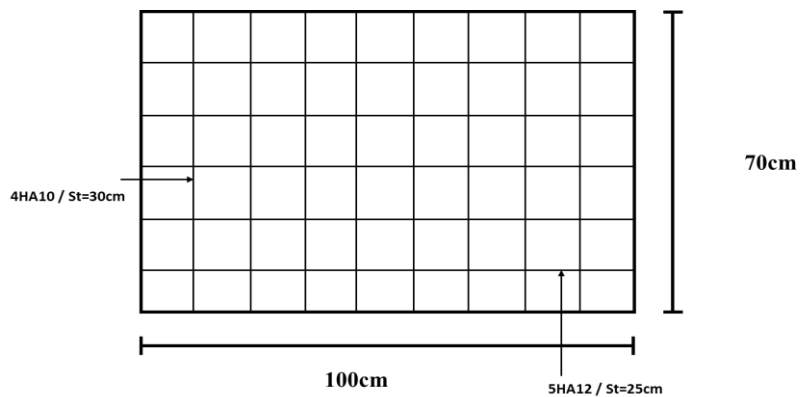


Figure VI.6. Vue en plan de la semelle type 2



**VI.2.3. Fondation type 3 : sous poteau IPE 330 (potelée)**

	ELU (1.35G)	ELS (G)
Effort normal (daN)	384,048	284,48

Tableau VI.3. Valeurs des efforts extrêmes dans les poteaux

Soit (a, b) les dimensions de plaque d'assise et (A, B) les dimensions de la semelle. On doit s'assurer que le chargement extérieur (en plus du poids de la semelle) n'induit la rupture du sol. Cette condition s'écrit :

$$\frac{P+P_{semelle}}{surface\ semelle} = \frac{P+P_{semelle}}{(A*B)} \leq \sigma_{sol}$$

$$\frac{A}{a} \geq \frac{B}{b} \quad A = \frac{660}{360} B \quad \text{avec : } a=660\text{mm} ; b=360\text{mm}$$

On admettra dans un premier temps, que le poids de la semelle est négligé

$$\frac{Ps}{\frac{660B^2}{360}} = \frac{82618,3}{\frac{660B^2}{360}} \leq \sigma_{sol}=0,3\text{MPa} \implies B \geq 26,42 \text{ mm} ; B=500 \text{ mm}$$

$$A=700 \text{ mm}$$

La hauteur de la semelle sera déduite de la condition de rigidité qui s'écrit :

$$H \geq \max\left[\left(\frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4}\right) + c\right] \implies H \geq \max\left[\left(\frac{70-66}{4} ; \frac{50-36}{4}\right) + 5\right]$$

$$H \geq 8,5\text{cm} \quad \text{on prend } H=20 \text{ cm}$$

**A. Vérification de la contrainte réelle dans le sol**

$$\frac{P+P_{semelle}}{surface\ semelle} = \frac{284,48+(5 \times 7 \times 0,2 \times 2500)}{(700 \times 500)} = 0,05 \text{ Mpa} \leq \sigma_{sol} = 0,3 \text{ Mpa}$$

On conservera donc les dimensions de la semelle :

$$\text{Largeur } B=500 \text{ mm, longueur } A = 700 \text{ mm, hauteur } H=200 \text{ mm}$$

**B. Ferrailage de la semelle**

Le ferrailage sera calculé à partir des charges pondérées :

$$P_u' = p_u + 1,35 \times p_{semelle} = 384,048 + 1,35 (5 \times 7 \times 0,2 \times 2500) = 24009,048 \text{ daN}$$

**Sens B :**

- **Calcul de la section des armatures Au :**

$$A_u = P_u' \times \frac{(A-a)}{8 \times da \times \frac{f_e}{\gamma_s}} ; \text{ avec : } da \geq \frac{A-a}{4} = 1\text{cm}$$

$$= 24009,048 \times \frac{(70-66)}{8 \times 1 \times 4350} = 2,76 \text{ cm}^2$$

**On adopte : 4HA10= 3,14 cm<sup>2</sup>**

**St = 30 cm**

**Longueur des barres :**

$$L_s = \emptyset \frac{f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6(1,5)^2 f_t = 0,6 \times 1,5^2 \times (0,06 \times 30 + 0,6) = 3,24 \text{ MPA}$$

$$L_s = 10 \frac{500}{4 \times 3,24} = 38,5 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B}{8} = 6,25 \text{ cm} < L_s = 38,5 \text{ cm} \\ \frac{B}{4} = 12,5 \text{ cm} < L_s = 38,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc tous les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des ancrages courbes

**Sens A :**

- **Calcul de la section des armatures Au :**

$$A_u = P_u \times \frac{(B-b)}{8 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} ; \text{ avec : } d \geq \frac{B-b}{4} = 3,5 \text{ cm}$$

$$= 24009,048 \times \frac{(50-36)}{8 \times 3,5 \times 4350} = 2,76 \text{ cm}^2$$

