

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

Mémoire de fin de cycle  
**Mémoire de fin de cycle**

*En Vue d'Obtention du Diplôme De Master en Génie Civil*  
*Option : Construction Métallique*

**Thème :**

***Etude d'un Auditorium en R+1***

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> BEZZINA**  
**M<sup>lle</sup> BITOUT**

**Lounis**  
**Fouzia**

**Promoteur :**

**M<sup>r</sup> BANOUNE.B**

**Membres Jury:**

**M<sup>r</sup> HAZZAM.M**  
**M<sup>r</sup> LARABAT ZIANE.A**

**Promotion 2012-2013**

## Remerciement

*Grâce à dieu, aux personnes qui nous ont soutenus et qui ne sont autres que nos enseignants, ce travail a pu avoir le jour.*

*Comme guise de reconnaissance, nous adressons nos sincères remerciements, notre grand respect et notre noble gratitude à notre encadreur Mr BANOUNE .B, pour ses encouragements et à l'aide précieuse qu'il nous a apporté en nous faisant profiter largement des ses connaissances.*

*Nous adressons nos sincères remerciements à messieurs les membres de jury :*

- Mr HAZZAM.M*
- Mr LARABAT ZIANE.A*

*Pour l'intérêt bienveillant qu'ils ont accordé à ce travail. Nous voudrions encore une fois leur exprimer notre profonde gratitude.*

*Mos remerciements vont également à mos enseignants : Mr BECHEUR.A, Mr LARABAT ZIANE.A, Mr SADAOUI.O et Mr BENYESSAAD.D.*

*Nous tenons aussi à remercier tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, ont participé à la réalisation de ce travail.*

# *Dédicace*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma mère et mon père qui ont toujours été présent pour me soutenir, me conseiller et m'aider, je leurs remercie pour m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation. Que dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.*

*A mes frères Rachid, Tahar et Djamel.*

*A mes sœurs Louiza, Nadia, Yasmine, Souhila et sa fille Inass.*

*A ma tante Farida et son mari qui m'ont beaucoup aidé.*

*A toute la famille BEZZINA.*

*A tous mes amis sans exception.*

*A tous mes enseignants et la promotion 2013.*

*A mon encadreur M<sup>r</sup> BANOUNE.*

*A ma binôme Fouzia et sa famille.*

*A tous les adhérents du Club Scientifique de Génie Civil "CSGC"*

*A toute la promotion 2013 (CM, CCI et Géotechnique)*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.*

*Lounis*

# *Dédicace*

*J'ai l'honneur de dédier ce travail à :*

*A mes chers parents qui me sont les plus chers, qui m'ont beaucoup soutenu et encouragé à achever ce travail, que DIEU les garde et les protège*

*A mes chers frères Saïd, Rafik et Mokhtar*

*A ma très chère grande mère*

*A mes tantes, oncles, cousins et cousines*

*A mon Binôme Mr BEZZINA Lounis*

*Enfin je le dédie fortement à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*BITOUI.F*



# *Sommaire*

## **Partie A : Généralités et présentation de l'ouvrage**

### **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**

Introduction.....	01
I.1 Etude du sol.....	01
I.2 Situation.....	01
I.3 Caractéristique.....	01
I.4 Ossature et stabilité de la structure.....	07
1.5 La toiture.....	07
1.6 Les blocs en béton (B1, B2).....	07

### **Chapitre II : Généralités**

II. Matériaux utilisés .....	08
II.1 L'acier .....	08
II.1.1 Propriétés des profilés laminés .....	08
II.1.2 Propriétés des armatures de construction .....	09
II.2 La couverture .....	10
II.3 Le béton .....	11
II.3.1 Composition du béton .....	11
II.3.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton.....	12
II.4 Règlements utilisés.....	14

## **Partie B : Etude du bloc en charpente métallique**

### **Chapitre I : Etude climatique**

I.1 Action du vent.....	15
Introduction.....	15
I.1.1 Coefficient de calcul.....	16
I.1.2 Détermination de la pression $q_{dyn}$ .....	17
I.1.3 Calcul des pressions sur les parois.....	18
I.1.3.1 Vent sur façade principale (direction V1) .....	18

I.1.3.2	Vent sur façade latérale (direction V2&V4)	25
I.2	Action de la neige	31
<b>Chapitre II : Etude du plancher mixte</b>		
	Introduction	3
II.	Calculs des planchers mixtes à dalle collaborant	34
II.1.	Vérification de la solive	34
II.2	Calcul des goujons connecteurs	44
II.3	Pré dimensionnement des sommiers (poutres principales)	47
II.4	Ferraillage de la dalle du plancher	61
<b>Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments de la toiture</b>		
III.1	Etude des pannes	63
III.2	Calcul des liernes	71
III.3	Pré dimensionnement de la ferme	75
<b>Chapitre IV : Etude sismique</b>		
	Introduction	81
IV.1	Concept de base de la M.E.F.	81
IV.2	Description de ROBOT	81
IV.3	Analyse de la structure	83
IV.3.1	Type d'analyse	83
IV.3.2	Méthodes de calcul	83
IV.4	Analyse des résultats	89
IV.4.1	es combinaisons de calcul	90
IV.4.2	Vérification des déplacements	90
<b>Chapitre V : Vérification des éléments</b>		
V.1	Vérification des éléments	93
	Introduction	93
V.1.2	Itinéraire de vérification ROBOT	93
V.2	Les vérifications à faire	95
V.3	Notes de calcul puisées du logiciel ROBOT des différentes éléments	96

V.4	Les sections choisies.....	107
-----	----------------------------	-----

## **Chapitre VI : Calcul des assemblages**

Introduction .....	108
VI.2 Assemblage des éléments de la ferme.....	108
VI.3 Assemblage poteau – ferme .....	110
VI.4 Assemblage des trois tronçons de la ferme .....	113
VI.5 Assemblage de l'échantignolle .....	116
VI.6 Assemblages des palées de stabilité.....	118
VI.7 Assemblages des ciseaux de stabilité des fermes .....	122
VI.8 Assemblage poteau-poutre maîtresse .....	124
VI.9 Assemblage poutre – solive .....	128
VI.10 Assemblage poutre au vent .....	130
VI.11 Pieds de poteaux .....	132

## **Partie C : Etude des blocs en béton B1 +B2**

### **Chapitre I : Pré dimensionnement des éléments porteurs**

I.1. Les poutres .....	140
A) Les poutres principales .....	140
B) Les poutres secondaires.....	140
I.2 Les poteaux .....	141

### **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments secondaires**

II.1 Pré dimensionnement du plancher .....	144
II.2 Etude de l'acrotère .....	165
II.3 Etude des escaliers.....	171
II.4 Les gradins .....	190

### **Chapitre III : Etude sismique des blocs B1 et B2**

III.1	Détermination du coefficient d'amortissement $\xi$ .....	194
III.2	Estimation de la période fondamentale .....	194
III.3	Détermination du facteur d'amplification dynamique .....	194

III.4	Coefficient de comportement .....	194
III.5	Facteur de qualité .....	194
III. 6	Poids de la structure .....	195
III.7	La force sismique totale à la base de la structure .....	195
III.8	Résultat de calcul .....	195
III.9	Pourcentage de participation de masse .....	195
III.11	Vérification des déplacements.....	200

#### **Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux**

IV.1	Etude des poteaux .....	202
IV.2	Etude des poutres.....	205

### **Partie D : Etude de l'infrastructure et la stabilité d'ensemble**

#### **Chapitre I : Etude de l'infrastructure**

I.1	Introduction .....	215
I.2	dimensionnement des semelles isolées.....	215
I.3	dimensionnement des semelles filantes.....	231
I.4	Dimensionnement de la Semelle jumelée .....	249

#### **Chapitre II :Vérification de la stabilité d'ensemble**

II.1	Introduction .....	257
II.2	Détermination des moments renversants ( $M_R$ ).....	257
II.2.1	Cas de vent .....	257
II.2.2	Cas de séisme .....	261
II.3	Calcul des moments résistant (stabilisateurs)....	261
II.4	Vérification au renversement de la structure .....	262



## **Liste des figures :**

### **Partie A**

<i>Figure I.1 : Vue en plan du RDC</i> .....	3
<i>Figure I.2 : Vue en plan du 1<sup>er</sup> étage</i> .....	4
<i>Figure I.3 : Coupe A – A</i> .....	5
<i>Figure I.4 : Vue en 3D du bloc charpente</i> .....	5
<i>Figure I.5 : Vue en 3D du bloc B1</i> .....	6
<i>Figure I.6 : Vue en 3D du bloc B2</i> .....	6
<i>Figure II.1 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)</i> .....	6
<i>Figure II.2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier</i> .....	10
<i>Figure II.3 : Panneau sandwich TL 75 P BATICOMPOS (Annexe 1)</i> .....	11
<i>Figure II.4 : Diagramme <math>\sigma - \varepsilon</math> du béton a l'ELU</i> .....	13

### **Partie B**

<i>Figure I-1 : vent sur les façades principales</i> .....	16
<i>Figure I-2 : vent sur les façades secondaires</i> .....	17
<i>Figure I-3 : vue en élévation</i> .....	20
<i>Figure I-4 : Légende pour les parois</i> .....	20
<i>Figure I-5 : Toiture en voûte – vent parallèle aux génératrices</i> .....	21
<i>Figure I-6 : Légende pour les toitures à deux versants</i> .....	21
<i>Figure I-7 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales (dépressions intérieures)</i> .....	23
<i>Figure I-8 : Direction du vent sur toiture [Dépressions intérieures]</i> .....	24
<i>Figure I-9 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales (surpressions intérieures)</i> .....	25
<i>Figure I-10 : Direction du vent sur toiture [surpressions intérieures]</i> .....	26
<i>Figure I-11: Vue en élévation</i> .....	26
<i>Figure I-12: Légende pour les parois</i> .....	27
<i>Figure I-13 : Légende pour la toiture</i> .....	27
<i>Figure I-14 : Légende pour la toiture</i> .....	28
<i>Figure I-15 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales (dépressions intérieures)</i> .....	29
<i>Figure I-16 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales (surpressions intérieures)</i> .....	31

<b>Figure I-17</b> : Directions des pressions du au vent sur la toiture [dépressions intérieures].	32
<b>Figure I-17</b> : Les coefficients de forme .....	33
<b>Figure I-18</b> : Valeurs des coefficients de forme .....	33
<b>Figure II-1</b> : les éléments constitutifs d'une dalle mixte acier-béton.....	33
<b>Figure II-2</b> : plancher collaborant et non-collaborant.....	33
<b>Figure II-3</b> : Schéma statique de la solive.....	34
<b>Figure II.4</b> : Largeur de la dalle effective.....	37
<b>Figure II - 6</b> : diagramme de contraintes dues à la flexion simple.....	40
<b>Figure II-7</b> : effets du retrait.....	42
<b>Figure II - 8</b> : diagramme de contraintes dues au retrait.....	43
<b>Figure II - 9</b> : diagramme des contraintes finales.....	43
<b>Figure II - 10</b> : Goujon à tête ronde.....	44
<b>Figure II - 11</b> : diagramme de contraintes de flexion simple.....	53
<b>Figure II-12</b> : diagramme des contraintes finales.....	55
<b>Figure II-13</b> : l'origine(s) et l'amorce du jarret(j).....	56
<b>Figure II - 14</b> : diagramme des contraintes finales.....	60
<b>Figure III-1</b> : Schéma de la disposition des pannes.....	63
<b>Figure III.2</b> : Schéma statique sous surcharge d'entretien.....	64
<b>Figure III.3</b> : Moment dû à la surcharge d'entretien [8].....	64
<b>Figure III-4</b> : Schéma statique de la panne dans le plan Y-Y.....	71
<b>Figure III-5</b> : L'échantignolle.....	72
<b>Figure III-6</b> : Schéma statique de l'échantignolle.....	74
<b>Figure III-7</b> : Le schéma statique de la ferme.....	75
<b>Figure IV.4</b> : Mode de déformation (3).....	89
<b>Figure VI-1</b> : Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme .....	109
<b>Figure VI-2</b> : Longueurs de soudures.....	109
<b>Figure VI-3</b> : Détail assemblage ferme – poteau .....	110
<b>Figure VI-4</b> : Distribution des efforts.....	111
<b>Figure VI-5</b> : Assemblage des trois tronçons de la ferme .....	114
<b>Figure VI-6</b> : Détail d'assemblage des trois tronçons de la ferme .....	114
<b>Figure VI-7</b> : Vue de face de l'échantignolle .....	117
<b>Figure VI-8</b> : Vue de l'assemblage palée-gousset.....	118
<b>Figure VI-9</b> : Détail de l'assemblage gousset-palée .....	119
<b>Figure VI-10</b> : Détail d'assemblage gousset-poteau.....	121

<i>Figure VI-11 : Repérage des ciseaux de stabilité en vue 3D</i> .....	122
<i>Figure VI-12 : Détail de l'assemblage des ciseaux de stabilité des fermes</i> .....	122
<i>Figure VI-13 : Assemblages des ciseaux entre les fermes</i> .....	123
<i>Figure VI-14: Assemblages des ciseaux à la l'avant dernière ferme</i> .....	123
<i>Figures VI.15 : Assemblage platine-poteau</i> .....	125
<i>Figures VI.16 : Vue 3D de l'assemblage poteau-sommier</i> .....	126
<i>Figures VI.17 : Assemblage solive-sommier</i> .....	129
<i>Figure VI-18: Tige d'encrage du pied du poteau.</i> .....	133
<i>Figure VI-19 : dispositions constructives</i> .....	133
<i>Figure VI-20 : vue 3D du pied de poteau encastré</i> .....	135
<i>Figure VI-21 : Diagramme des contraintes</i> .....	136
<i>Figure VI22 : les lignes de ruptures</i> .....	136
<i>Figure VI-23 : Vue d'en haut du pied de poteau</i> .....	137

## **Partie C :**

<i>Figure I.1 : Coffrage des poteaux</i> .....	141
<i>Figure II.1: Schéma d'une poutrelle</i> .....	146
<i>Figure II.2: Schéma des types de poutrelles</i> .....	148
<i>Figure II.3 : Ferrailage des poutrelles de type 01</i> .....	164
<i>Figure II.4 : Ferrailage des poutrelles de type 02</i> .....	164
<i>Figure II.5 : Ferrailage des poutrelles de type 03</i> .....	164
<i>Figure II.6 : Modélisation des charges sur l'acrotère</i> .....	165
<i>Figure II.7 : Dimension de l'acrotère</i> .....	165
<i>Figure II.8: diagramme des efforts</i> .....	166
<i>Figure II.9 : Position de l'axe neutre</i> .....	168
<i>Figure II.10: schéma de ferrailage de l'acrotère</i> .....	170
<i>Figure II.11 : dimensions des escaliers à deux volées</i> .....	171
<i>Figure II.12 : coupe des escaliers</i> .....	172
<i>Figure II.13 : Section à ferrailer</i> .....	173
<i>Figure II.14 : ferrailage de la 1<sup>ère</sup> volée</i> .....	180
<i>Figure II.14 : ferrailage de la 2<sup>ème</sup> volée</i> .....	181
<i>Figure II.15 : Ferrailage de la dalle pleine dans les sens x-x et y-y</i> .....	189



<b>Figure III.1 : Mode de déformation (1)</b> .....	197
<b>Figure III.2 : Mode de déformation (2)</b> .....	197
<b>Figure III.3 : Mode de déformation (3)</b> .....	198
<b>Figure III.4 : Mode de déformation (1)</b> .....	198
<b>Figure III.5 : Mode de déformation (2)</b> .....	199
<b>Figure III.6 : Mode de déformation (3)</b> .....	199
<b>Figure IV.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales en travées et aux appuis</b> .....	210
<b>Figure IV.2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires en travées et aux appuis</b> .....	214

## **Partie D :**

<b>Figure I.1 : Semelle isolé</b> .....	216
<b>Figure I.2 : Ferrailage de la semelle type 1</b> .....	223
<b>Figure I.3 : Schéma de ferrailage des longrines</b> .....	225
<b>Figure I.3 : Ferrailage de la semelle isolée de type (II)</b> .....	228
<b>Figure I.4 : Schéma de ferrailage du fût</b> .....	231
<b>Figure I.5 : schéma de ferrailage d'une semelle filante</b> .....	232
<b>Figure I.6 : Schéma de ferrailage de la semelle filante de type (I)</b> .....	237
<b>Figure I.7 : Schéma de ferrailage du fût de la semelle type (III)</b> .....	239
<b>Figure I.8: Schéma de ferrailage de la longrine type (I)</b> .....	240
<b>Figure I.9: Schéma de ferrailage de la longrine type (II)</b> .....	242
<b>Figure I.10 : Efforts sollicitant la semelle filante</b> .....	242
<b>Figure I.11 : ferrailage de la semelle filante (Type IV)</b> .....	249
<b>Figure I.12: Schéma de ferrailage de la semelle jumelée</b> .....	255
<b>Figure I.13 : Plan de fondations</b> .....	256
<b>Figure II.5 : joint sismique RPA99/V2003</b> .....	263
<b>Figure II.1 : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade principale avec dépression intérieure</b> .....	258
<b>Figure II.2 : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade principale avec surpression intérieure</b> .....	259
<b>Figure II.3 : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade latérale avec dépression intérieure</b> .....	260
<b>Figure II.4 : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade latérale avec surpression intérieure</b> .....	261

## Liste des tableaux

### Partie A :

Tableau II.1 : Valeurs nominales de $f_y$ et $f_u$ .....	8
--	---

### Partie B :

Tableau I-1 : les coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois verticales.....	19
---	----

Tableau I-2 : les coefficients $C_{pe}$ de chaque zone de toiture.....	20
--	----

Tableau I-3 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi}=-0.5$ .....	21
---	----

Tableau I-4 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0.5$ .....	22
---	----

Tableau I-5 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=0.8$ .....	23
--	----

Tableau I-6 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=0.8$ ..	24
---	----

Tableau I-7 : les coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois verticales.....	26
---	----

Tableau I-8 : les coefficients $C_{pe}$ de chaque zone de toiture.....	27
--	----

Tableau I-9 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi}=-0.5$ .....	28
---	----

Tableau I-10 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0.5$ .....	29
--	----

Tableau I-11 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi} =0.8$ .....	29
--	----

Tableau I-12 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=0.8$ .....	30
---	----

Tableau II.1 : Sections d'armatures.....	61
--	----

Tableau III.1 : les efforts max dans les éléments de la ferme.....	77
--	----

Tableau III.1 : Sections choisies.....	80
--	----

Tableau IV.1 : Valeur du facteur de qualité.....	85
--	----

Tableau IV.2 : La force sismique totale à la base de la structure .....	85
---	----

Tableau IV.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	87
--	----

Tableau IV.4 : pourcentage de participation massique par ROBOT.....	87
---	----

Tableau IV.5 : Combinaisons de calcul .....	90
---	----

Tableau IV.6 : Déplacement max en situation durable.....	90
--	----

Tableau IV.7 : déplacements horizontales dans les deux directions X et Y.....	91
---	----

<i>Tableau IV.8 : Effet P-<math>\Delta</math> suivant X-X</i> .....	92
<i>Tableau IV.9: Effet P-<math>\Delta</math> suivant Y-Y</i> .....	92
<i>Tableau V.1 : Efforts max sollicitant les montants</i> .....	93
<i>Tableau V.2 : Efforts max sollicitant les diagonales</i> .....	93
<i>Tableau V.3 : Efforts max sollicitant les membrures supérieures</i> .....	94
<i>Tableau V.5 : Efforts max sollicitant la poutre au vent</i> .....	94
<i>Tableau V.6 : Efforts max sollicitant les palées de stabilité</i> .....	95
<i>Tableau V.7: Efforts max sollicitant les ciseaux</i> .....	95
<i>Tableau V.8 : Efforts max sollicitant les poteaux</i> .....	95
<i>Tableaux V.9 : Les sections choisies pour les différents éléments</i> .....	107
<i>Tableau VI-1 : Efforts dans les éléments de la ferme</i> .....	107
<i>Tableau VI-2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué</i> .....	107
<i>Tableau VI-3 : Gorges moyenne de la soudure</i> (Annexe 7).....	108
<i>Tableau VI-4: dimension des cordons de soudure</i> .....	109
<i>Tableau VI-5: Les sollicitations les plus défavorables dans les poteaux</i> .....	132
<i>Partie C :</i>	
<i>Tableau I.1 : Pré dimensionnement des poutres principales</i> .....	140
<i>Tableau I.2 : Pré dimensionnement des poutres secondaires</i> .....	140
<i>Tableau I.3 : dimensions adoptées</i> .....	141
<i>Tableau I.4 :vérification au flambement</i> .....	143
<i>Tableau II.1 : Charges permanentes sur l'étage courant</i> [11] .....	145
<i>Tableau II.2 : Charges permanentes sur la terrasse</i> [11].....	145
<i>Tableau II.3 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 01 du plancher courant</i> .....	149
<i>Tableau II.4 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 01 du plancher terrasse</i> .....	149
<i>Tableau II.5 : Efforts appliqué sur la poutrelle type 02 du plancher courant</i> .....	150
<i>Tableau II.6 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 02 du plancher terrasse</i> .....	150
<i>Tableau II.7 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 03 du plancher courant</i> .....	150
<i>Tableau II.8 : Efforts appliqués sur la poutrelle type 03 du plancher terrasse</i> .....	151
<i>Tableau II.9 : Ferrailage de la poutrelle type 01 du plancher courant</i> .....	153
<i>Tableau II.10 : Ferrailage de la poutrelle type 01 du plancher terrasse</i> .....	153
<i>Tableau II.11 : Ferrailage de la poutrelle type 02 du plancher courant</i> .....	153
<i>Tableau II.12 : Ferrailage de la poutrelle type 02 du plancher terrasse</i> .....	154
<i>Tableau II.13 : Ferrailage de la poutrelle type 03 du plancher courant</i> .....	154
<i>Tableau II.14 : Ferrailage de la poutrelle type 03 du plancher terrasse</i> .....	154
<i>Tableau II.15 : Vérification des armatures longitudinales et transversales</i> .....	158