**On adopte : 4HA10= 3,14 cm<sup>2</sup>**

**St = 30cm**

**Longueur des barres :**

$$L_s = \emptyset \frac{f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6(1,5)^2 f_t = 0,6 \times 1,5^2 \times (0,06 \times 30 + 0,6) = 3,24 \text{ MPA}$$

$$L_s = 10 \frac{500}{4 \times 3,24} = 38,5 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{8} = 8,75 \text{ cm} < L_s = 38,5 \text{ cm} \\ \frac{A}{4} = 17,5 \text{ cm} < L_s = 38,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc tous les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des ancrages courbes

C. Schéma du ferrailage :

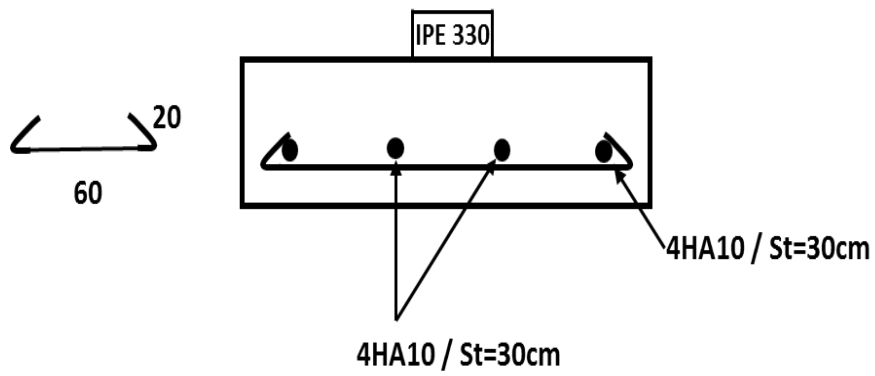


Figure VI.7. Coupe A-A de la semelle type 3

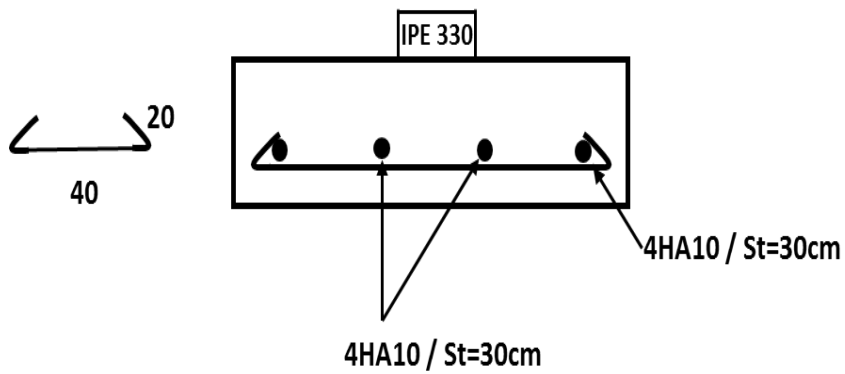


Figure VI.8. Coupe B-B de la semelle type 3

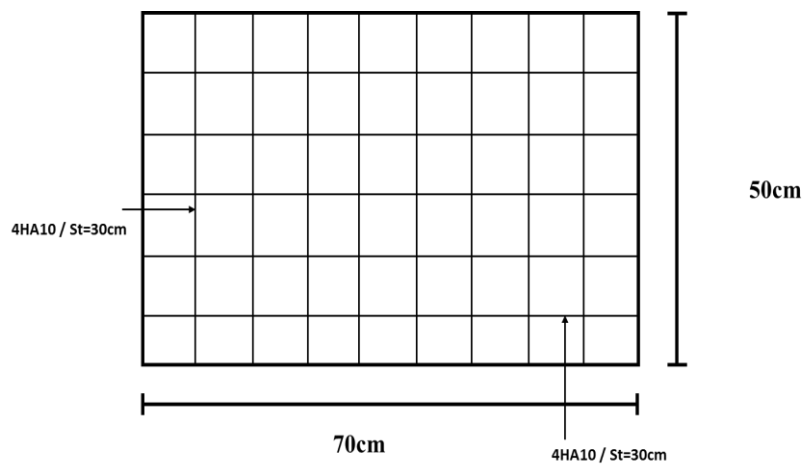


Figure VI.9. Vue en plan de la semelle type 3

### VI.3. Calcul de longrines

Les longrines sont des composants de l'infrastructure qui contribuent à renforcer toutes les semelles. Elles sont soumises à des forces de traction axiales.

#### A. Prédimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99 sont :

- ✓ 25cm×30cm : sites de catégorie S2 et S3
- ✓ 30cm×30cm : sites de catégorie S4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : **30cm×35cm**

#### B. Ferrailage des longrines :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale :

$N_t = \frac{N_u}{\alpha}$  ; **Avec** :  $\alpha$  = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré.