<i>Tableau II.16 : Vérification des poutrelles à l'état limite de compression du béton</i> .....	159
<i>Tableau II.17 : Les sollicitations dans les poutrelles de type 01 sous les différents cas de charge</i> .....	161
<i>Tableau II.18 : Les sollicitations dans les différents cas de charges dans les autres types de poutrelles</i> .....	163
<i>Tableau II.19 : Valeurs de différents coefficients</i> .....	163
<i>Tableau II.20 : vérification de la flèche</i> .....	163
<i>Tableau II.21 : sollicitation de calcul</i> .....	166
<i>Tableaux II.22 : Charges et surcharges appliquées à l'escalier</i> .....	173
<i>Tableau II.23 : Résumé des résultats de ferrailage.</i> .....	174
<i>Tableau II.24 : Résumé des résultats de ferrailage.</i> .....	175
<i>Tableau II.25 : Vérification des contraintes</i> .....	177
<i>Tableau II.26 : différentes charges appliquées</i> .....	177
<i>Tableau II.27 : Résumé des résultats de ferrailage.</i> .....	182
<i>Tableau II.28 : les charges appliquées sur le palier</i> .....	184
<i>Tableau III.1 : valeurs du coefficient d'amortissement</i> .....	194
<i>Tableau III.2 : valeurs de la période fondamentale</i> .....	194
<i>Tableau III.3 : valeurs du facteur d'amplification dynamique</i> .....	194
<i>Tableau III.4 : La force sismique totale à la base de la structure</i> .....	195
<i>Tableau III.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base</i> .....	195
<i>Tableau III.6 : pourcentage de participation massique du bloc B1 par ROBOT</i> .....	196
<i>Tableau III.7 : pourcentage de participation massique du bloc B2 par ROBOT</i> .....	196
<i>Tableau III.8 : Déplacement max en situation durable</i> .....	200
<i>Tableau III.9 : Déplacement max en situation accidentelle</i> .....	200
<i>Tableau III.10 : Effet P-<math>\Delta</math> suivant X-X</i> .....	201
<i>Tableau III.11 : Effet P-<math>\Delta</math> suivant Y-Y</i> .....	201
<i>Tableau IV.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA</i> .....	202
<i>Tableau IV.2 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux</i> .....	204
<i>Tableau IV.3 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux</i> .....	204
<i>Tableau IV.4 : Les armatures longitudinales dans les poutres</i> .....	206
<i>Tableau IV.5 : Vérification des contraintes tangentielles</i> .....	208
<i>Tableau IV.6 : Vérification au cisaillement</i> .....	208
<i>Tableau IV.7 : Les armatures longitudinales dans les poutres</i> .....	210
<i>Tableau IV.8 : Vérification des contraintes tangentielles</i> .....	212

<i>Tableau IV.9 : Vérification au cisaillement</i> .....	212
--	-----

*Partie D :*

<i>Tableau I.1 : Les sollicitations à la base des poteaux</i> .....	215
<i>Tableau I.2 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1</i> .....	217
<i>Tableau I.3 : Vérification des contraintes dans le sol (type I)</i> .....	218
<i>Tableau I.4 : Les armatures des semelles type 1</i> .....	223
<i>Tableau I.5 : Les sollicitations à la base de la semelle type (II)</i> .....	227
<i>Tableau I.6 : Vérification des contraintes dans le sol (type II)</i> .....	227
<i>Tableau I.7 : Les armatures des semelles isolées de type (II)</i> .....	228
<i>Tableau I.8 : Vérification des contraintes dans le sol (type I)</i> .....	234
<i>Tableau I.9 : Les sections d'armatures de la semelle filante</i> .....	237
<i>Tableau I.10: vérification des contraintes</i> .....	245
<i>Tableau I.11 : Les sections d'armatures de la semelle filante</i> .....	248
<i>Tableau I.12: Vérification des contraintes dans le sol (semelle jumelée)</i> .....	250
<i>Tableau I.13: les armatures de la semelle jumelée</i> .....	255
<i>Tableau II.1 : Vent sur la façade principale <math>C_{pi}=-0,5</math></i> .....	257
<i>Tableau II.2 : Vent sur la façade principale <math>C_{pi}=0,8</math></i> .....	258
<i>Tableau II.3 : Vent sur la façade latérale <math>C_{pi}=-0,5</math></i> .....	259
<i>Tableau II.4 : Vent sur la façade latérale <math>C_{pi}=0,8</math></i> .....	260
<i>Tableau II.5 : Réaction à la base due aux effets sismiques</i> .....	261
<i>Tableau II.6 : Vérification au renversement de la structure</i> .....	262

$A'$ ,  $A_{ser}$  : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

$A_u$  : Section d'aciers pour l'ELU.

$A_t$  : Section d'un cours d'armature transversal.

$A$  : Coefficient d'accélération de zone

$B$  : Aire d'une section de béton.

$B_r$  : Section réduite.

$B$  : la largeur (m).

$C_T$  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$D$  : Diamètre.

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$D$  : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

$E$  : Module d'élasticité longitudinale

$E_i$  : Module d'élasticité instantanée.

$E_a$  : Module d'élasticité de l'acier.

$F$  : Force ou action générale.

$F_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

$F_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

$G$  : Action permanente.

$I$  : Moment d'inertie ( $m^4$ )

$Q$  : Charge variable.

$Q$  : Facteur de qualité .

$L$  : Longueur ou portée.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

*M* : Moment en général.

*Ma* : Moment sur appui.

*Mu* : Moment de calcul ultime.

*Mser* : Moment de calcul de service.

*Mt* : Moment en travée.

*Ns* : Effort normal de service.

*Nu* : Effort normal ultime

*N* : Effort normale du aux charges verticales.

*NTot* : Poids total transmis par la superstructure (KN).

*R* : coefficient de comportement global.

*S* : Section.

*St* : Espacement des armatures.

*T* : Effort tranchant.

*T2*: période caractéristique, associé à la catégorie du site.

*V* : Effort tranchant.

*Vser* : Effort normal en service.

*Vu*: Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

*W*: poids propre de la structure.

*W<sup>Qi</sup>* : Charges d'exploitation.

*WGi*: poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

*X, Y et Z* : Coordonnées en général.

*e* : Excentricité, épaisseur.

*f* : Flèche

*fe* : Limite d'élasticité des acier d'armature

*fy* : Limite d'élasticité des acier de construction

$h^N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier

$v$  : Coefficient de poison

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$\tau_{lim}$  : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$A$  : Section brute d'une pièce ( $cm^2$ )

$A_v$  : Aire de cisaillement ( $cm^2$ )

$A_w$  : Section de l'âme d'une pièce ( $cm^2$ )

$A_s$  : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet ( $cm^2$ )

$I_t$  : Moment d'inertie de torsion ( $cm^4$ )

$I_w$  : Facteur de gauchissement d'une section ( $cm^4$ )

$I_y$  : Moment d'inertie de flexion maximal ( $cm^4$ )

$I_z$  : Moment d'inertie de flexion minimal ( $cm^4$ )

$W_{el}$  : Module de résistance élastique ( $cm^3$ )

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique ( $cm^3$ )

$a$  : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm)

$b$  : Largeur d'une semelle de poutre (cm)

$d_0$  : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm)

$N_R$  : Effort normal résistant (KN)



$N_{pl}$  : Effort normal de plastification (KN)

$V_{pl}$  : Effort tranchant de plastification (KN)

$f_u$  : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa)

$f_{ub}$  : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa)

$f_{réd}$  : Contrainte limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement (KN)

$\beta_A$  : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

$\beta_w$  : Facteur de corrélation (soudures)

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier

$\bar{\lambda}$  : Élancement réduit

$\bar{\lambda}_{LT}$  : Élancement de déversement Sans unité

$\mu$  : Coefficient de frottement entre 2 pièces en contact

$h$  : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm)

$i$  : Rayon de giration d'une section (mm, cm)

$l_d$  : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m)

$l_k$  : Longueur de flambement d'une poutre (mm, cm, m)

$R$  : Rigidité d'une barre (cm<sup>3</sup>)

$t$  : Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm, cm)

$t_f$  : Épaisseur d'une semelle de poutre (mm, cm)

$t_w$  : Épaisseur d'une âme de poutre (mm, cm)

$v_s$  : Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section (mm, cm)

$v_i$  : Distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm, cm)

$\gamma_{M_0}$  : Coefficient partiel de sécurité.

# RESUME

Ce travail est composé de quatre parties, une introduction et une conclusion. Dont les parties sont comme suite :

## I. PARTIE A : Généralités et présentation de l'ouvrage

### ● Chapitre 1. Présentation de l'ouvrage

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

### ● Chapitre 2. Généralités

Ce chapitre s'est étalé sur la présentation des matériaux utilisés, ainsi que les différents règlements à respecter.

## II. PARTIE B : Etude du bloc en charpente métallique

### ● Chapitre 1. Etude climatique

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

### ● Chapitre 2. Etude du plancher mixte

Dans ce chapitre, on a pré dimensionné tous les éléments constitutifs du plancher mixte à savoir : les solives, les sommiers, la connexion acier béton et la dalle de compression.

### ● Chapitre 3. Pré dimensionnement des éléments de la toiture

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

### ● Chapitre 4. Etude sismique

Nous vous présentant dans ce chapitre, les différentes méthodes de calcul sismique ainsi que leurs conditions d'applications.

### ● Chapitre 5. Vérification des éléments

Nous vous présentant dans ce chapitre, les notes de calcul tirées à partir du logiciel ROBOT.

### ● Chapitre 6. Calcul des assemblages

Dans ce chapitre, on a dimensionné les différents assemblages choisis pour les éléments de la structure.

## III. PARTIE C : Etude des blocs en béton (B1 et B2)

### ● Chapitre 1. Pré dimensionnement des éléments structuraux

Ce chapitre s'est étalé sur le pré dimensionnement des éléments structuraux à savoir le plancher, les poteaux et les poutres.

### ● Chapitre 2. Etude des éléments secondaires

Dans cette étude, les éléments dits secondaires sont l'escalier et l'acrotère, ainsi que les gradins.

### ● Chapitre 3. Etude sismique

Nous vous présentant dans ce chapitre, les différentes méthodes de calcul sismique ainsi que leurs conditions d'applications.

#### ● **Chapitre 4. Ferrailage des éléments structuraux**

Dans ce chapitre on a déterminé les sections d'armature longitudinales et transversales à adopter pour les poteaux et les poutres.

### **IV. PARTIE D : Etude de l'infrastructure et de la stabilité d'ensemble**

#### ● **Chapitre 1. Etude de l'infrastructure**

Dans ce chapitre on a dimensionné les différents types de fondations utilisés dans notre ouvrage.

#### ● **Chapitre 2. Etude de la stabilité d'ensemble**

Ce chapitre s'est étalé sur la vérification vis-à-vis de la stabilité d'ensemble au renversement de la structure.

*INTRODUCTION GENERALE*  
***INTRODUCTION GENERALE***

La construction métallique est un domaine, qui répond aux besoins actuels de la construction.

Ce dernier a subi une grande progression, fruit de développement et de recherche de nouvelles méthodes de calcul permettant une meilleure optimisation.

Selon la destination, la construction métallique se divise en deux grandes catégories : la charpente métallique (bâtiments, halls, ponts, tours, etc.), et la chaudronnerie (réservoirs, cuves, etc.). Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée répond à son usage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tout au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliquées ; assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structurels.

La réalisation des structures se fait avec des matériaux et chacun d'entre eux a ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique et mécanique.

Matériau de structure, mais aussi de plancher, de façade, de couverture, de cloisonnement, d'aménagement, l'acier peut être partout présent dans un édifice, et ce à des degrés très divers, en gros œuvre comme en second œuvre, suivant le désir des concepteurs et des clients. Il représente un choix déterminant dès la conception, structurel notamment, qui exige rigueur et précision mais qui donne maîtrise du projet, liberté de création et choix de solutions adaptées.

L'acier est un matériau dont la préparation et la mise en forme se fait en grande partie en usine et dont les éléments arrivent sur le chantier finis et prêts à être montés et associés à d'autres matériaux formant ainsi l'ouvrage. La logique de la construction avec l'acier est une logique d'assemblage, où l'ossature se fait par points porteurs de type poteaux-poutres, sur lesquels viennent se greffer les éléments de planchers, d'enveloppe et de partitions. Là aussi, l'anticipation des choix techniques permet de tirer parti au mieux des possibilités architecturales du matériau.

Dans ce contexte, notre choix de projet de fin d'étude de Master s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. L'ouvrage en question est un bâtiment en R+1 (Auditorium + Restaurant) dont l'implantation est prévue au chef lieu de la wilaya de Bouira.

L'étude de la structure est menée essentiellement en utilisant le logiciel d'éléments finis Robot qui permet à la fois de modéliser, d'analyser et de dimensionner différents types de structures. Ainsi après un pré dimensionnement des différents éléments de la structure, un modèle 3D de celle-ci est implémenté dans le logiciel.

*Partie A- Généralités et  
présentation de l'ouvrage*

# CHAPITRE I

## *Présentation de l'ouvrage*

### Introduction :

Notre projet consiste en l'étude d'un Auditorium en R+1 de forme presque ovale constitué de trois blocs, l'un avec ossature en charpente métallique et les deux autres (B1, B2) avec ossature en béton armé, de groupe d'usage (1B) selon le règlement (RPA99 V2003).

#### I.1 Etude du sol :

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

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

#### I.2. Situation :

Ce projet sera implanté au chef lieu de la wilaya de Bouira, classée selon le RPA99/version2003 comme zone IIa (moyenne sismicité).

#### I.3 Caractéristiques :

**I.3.1 Architecturales :** la structure est constituée de :

- Bloc (B1) en R+1 :
  - RDC : Arrière scène (Salon)
  - 1<sup>er</sup> étage : Chambre froide, magasin et vestiaires dont la terrasse est inaccessible.
- Bloc (B2) en R+1 :
  - RDC : Salle de projection
  - 1<sup>er</sup> étage : Salle de restauration (V.I.P) dont la terrasse est inaccessible.
- Bloc en charpente Métallique :
  - RDC : Auditorium
  - 1<sup>er</sup> étage : Salle de restauration

#### **I.3.2 Géométriques :**

##### ❖ Les dimensions géométriques du bloc en charpente :

- Longueur totale en plan : 24.5m
- Largeur totale en plan : 26m
- Longueur totale de la couverture : 24.5m
- Largeur totale de la couverture : 26.71m
- La hauteur du RDC : 6.85m



- La hauteur d'étage : 5.35m.

- La hauteur totale : 12.2m

❖ Les dimensions du bloc B1 sont :

- Longueur totale : 27.45m
- Largeur totale : 10,20m.
- La hauteur RDC : 6.85m
- La hauteur d'étage : 4.25m
- La hauteur totale 11.10m

❖ Les dimensions du bloc B2 sont :

- Longueur totale : 27.80m
- Largeur totale : 9,40m.
- La hauteur RDC : 4.25m
- La hauteur d'étage : 4.25m
- La hauteur totale : 8.50m