$N_u$ : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$\implies N_t = \frac{10943,47}{12} = 911,95 \text{ daN}$$

La section des armatures  $A_s = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{911,95}{43,8} \times 10^{-2} = 0,21 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 0.6\% \times A \times B = 0,006 \times 30 \times 35 = 6,3 \text{ cm}^2$

$\implies$  Donc on ferraille avec  $A_{min}$

Soit 6HA12  $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

#### C. Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre 8 mm dont l'espacement est inférieur à :

$St < \text{Min} (20 \text{ cm} , 15 \times \phi) = \text{Min} (20 \text{ cm} , 15 \times 0.8) = 12 \text{ cm}$

#### D. Schéma de ferrailage :

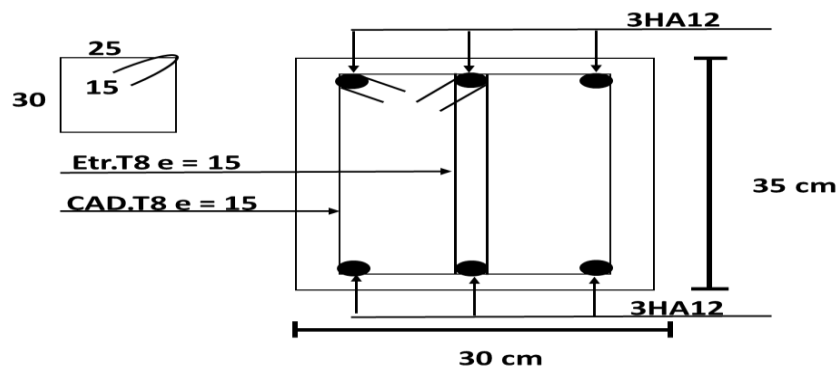


Figure VI.10. Schéma du ferrailage des longrines



## **Chapitre VII :**

# **Dimensionnement et ferraillage du bassin**

### 1. Présentation

Le bassin de la piscine est composé de quatre voiles de 20 cm d'épaisseur encastrés à un radier de dimensions 25x15m avec une épaisseur de 20cm.

La profondeur minimale de la piscine est 2m, alors que la profondeur maximale est 2,5m.

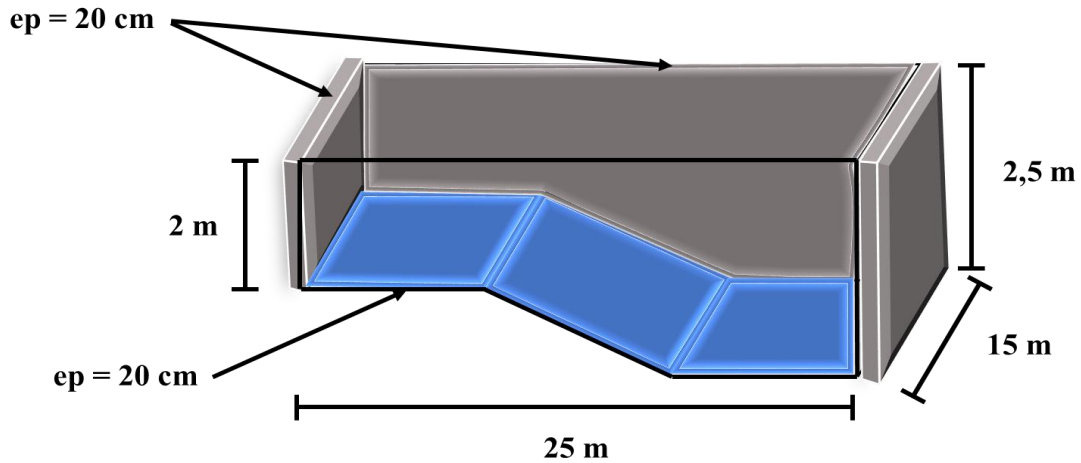


Figure VII.1. Schéma de la piscine

### 2. Données du calcul

#### 2.1 Caractéristiques du sol

Angle de frottement interne du remblai :  $\varphi = 30^\circ$

Poids volumique du remblai :  $\delta_{Sol} = 18KN/m^3$

Cohésion du sol du remblai :  $C = 0$

#### 2.2 Caractéristiques du béton et d'acier

Béton :  $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$

Acier HA :  $f_{eE} = 500 \text{ Mpa}$

### 3. Inventaire des charges

Les charges appliquées sur la structure :

- Action hydrostatique sur les parois et le fond du bassin.
- Action des terres sur les parois de la piscine.

- Exploitation de la piscine par les baigneurs.
- Surcharge due à l'exploitation de l'entourage de la piscine par les visiteurs.

### 4. Calcul des voiles de la piscine

La conception des voiles qui constituent les parois joue un rôle essentiel dans la stabilité globale de la piscine et contribue à sa durabilité. Les parois de la piscine sont soumises à des charges hydrostatiques, la pression des terres et à d'autres forces externes. Les voiles des parois seront calculés par mètre linéaire comme une console encastrée à la base (radier) sous l'action de la poussée des terres et des pressions hydrostatiques.

#### 4.1. Les différentes charges

Il existe plusieurs approches pour modéliser la poussée des terres sur les parois. On a utilisé pour notre cas l'approche de Rankine pour calculer le coefficient de la poussée.