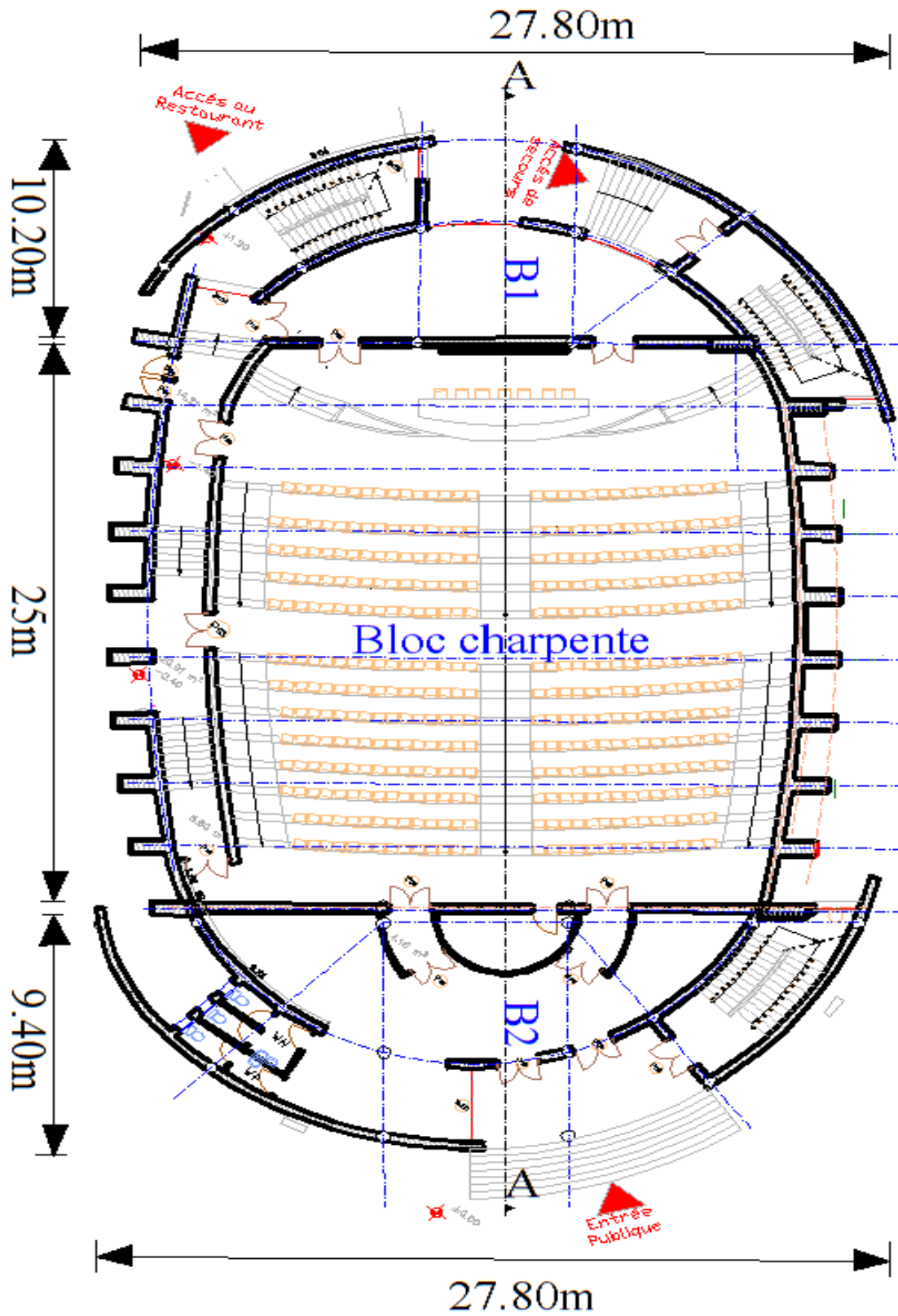


Figure I.1 : Vue en plan du RDC

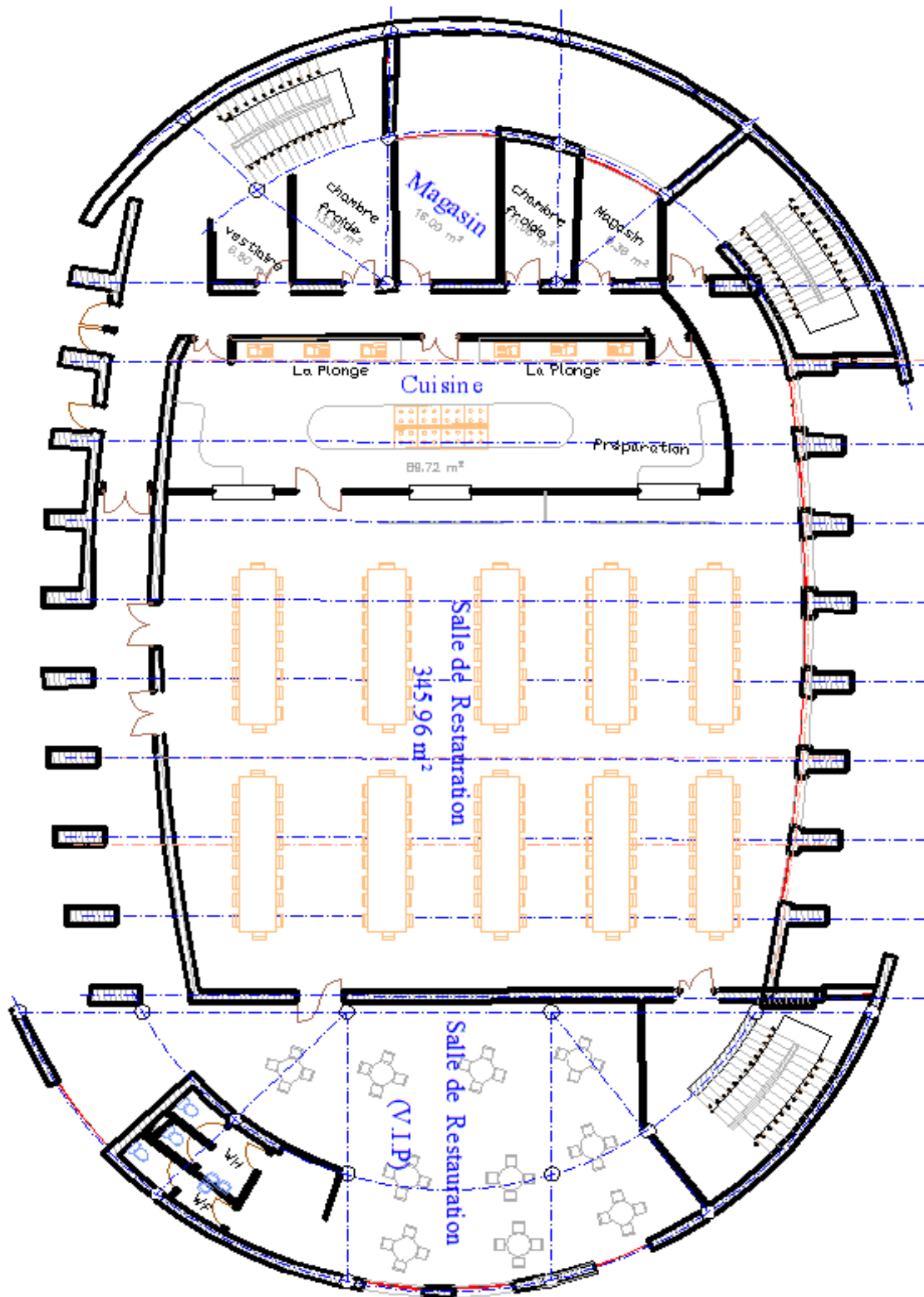


Figure I.2 : Vue en plan du 1<sup>er</sup> étage

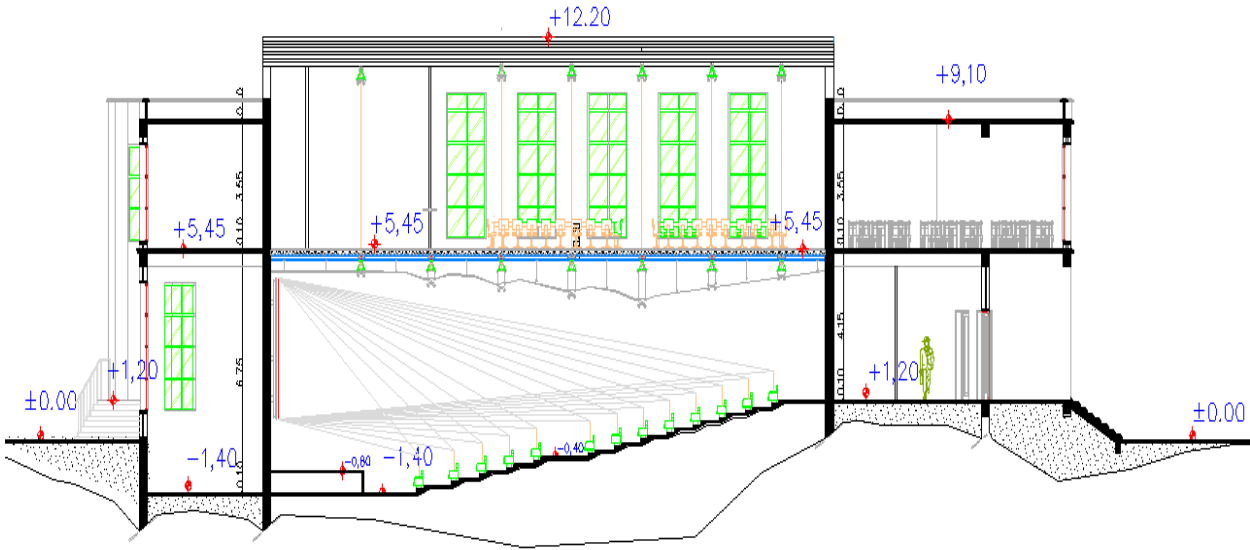


Figure I.3 : Coupe A – A

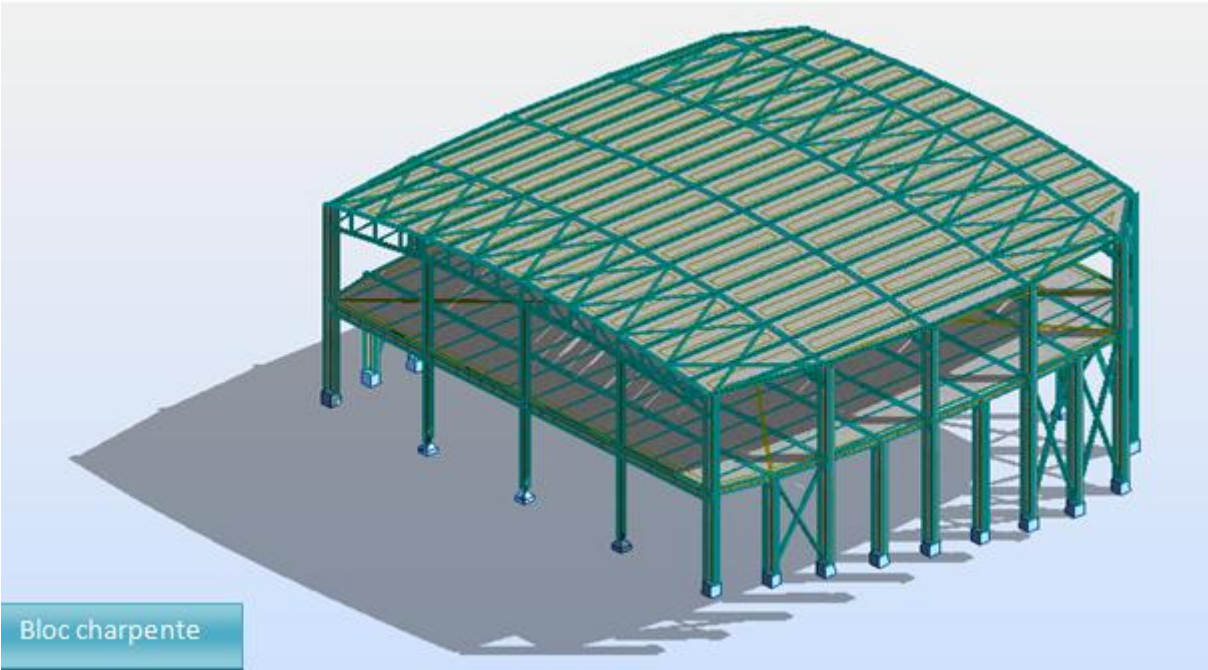


Figure I.4 : Vue en 3D du bloc charpente

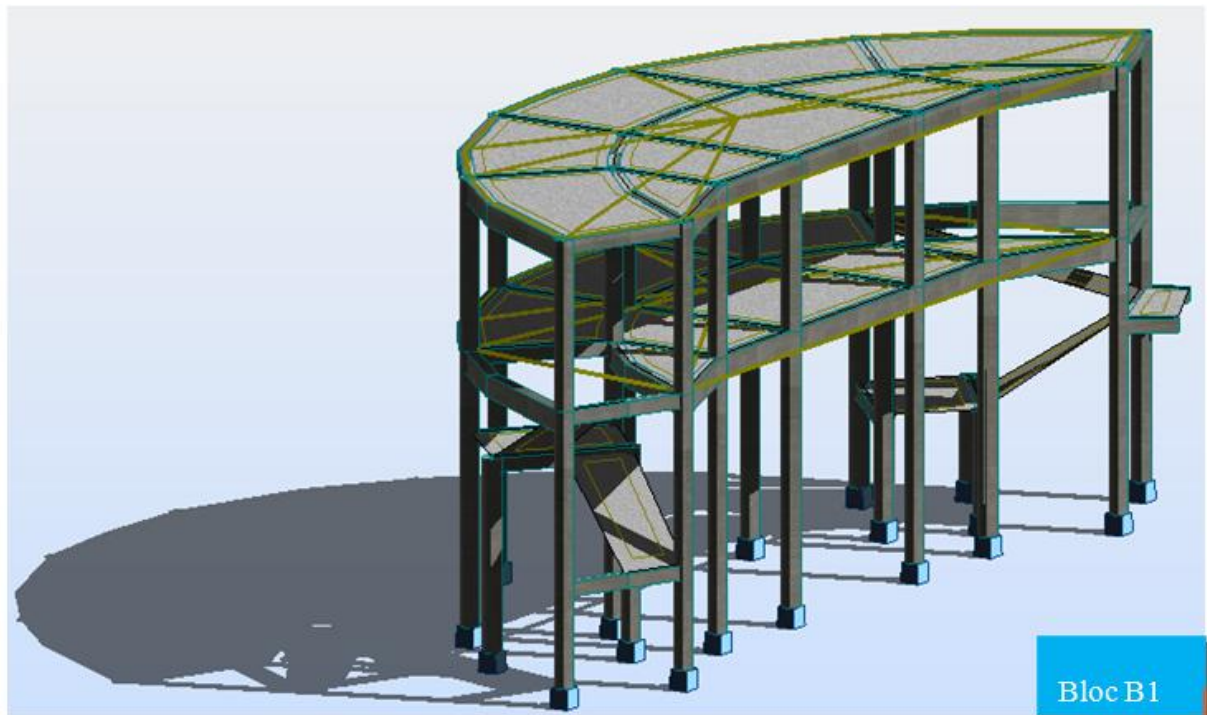


Figure I.5 : Vue en 3D du bloc B1

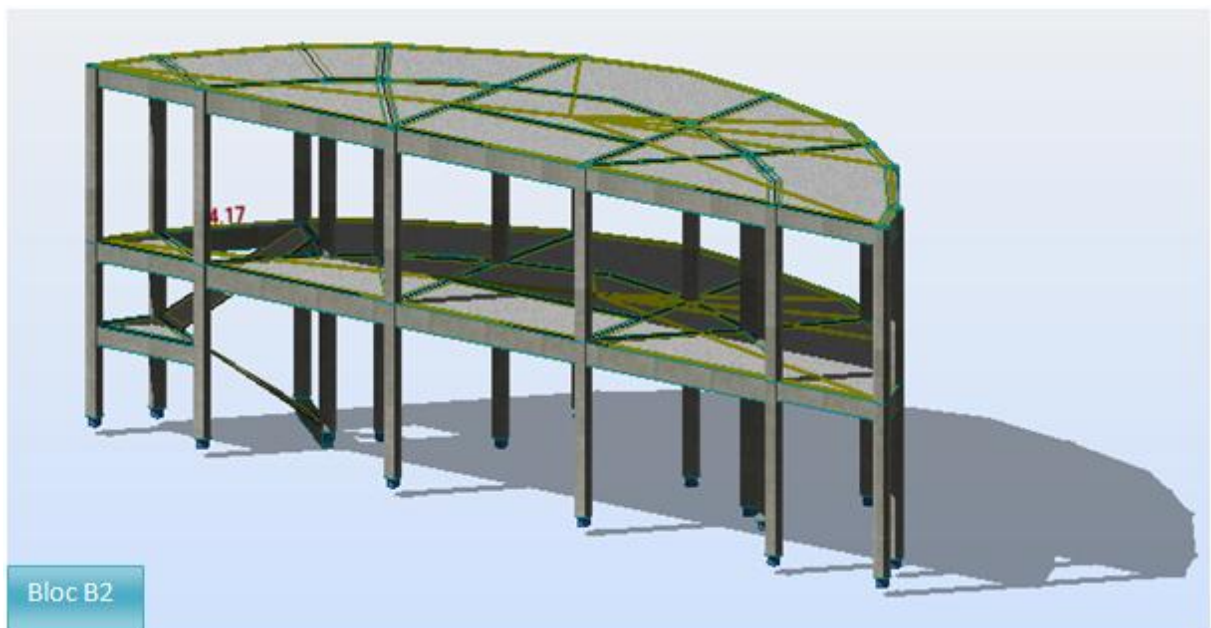


Figure I.6 : Vue en 3D du bloc B2

#### **I.4 Ossature et stabilité de la structure**

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

- Economique ;
- Isolation thermique ;
- Isolation phonique.

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

#### **I.5. La toiture**

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

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

#### **I.6 Les blocs en béton (B1, B2):**

- **L'ossature :** L'ouvrage concerné a une hauteur de **11.10m** mètre pour, cela le Règlements Parasismiques Algériennes **RPA99** exige un système de contreventement constituée de portique autostable.
- **Le plancher :** Il sera semi-préfabriqué constitué de corps creux avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé coulée sur place, rendant l'ensemble monolithique.
- **Maçonnerie :**
  - Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de 15/10 cm, séparé d'une âme d'air de 5cm.
  - Les murs intérieurs sont réalisés de simple cloison de 10cm en briques creuses, leurs fonctions principales est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

*CHAPITRE II*  
***CHAPITRE II***  
*Généralités*



**II. Matériaux utilisés**

Les matériaux entrant dans la composition d'une structure, jouent un rôle important dans la résistance des constructions, leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le cout, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

**II.1 L'acier**

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

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

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

**II.1.1 Propriétés des profilés laminés :****a) Résistance :**

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

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

**b) Ductilité : [13]**

Les aciers de construction doivent satisfaire aux conditions supplémentaires suivantes :

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

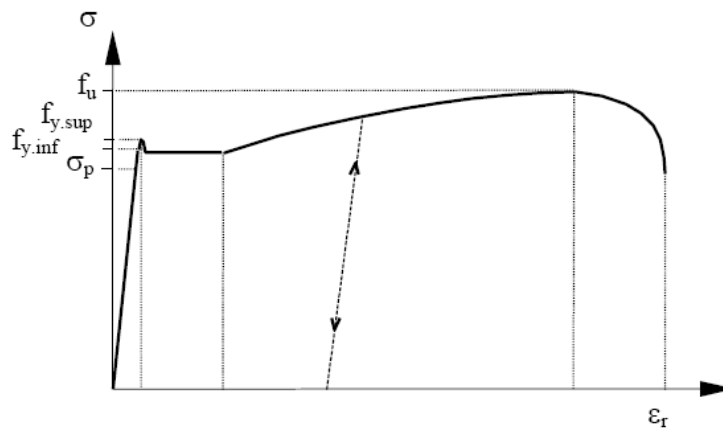


- Le diagramme contrainte-déformation doit montrer que la déformation ultime  $\epsilon$  correspondant à  $f_u$  représente au moins 20 fois la déformation élastique  $\epsilon_y$  correspondant à  $f_y$ .
- L'allongement à la rupture sur une longueur entre repère de  $5.65 \sqrt{A_0}$  doit être supérieur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

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

**c) Propriétés mécaniques : (§ 3.2.3 CCMA97)**

- Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité transversal :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0.3$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ par } C^\circ$
- Masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$



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

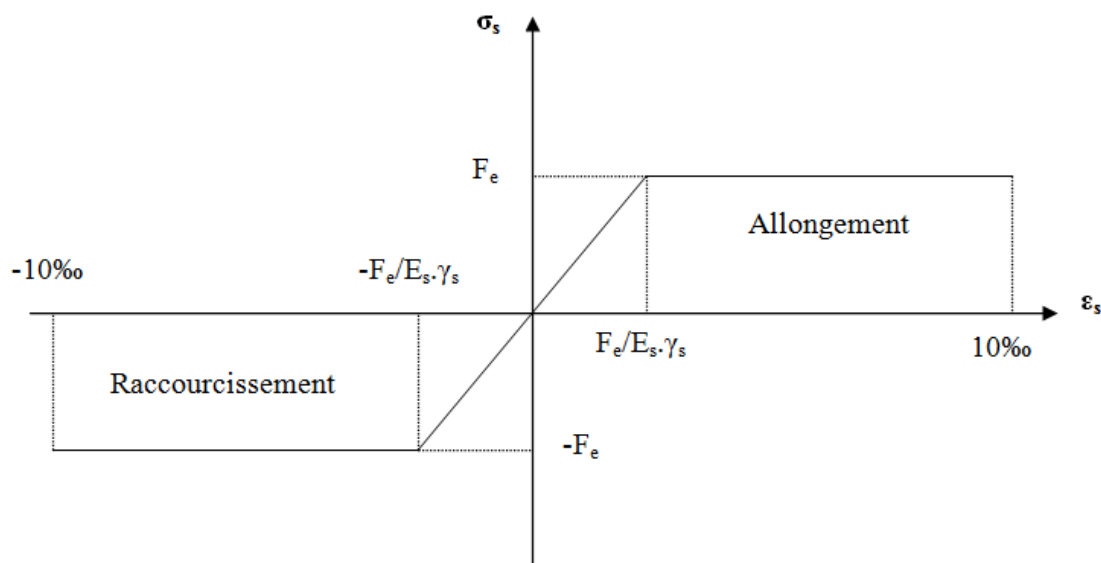
**II.1.2 Propriétés des armatures de construction :**

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

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

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

- Coefficient de fissuration:  $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité:  $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité:  $E_s = 2.10^5$  MPa.
- **Diagramme contrainte- déformation de l'acier :**



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

### II.2 La couverture :

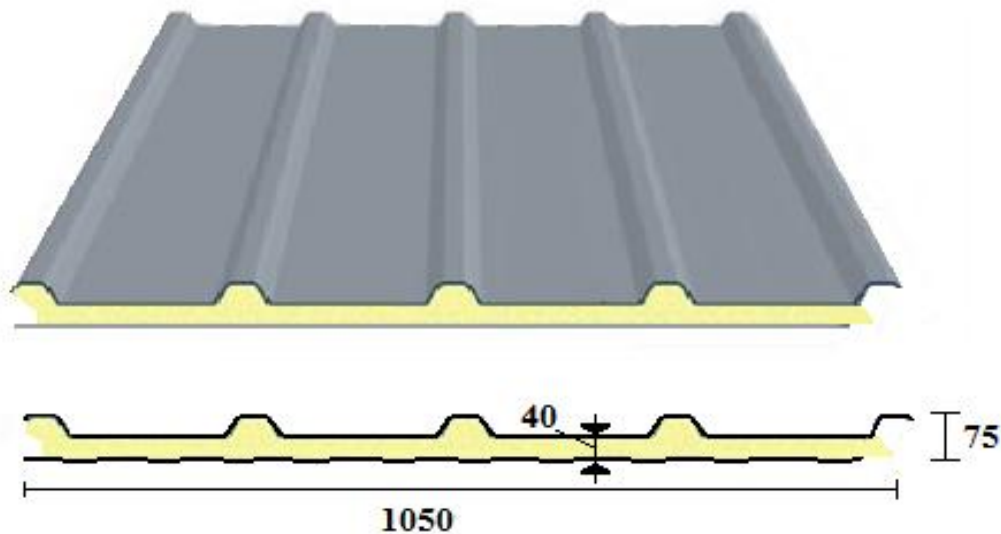
La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués :

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

Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on site :

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

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



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

### II.3 Le béton

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

#### II.3.1 Composition du béton

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

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

➤ **D'un liant hydraulique (ciment):**

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

➤ **Des granulats:**

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

- **Sable** : constitué par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantages de gros grains que de petits.