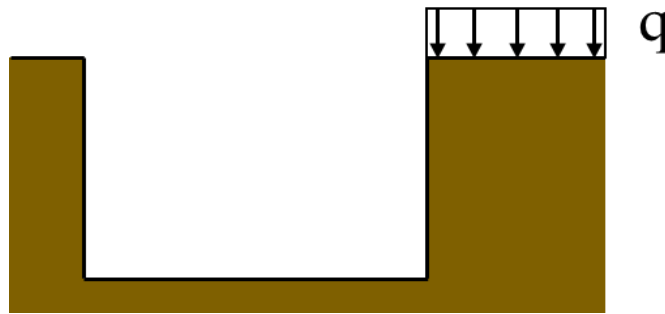


Figure VII.2. Schéma de la méthode de Rankine

$$\delta_{\text{sol}} = 18\text{kN/m}^3, C = 0, \varphi = 30^\circ$$

$K_a$  : coefficient de pression active (selon Rankine)

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

**Charges permanentes**

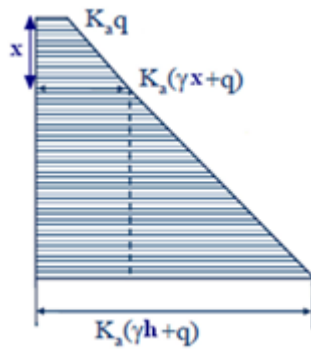


Figure VII. 3. Schéma d'une poussée des terres sur la paroi d'une piscine

\* Poussée des terres :  $0 < x < 2,5$

$$G = K_a \delta_{sol} \cdot X$$

Pour  $X = 0$  ;  $G = 0$

$$\text{Pour } X = 2,5 ; G = 0,333 \times 1800 \times 2,5 = 1498,5 \text{ Kg/m}^2$$

\* Carrelage, mortier de pose, revêtement :

$$g = K_a \times q = 0,333 \times 634 = 211,12 \text{ Kg/m}^2$$

Selon le DTRBC 2.2, la charge  $q = 0.634 \text{ t/m}^2 = 634 \text{ Kg/m}^2$

**Charges d'exploitation**

$$Q = K_a \cdot q = 0,333 \times 400 = 133,2 \text{ Kg/m}^2$$

Selon DTR.BC.2.2 la charge due à l'exploitation des piscines est  $400 \text{ Kg/m}^2$  ou  $0,4\text{t/m}^2$

**L'eau intérieure**

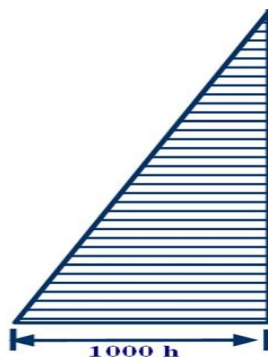


Figure V.II 4. Schéma de la pression hydrostatique sur la paroi d'une piscine

La pression exercée par l'eau en un point située d'une distance  $x$



$$P_x = \dots \cdot x$$

Avec :

$\delta w$  : le poids volumique de l'eau

$$\delta w = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

#### 4.2. Moments maximaux

La console est encastrée en sa base, les calculs de la RDM donnent les diagrammes des moments correspondants et les moments maximaux pour un cas de charge trapézoïdale.

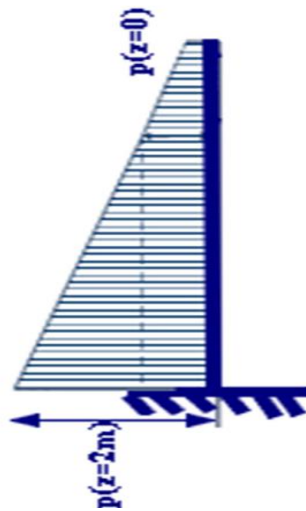


Figure VII. 5. Schéma de console encastrée en la base

- Terres :  $M_{max} = -\frac{p(y)-p(0)}{6} \cdot h^2 - \frac{p(0)}{2} \cdot h^2$
- Eaux :  $M_{max} = \frac{p(y)-p(0)}{6} \cdot h^2 + \frac{p(0)}{2} \cdot h^2$

Les moments dus aux actions des eaux et des terres aux différents états limites.

Action	La profondeur	G (Kg)	Q (Kg)	Charge (Kg)	
				ELU	ELS
Eaux	x = 0	0	400	600	400
	x = 2,5	2500	400	3975	2900
Terres	x = 0	211,12	133,2	484,81	344,32
	x = 2,5	1709,62	133,2	2507,787	1842,82

Tableau VII.1. Charges sur les parois aux différents états

## Chapitre VII : Dimensionnement et ferrailage du bassin

Action	La profondeur	ELU	ELS	Mmax (Kg/m)	
				ELU	ELS
Eaux	x = 0	600	400	5390,625	3854,17
	x = 2,5	3975	2900		
Terres	x = 0	484,81	344,32	- 3622,30	- 2636,94
	x = 2,5	2507,787	1842,82		

Tableau VII.2. Moments sur les parois aux différents états

Une piscine n'est pas toujours remplie d'eau, elle se vide de temps à autre, c'est pourquoi on doit vérifier sa stabilité et sa résistance dans le cas où elle est remplie d'eau, ainsi que dans le cas où elle est vide. Afin de déterminer le cas le plus défavorable.

### ***Bassin vide***

Lorsque le bassin est vide, seule l'action des terres agit sur les parois de la piscine.

Lorsque le bassin est plein, l'action des eaux et l'action des terres agissent sur le bassin.

Etats	ELU	ELS
Bassin vide	- 3622,30	- 2636,94
Bassin plein	1768,32	1217,23

Tableau VII.3. Moments maximaux dans le bassin vide et plein

Donc le cas le plus défavorable est lorsque le bassin est vide.

### **4.3. Ferrillages des voiles**

#### **a) ELU**

B = 1000 mm ; D = 0,9 x e = 0,9 x 200 = 180 mm

$$\mu = \frac{M_{max}}{B \times D^2 \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\delta B}} = \frac{3622,30 \times 10^4}{1000 \times 180^2 \times \frac{0,85 \times 20}{1,5}} = 0,065 < \mu_1 = 0,371 \text{ (tableau : FeE500 et}$$

combinaisons durables ou transitoires)

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$= 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,0789)}) = 0,084$$

$$Z = D (1 - 0,4\alpha) = 180 (1 - 0,4 (0,102)) = 174\text{mm} = 0,174\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{Z \frac{f_e}{\delta B}} = \frac{3622,30 \times 10^{-5}}{0,174 \frac{500}{1,15}} = 4,79\text{cm}^2$$

**b) ELS**

On est en présence d'un milieu aquatique contenant des matières chimique agressives vis-à-vis du béton arme donc on fait le calcul pour un état de fissuration très préjudiciable.

**Calcul du ferrailage à ELS**

$$\mu = \frac{30 M_{smax}}{B \times D^2 \times V_s}$$

Fissuration très préjudiciable.

$$\sigma_s = \min \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \sqrt{n - ft_{28}}$$

$$n = 1,6$$

$$ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times fc_{28} = 0,6 + 0,06 \times 30 = 2,4$$

$$\sigma_s = \min \{250 ; 176,36\} = 176,36 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{30 \times 2636,94 \times 10^4}{1000 \times (180)^2 \times 1} = 0,138 \approx 0,14$$

A l'aide des courbes on obtient  $\alpha = 0,335$

Calcul de la section d'armature ELS

$$A_s = \frac{B(D) \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{100 \times 18 \times (0,335)^2}{30(1-0,335)} = 10,12\text{cm}^2$$

**C) Section minimale des armatures**

$$A_{min} = 0,23 \times B \times D \times \frac{ft_{28}}{f_{eE}} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,4}{500} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section  $A_f$  retenue est  $A_f \geq \max (A_{min}, A_{st}, A_s)$

$$\text{Soit } A_f \geq 10,12\text{cm}^2$$

Choix des armatures 7HA14 qui correspond à  $A_a$  (adoptée) = 10,78cm<sup>2</sup>

**D) Espacement des armatures**

$$S_t = 16.66 \text{ cm (soit } S_t=15 \text{ cm)}$$

**E) Les armatures de répartition**

$$A_t \geq \frac{A_a}{4} = \frac{10,78}{4} = 2,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures 6HA8 qui correspond à  $A_t = 3,02 \text{ cm}^2$  (soit  $S_t=20 \text{ cm}$ )

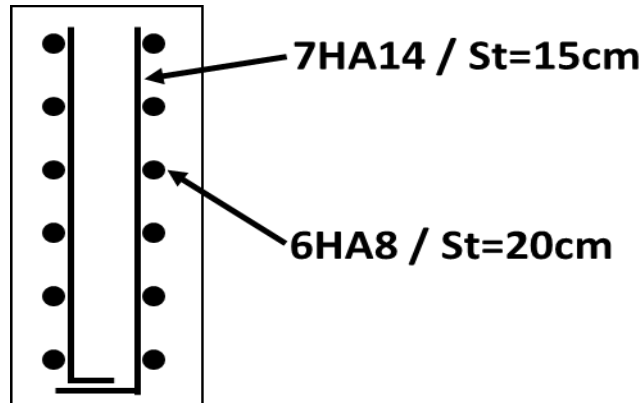


Figure VII.6. Schéma de ferrailage des voiles

**5. Calcul du radier**

Le radier de la piscine est calculé comme une dalle rectangulaire en béton armé. L'ensemble des réactions est réparti selon un diagramme trapézoïdal ou uniforme selon la résultante des efforts et moments.

Le calcul se fait de tel sort qu'n doit vérifier la stabilité de l'ouvrage, l'enfoncement, les contraintes. La contrainte du sol est prise égale à 0.3 MPa).

**5.1 Vérification de la stabilité do l'ouvrage vis-à-vis du renversement du séisme**

La structure présent une symétrie par rapport aux axes perpendiculaires aux parois :

$$\Sigma \text{ Moments à la base du radier} = 0$$

$$\text{L'excentricité } e = \frac{M}{N} = 0$$

$$\text{Donc la stabilité au renversement est vérifiée que } e < \frac{D}{6} = \frac{15 \text{ ou } 25}{6}$$

La stabilité de l'ouvrage est vérifiée.