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

- D'eau de gâchage : hydratation du liant
- D'adjuvants : c'est des produits chimiques qu'on ajoute au mélange pour améliorer la qualité du béton.

Qualités recherchées pour un bon béton :

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

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

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

### II.3.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

#### **a) Retrait:**

Le béton après sa confection contient un excès d'eau. Si la pièce en béton durcit dans une atmosphère non saturée en humidité, l'eau en excès va disparaître peu à peu, à la fois par évaporation et avec combinaison avec le ciment. Son départ s'accompagne d'une diminution de volume que l'on appelle le retrait.

#### **b) Fluage:**

Le fluage est le phénomène physique qui provoque la déformation irréversible d'un matériau soumis à une contrainte constante (noté  $\sigma_0$ ) pendant une durée infinie. Il est fonction notamment des caractéristiques du béton, de son âge lors du chargement et de l'épaisseur de l'élément.

#### **c) Résistance caractéristique à la compression :**

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

$$\left. \begin{aligned}
 f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\
 f_{cj} &= \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}
 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} j < 28 \text{ jours} \\ \text{BAEL91 (A.2.1.11)} \end{array}$$

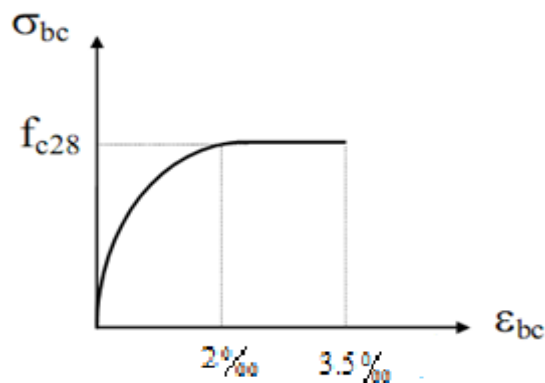
$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 28 \text{ jours}$$

**d) Résistance caractéristique à la traction :**

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

**e) Coefficient de Poisson :**

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



**Figure II.4 :** Diagramme  $\sigma - \epsilon$  du béton à l'ELU

Par convention, le coefficient d'équivalence acier-béton  $n = \frac{E_s}{E_{bc}} = 15$

**II.4 Règlements utilisés**

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

- **RNV A99** : L'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 1999.
- **CCMA97, Eurocode 3** : L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCMA97 et Eurocode 3.
- **RPA 99 V2003** : L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA2003 V2003.
- **DTR B.C.2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **B.A.E.L91** : Béton armé aux états limites.
- **CBA 93** : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.

*Partie B- Etude du bloc  
en charpente métallique*

*CHAPITRE I*  
**CHAPITRE I**  
*Etude climatique*





### I.1 Action du vent

#### Introduction

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

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

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

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

- Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- Vent sur façade principale, avec dépression intérieure.
- Vent sur façade secondaire, avec surpression intérieure.
- Vent sur façade secondaire, avec dépression intérieure.
- Vent sur façade latérale sud, avec surpression intérieure.
- Vent sur façade latérale sud, avec dépression intérieure.
- Vent sur façade latérale nord, avec surpression intérieure.
- Vent sur façade latérale nord, avec dépression intérieure.



*Figure I-1* : vent sur les façades principales

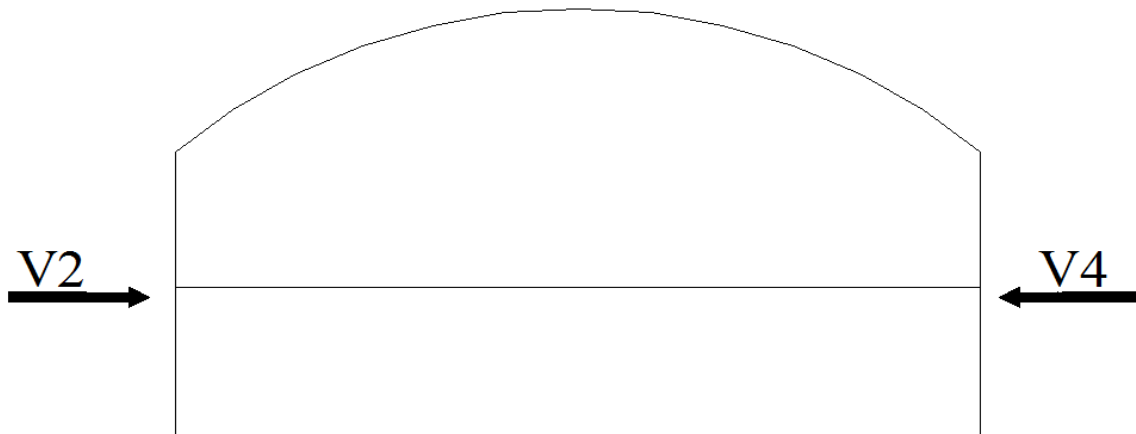


Figure I-2 : vent sur les façades secondaires

### I.1.1 Coefficient de calcul

#### a) Effet de la région :

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

#### b) Effet de site :

La structure sera implantée en zone suburbaine

D'où :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le facteur de terrain } K_T = 0.22 \\ \text{Le paramètre de rugosité } Z_0 = 0.3\text{m} \\ \text{La hauteur minimale } Z_{min} = 8\text{m} \end{array} \right.$  (Tableau 2-4, chapitre II RNVA 99)

#### c) Coefficient de topographie $C_t(Z)$ :

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

#### d) Coefficient dynamique $C_d$ :

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

Après interpolation linéaire on obtient :

$C_d = 0.924$  pour les directions V2 et V4

$C_d = 0.927$  pour la direction V1

**N.B** : on prend  $C_d = 0.92$  pour toutes les directions du vent

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

### **I.1.2 Détermination de la pression $q_{dyn}$ :**

La structure a une hauteur  $H = 12.2m$ , et selon le règlement neige et vent (RNVA 99), les constructions avec planchers intermédiaires (bâtiments, tours ...) dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de  $n$  éléments de surfaces, de hauteurs égales à la hauteur d'étage avec  $n$  : c'est le nombre de niveaux de la construction.

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

#### **a) Détermination de coefficient de rugosité :**

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

$$\begin{cases} C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m \\ C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{min} \end{cases} \quad (\text{Formule 2.15 chapitre II RNVA 99})$$

On a :

- Hauteur du RDC  $H_{RDC} = 5.45m$
- Hauteur de l'étage  $H_{étage} = 6.75m$
- Hauteur totale  $H_{toiture} = 12.2m$

$$\begin{cases} Z_1 = 2.725m \Rightarrow C_r(Z_1) = 0.72 \\ Z_2 = 8.825m \Rightarrow C_r(Z_2) = 0.74 \\ Z_T = 12.2m \Rightarrow C_r(Z_T) = 0.81 \end{cases}$$

#### **b) Détermination des coefficients d'exposition :**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(Z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site de la hauteur au dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. Dans le cas ou la structure est peu sensible aux excitations dynamiques,  $C_e(Z)$  est donné par la formule suivante :

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

$$\begin{cases} Z_1 = 2.725m \Rightarrow C_e(Z_1) = 1.62 \\ Z_2 = 8.825m \Rightarrow C_e(Z_2) = 1.68 \\ Z_T = 12.2m \Rightarrow C_e(Z_T) = 1.90 \end{cases}$$

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

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

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

- $q_{dyn}$  : pression dynamique
- $q_{ref}$  : pression dynamique de référence, avec  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$
- $C_e(Z_j)$  : coefficient d'exposition au vent

$$\begin{cases} Z_1 = 2.725\text{m} \Rightarrow C_e(Z_1) = 1.62 \Rightarrow q_{dyn} = 1.62 \times 375 = 607.5 \text{ N/m}^2 \\ Z_2 = 8.825\text{m} \Rightarrow C_e(Z_2) = 1.68 \Rightarrow q_{dyn} = 1.68 \times 375 = 630 \text{ N/m}^2 \\ Z_T = 12.2\text{m} \Rightarrow C_e(Z_T) = 1.9 \Rightarrow q_{dyn} = 1.90 \times 375 = 712.5 \text{ N/m}^2 \end{cases}$$

### 1.1.3 Calcul des pressions sur les parois

#### 1.1.3.1 Vent sur façade principale (direction VI) :

##### a) Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$ :

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

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

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

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \text{Log}_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Avec :

$S$  : désigne la surface chargée de la paroi considérée en  $\text{m}^2$

##### ➤ Parois verticales :

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

$$d = 24.5\text{m} \quad \text{Et} \quad b = 26.08\text{m} \quad \text{et} \quad h = 12.2\text{m}$$

$$e = \min[b, 2h] = \min[26.08, 24.4]\text{m} \Rightarrow e = 24.4\text{m}$$

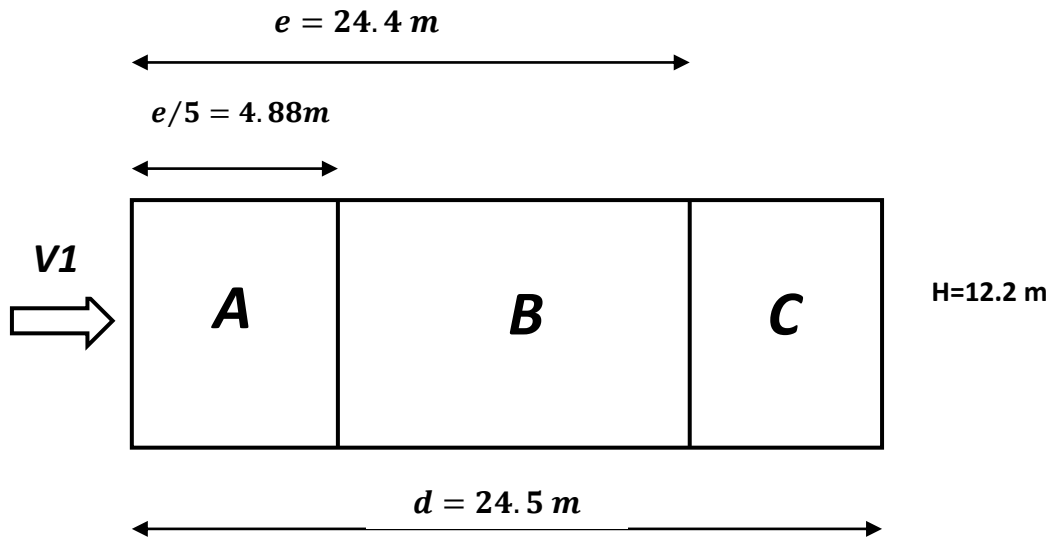


Figure I-3 : vue en élévation

Toutes les surfaces sont supérieures à 10 m<sup>2</sup> donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$