**5.2 Vérification de la contrainte**

On doit vérifier que la pression sur le sol reste inférieure à la contrainte admissible

$$P_{V1} = P_{V2} = 2500 \times [(10 \times 2 \times 0,2) + (7 \times 2,5 \times 0,2) + (\frac{2+2,5}{2} \times 8 \times 0,2)]$$

$$P_{V1} = P_{V2} = 27750 \text{ Kg}$$

$$P_{V3} = 2500 \times 15 \times 2 \times 0,2 = 15000 \text{ Kg}$$

$$P_{V4} = 2500 \times 15 \times 2,5 \times 0,2 = 18750 \text{ Kg}$$

$$P_{\text{radier}} = 2500 [ 10 \times 15 \times 0,2 + 7 \times 15 \times 0,2 + 15 \times 0,2 \times 8,165 ] = 187617 \text{ Kg}$$

$$P_{\text{eau}} = 1000 \times 832,5 = 832500 \text{ Kg}$$

Origine de l'effort	Effort normal (Kg)
Voile 1	27750
Voile 2	27750
Voile 3	15000
Voile 4	18750
Radier	187617
Eau	832500
Σ Ni Vide	276867
Σ Ni Plein	1109367

Tableau VII.4. Efforts normaux sur le radier

Surface du radier

$$S = 10 \times 15 + 7 \times 15 + 8,0156 \times 15 = 375,234 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} (1 \pm \frac{6e}{L}) \text{ avec } e = 0$$

$$\text{Alors } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S} = \frac{11093670}{375,234} = 2956,47 \text{ Kg/m}^2 = 0,029 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible est de 0.3 MPa

$$\sigma_{1,2} < \sigma_{\text{admissible}}$$

La stabilité à l'enfoncement est vérifiée

### 5.3. Calcul du ferrailage

#### a) calcul des moments

On considère ce radier comme une dalle et pour savoir si ce radier porte dans un ou deux sens, il faut calculer le rapport  $\alpha$  (bael).

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{15}{25} = 0,6 \text{ supérieur à } 0,4. \rightarrow 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle porte selon les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot L_x^2 \qquad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

à l'ELU :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^2)} = \frac{1}{8(1+2,4 \times 0,6^2)} = 0,082$$

$$\mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha) = (1,9 - 0,9 \times 0,6) = 0,294$$

à l'ELS

$$\mu_x = 0,085$$

$$\mu_y = 0,435$$

#### b) Calcul des charges

les charges des terres supérieures à la charge d'eau nous compterons le bassin comme vide.

Poids propre de radier :

$$PP_r = e \cdot \delta_{\text{béton}} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ kN/m}^2$$

Poids propre des voiles

$$PP_v = \frac{\text{poids des voiles}}{\text{surface}}$$

$$= \frac{(15 \times 0,2 \times 2 \times 25) + (15 \times 0,2 \times 2,5 \times 25) + 2 \times \left(10 \times 2 + 7 \times 2,5 + \frac{2+2,5}{2} \times 8\right) \times 0,2 \times 25}{25 \times 15}$$

$$= 2,38 \text{ kN/m}^2$$

Charge totale ELU

$$P_u = 1,35G = 1,35 (5 + 2,38) = 9,96 \text{ kN/m}^2$$

Charge totale ELS

$$P_s = G = 5 + 2,38 = 7,38 \text{ kN/m}^2$$

Mx (kN.m)		My (kN.m)	
ELU	ELS	ELU	ELS
183,76	141,14	54,02	61,39

Tableau VII.5. Moments maximaux selon les deux sens

**c) Selon la direction X**

A l'ELU :

$$d = 0,9 \times 20 = 18\text{cm} = 180\text{mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{Mx}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{183,76 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times \frac{0,85 \times 30}{1,5}} = 0,33 < \mu_l = 0,371 \text{ (tableau : FeE500 et combinaisons}$$

durables ou transitoires)

$$\alpha\mu = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$= 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,33)}) = 0,52$$

$$Z\mu = d (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$= 180 (1 - 0,4 \cdot 0,52) = 142,56 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{Mx}{Z\mu \cdot \frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{183,76 \cdot 10^6}{142,56 \cdot \frac{500}{1,15}} = 23,61 \text{ cm}^2$$

A l'ELS :

$$\mu = \frac{30 Mx}{b \cdot d^2 \cdot V_s}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left[ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right]$$

$$\sigma_s = 176,36 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{30 \times 141,14 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 176,36} = 0,37$$

à l'aide des courbes, on obtient  $\alpha = 0,47$

Calcul de la section des armatures à ELS :

$$A_S = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30 (1 - \alpha)} = \frac{100 \cdot 18 \cdot (0,47)^2}{30 (1 - 0,47)} = 25 \text{ cm}^2$$

Section minimale des armatures

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$
$$= 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,4}{500} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section  $A_f$  retenue est  $A_f \geq \max (A_{st}, A_S, A_{\min})$

Soit  $A_f \geq 25 \text{ cm}^2$

Soit  $A_a$  (adoptée) =  $29,45 \text{ cm}^2$  qui correspond à 6HA 25

### Espacement des armatures

$St = 20 \text{ cm}$

Fissuration très préjudiciable, on doit avoir  $St \leq \min (1,5h_0, 20\text{cm}) = (1,5 \cdot 20, 20) = 20 \text{ cm}$   
Donc cette condition est vérifiée

### d) Selon la direction y

à l'ELU :

$$\mu = \frac{My}{b \cdot d \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{54,02 \cdot 10^6}{1000 \times 180^2 \cdot \frac{0,85 \times 30}{1,5}} = 0,098 < \mu_l = 0,371 \text{ (tableau : FeE500 et combinaisons durables ou}$$

transitoires)

$$\alpha\mu = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$= 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,098}) = 0,13$$

$$Z\mu = d (1 - 0,4\alpha) = 180 (1 - 0,4 \times 0,13) = 170,64 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{54,02 \times 10^6}{170,64 \times \frac{500}{1,15}} = 7,28 \text{ cm}^2$$



à l'ELS

$$\mu = \frac{30 \times My}{b \cdot d^2 \cdot V_s}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left[ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{n f t_{28}} \right]$$

$$\sigma_s = 176,36 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{30 \times 54,02 \cdot 10^6}{1000 \times 180^2 \cdot 176,36} = 0,28$$

à l'aide des courbes on obtient  $\alpha = 0,43$

On calcule la section des armatures à ELS :

$$A_s = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30 (1 - \alpha)} = \frac{100 \times 18 \times 0,43^2}{30 (1 - 0,43)} = 19,46 \text{ cm}^2$$

### Section minimale des armatures

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f t_{28}}{f_{eE}}$$

$$= 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,4}{500} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section  $A_f$  retenue est  $A_f \geq \max (A_s, A_{st}, A_{\min})$

Soit  $A_f \geq 19,46 \text{ cm}^2$

Choix des armatures : 7 HA 20 qui correspond à  $A_a$  (adopte) =  $21,94 \text{ cm}^2$

### Espacement des armatures

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Fissuration très préjudiciable, on doit avoir  $S_t \leq \min (3 h_0, 33 \text{ cm}) = \min (20, 20, 33) = 20 \text{ cm}$

Donc cette condition est vérifiée

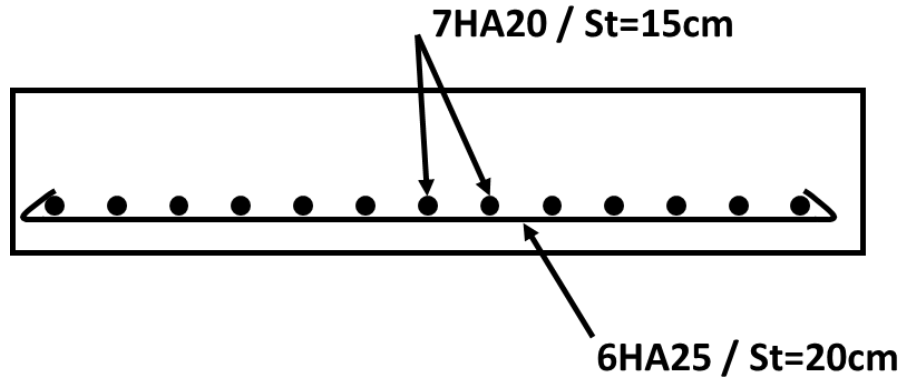


Figure VII.7. Schéma de ferrailage du radier

### 5.4 Vérification à l'effort tranchant

D'après BAEL80 on a :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Il faut avoir :

$$M_x' = M_x \quad M_y' = M_y$$

$$D'où : q_{fx} = 8 \cdot q \cdot \mu_x \quad q_{fy} = q_{fx} \cdot \mu_x \cdot \alpha^2$$

Les efforts tranchants dus aux charges  $q_{fx}$  et  $q_{fy}$  sont :

$$T_x = 0,5 \cdot q_{fx} \cdot L_x$$

$$T_y = 0,5 \cdot q_{fy} \cdot L_y$$

Les seules pièces fléchies qui peuvent ne pas comporter d'armature transversales sont les dalles à condition que :

$$\tau_u \leq 0,05 f_{c28} \text{ (les dalles sans reprise de bétonnage)}$$

$$\tau_u \leq 0,35 \text{ Mpa (les dalles avec reprise de bétonnage)}$$

A l'ELU

$$q_{fx} = 8 \cdot 9,96 \cdot 0,082 = 6,53 \text{ kN/m}$$

$$q_{fy} = 6,53 \cdot 0,294 \cdot 0,6^2 = 0,69 \text{ kN/m}$$

$$T_x = 0,5 \cdot 6,53 \cdot 15 = 48,97 \text{ kN}$$

$$T_y = 0,5 \cdot 0,69 \cdot 25 = 8,62 \text{ kN}$$

$$\tau_{u_x} = \frac{T_x}{b \cdot d} = \frac{48,97 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,27 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u_y} = \frac{T_y}{b \cdot d} = \frac{8,62 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,047 \text{ Mpa}$$

On a :

$$\tau_{ux} \leq 0,05 f_{c28} \Rightarrow 0,27 \leq (0,05 \times 30) = 1,5 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\tau_{ux} \leq 0,35 \text{ Mpa} \Rightarrow 0,27 \leq 0,35 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\tau_{uy} \leq 0,05 f_{c28} \Rightarrow 0,47 \leq (0,05 \times 30) = 1,5 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\tau_{uy} \leq 0,35 \text{ Mpa} \Rightarrow 0,47 \leq 0,35 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc les deux conditions sont vérifiées (sans et avec reprise de bétonnage)

à l'ELS :

$$q_{fx} = 8 \cdot 7,38 \cdot 0,085 = 5,01 \quad q_{fy} = 5,01 \cdot 0,435 \cdot 0,6^2 = 0,78$$

$$T_x = 0,5 \times 5,01 \times 15 = 37,57 \text{ kN} \quad T_y = 0,5 \times 0,78 \times 25 = 9,75 \text{ kN}$$

$$\tau_{\mu_x} = \frac{37,57 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,2 \text{ Mpa} \quad \tau_{\mu_y} = \frac{9,75 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,05 \text{ Mpa}$$

Donc les deux conditions sont vérifiées (sans et avec reprise de bétonnage).



# Conclusion générale

Le but de ce projet était de concevoir et dimensionner les différents éléments de la superstructure métallique de la piscine et de dimensionner son bassin en béton armé ainsi que son ferrailage. Et ceci conformément aux différents règlements de calcul (RNV 99, EC3, BAEL, ...).

Après avoir défini les charges agissantes sur la structure métalliques, les pannes, les lisses, les potelets, les poteaux, les traverses, contreventements, comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Le calcul et la vérification des éléments secondaires (pannes, lisses et potelets) ont été réalisés par des calculs manuels alors ceux des éléments porteurs (poteaux et traverses) ainsi que ceux des contreventements et des assemblages ont été réalisés par l'utilisation d'un logiciel.

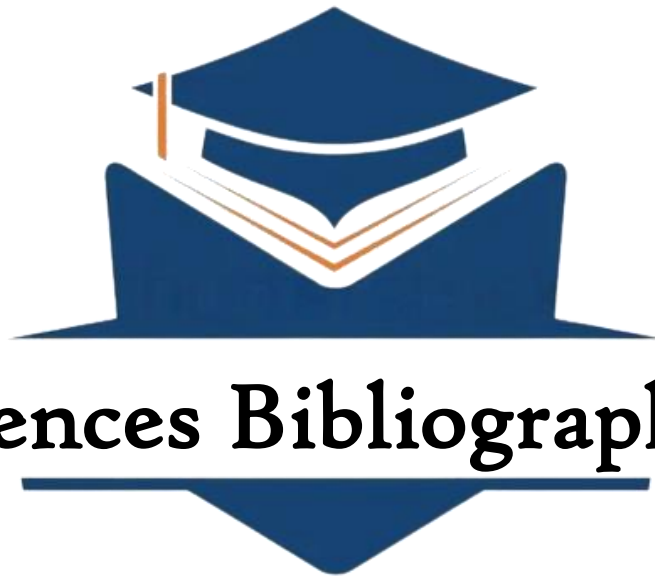
Ce logiciel est ROBOT STRUCTURAL ANALYSES 2010, qui m'a permis de faire un calcul tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs et de se familiariser avec de tels outils d'analyse et de dimensionnement.

Les fondations de cette superstructure ont consisté à dimensionner et ferrailer des fondations isolées sous poteaux et potelets.

Pour le bassin de la piscine, le dimensionnement et le calcul du ferrailage a concerné les voiles ainsi que le radier. La méthode des tranches horizontales a été utilisée pour calculer les voiles et la méthode du plancher renversé et celle des contraintes pour calculer le radier.

Cette expérience m'a permis d'appréhender le dimensionnement et la vérification des différents éléments d'une structure métallique ainsi les fondations et le bassin en béton armé. Ces structures particulières comprennent un nombre important d'éléments et leurs assemblages.

Ce projet qui constitue pour moi une première expérience dans ce vaste domaine, m'a permis d'acquérir les principes fondamentaux pour tout projet dans ma future vie professionnelle.



# Références Bibliographiques

- ❖ DTR C 2-4.7, Règlement Neige et Vent 2013, CNERIB, Algérie, 2013.
- ❖ Logiciel, Autodesk Robot Structural Analysis Professional, 2010.
- ❖ DTR BC-2.2., Charges permanentes et charges d'exploitation, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, CGS, Algérie, 1995.
- ❖ Benouis A., Cours Structures Métalliques, Université 8 mai 1945, Guelma, 2023.
- ❖ NF EN 1993, Eurocode 3 : Calcul des structures en acier, AFNOR, 2000.
- ❖ CTICM, Bonnes pratiques pour la construction des structures en acier, Guide destiné aux architectes, concepteurs et constructeurs, France, 2008.
- ❖ Rekkab A., Etude d'un bâtiment (R+2) en charpente métallique, Mémoire de master en génie civil, spécialité : construction métallique, Université de Tlemcen, Algérie, 2013.
- ❖ Farhati H., Benlamkaddem A., Conception et dimensionnement d'une piscine chauffée couverte à Khouribga, Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat de l'EHTP, Maroc, 2011.
- ❖ Thonier H., Conception et calcul des structures de bâtiment, Presses Ponts et Chaussées, France, 2019.