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

ZONE	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

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

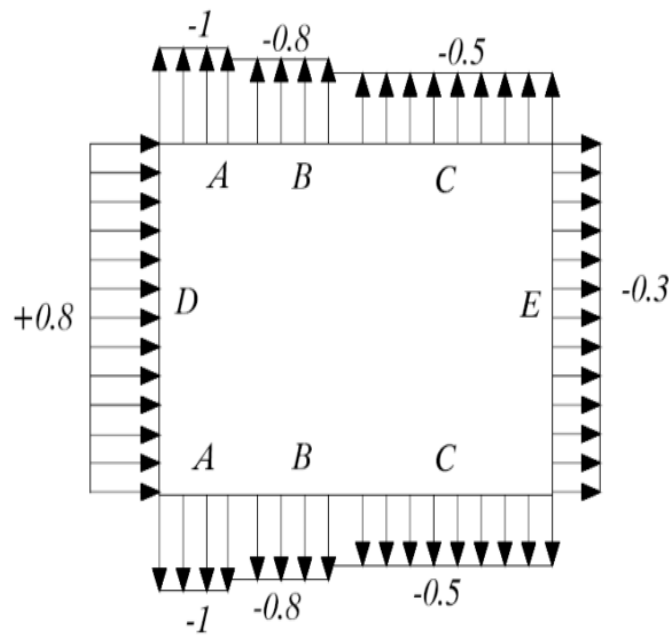


Figure I-4 : Légende pour les parois

➤ Toiture en forme de voûte :

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

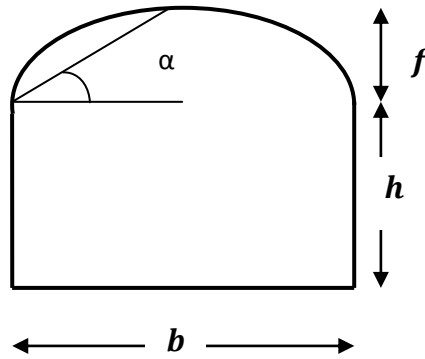


Figure I-5 : Toiture en voûte – vent parallèle aux génératrices

$$tg \alpha = \frac{2.5}{12.25} \Rightarrow \alpha = 11.53^\circ$$

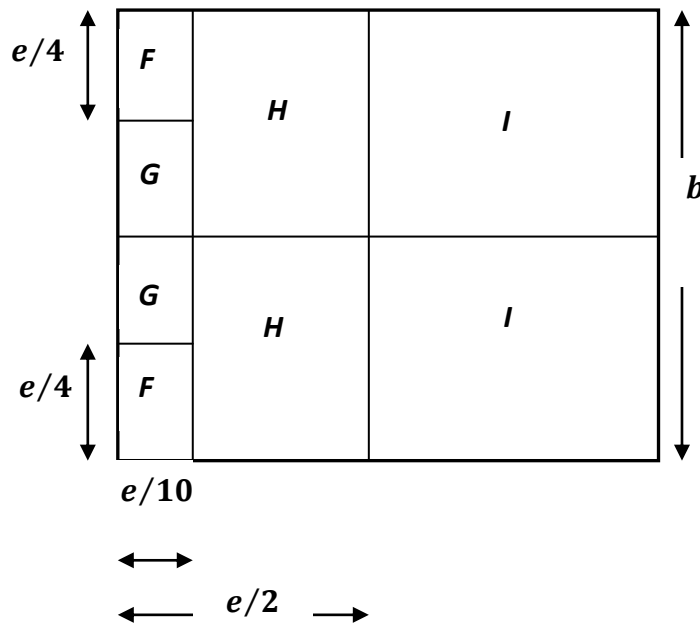


Figure I-6 : Légende pour les toitures à deux versants

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1,4	-1.3	-0.63	-0.5

Tableau I-2 : les coefficients  $C_{pe}$  de chaque zone de toiture

**b) Coefficient de pression intérieure :**

On détermine l'indice de perméabilité  $\mu_p$

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

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

Pour notre cas on prend les valeurs extrêmes :

$C_{pi}=0.8$  et  $C_{pi}=-0.5$  (selon l'article 2.2.1 chapitre 5 RNVA 99)

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

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

❖ Ouvertures ouvertes :

➤ Parois verticales :

Dépression intérieure  $C_{pi} = -0.5$

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}(Z_j)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j (N/m^2)$
A	0.92	607.5	-1	-0.5	-303.75	-279.45
	0.92	630	-1	-0.5	-315	-289.8
B	0.92	607.5	-0.8	-0.5	-182.25	-167.67
	0.92	630	-0.8	-0.5	-189	-173.88
C	0.92	607.5	-0.5	-0.5	0	0
	0.92	630	-0.5	-0.5	0	0
D	0.92	607.5	0.8	-0.5	789.75	726.57
	0.92	630	0.8	-0.5	819	753.48
E	0.92	607.5	-0.3	-0.5	121.5	111.78
	<b>0.92</b>	<b>630</b>	<b>-0.3</b>	<b>-0.5</b>	<b>126</b>	<b>115.92</b>

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



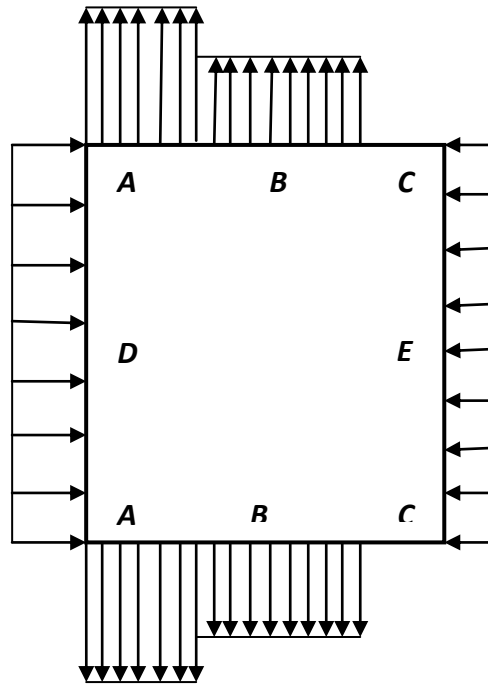


Figure I-7 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales (dépressions intérieures)

➤ Toiture :

Dépression intérieure  $C_{pi} = -0.5$

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}(Z_j)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0.92	712.5	-1.4	-0.5	-641.25	-589.95
G	0.92	712.5	-1.3	-0.5	-570	-524.4
H	0.92	712.5	-0.63	-0.5	-92.625	-85.215
I	0.92	712.5	-0.5	-0.5	0	0

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

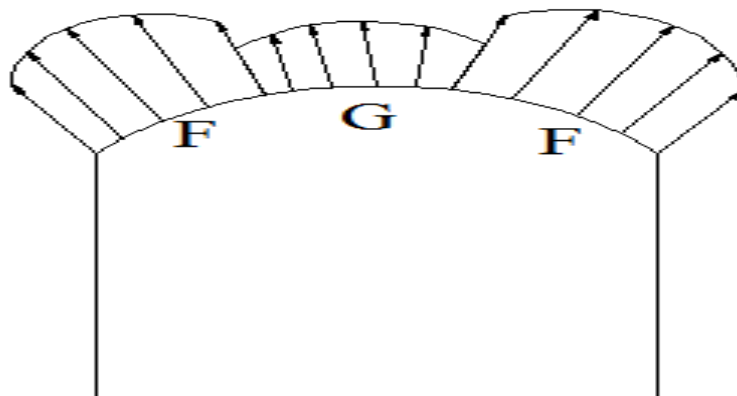


Figure I-8 : Direction du vent sur toiture [Dépressions intérieures]

❖ Ouvertures fermées :➤ Parois verticales :Suppression intérieure  $C_{pi}=0.8$ 

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}(Z_j)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j (N/m^2)$
A	0.92	607.5	-1	0.8	-1093.5	-1006.02
	0.92	630	-1	0.8	-1134	-1043.28
B	0.92	607.5	-0.8	0.8	-972	-894.24
	0.92	630	-0.8	0.8	-1008	-927.36
C	0.92	607.5	-0.5	0.8	-789.75	-726.57
	0.92	630	-0.5	0.8	-819	-753.48
D	0.92	607.5	0.8	0.8	0	0
	0.92	630	0.8	0.8	0	0
E	0.92	607.5	-0.3	0.8	-668.25	-614.79
	0.92	630	-0.3	0.8	-693	-637.56

**Tableau I-5** : valeur de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec  $C_{pi}=0.8$

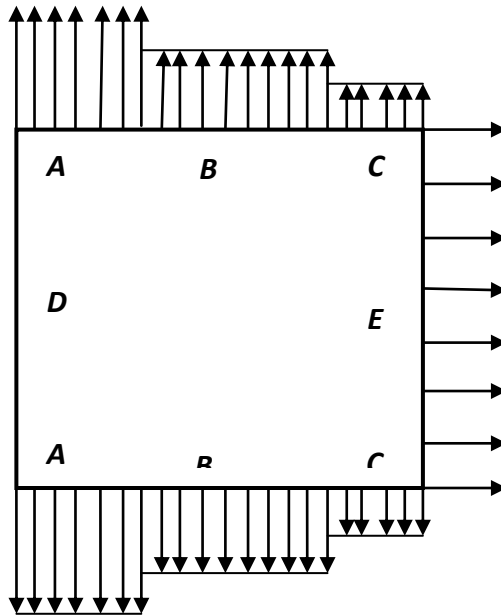


Figure I-9 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales (surpressions intérieures)

➤ Toiture :

Surpression intérieure  $C_{pi}=0.8$

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}(Z_j)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0.92	712.5	-1.4	0.8	-1567.5	-1442.1
G	0.92	712.5	-1.3	0.8	-1496.25	-1376.55
H	0.92	712.5	-0.63	0.8	-1018.875	-937.365
I	0.92	712.5	-0.5	0.8	-926.25	-852.15

Tableau I-6 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec  $C_{pi}=0.8$

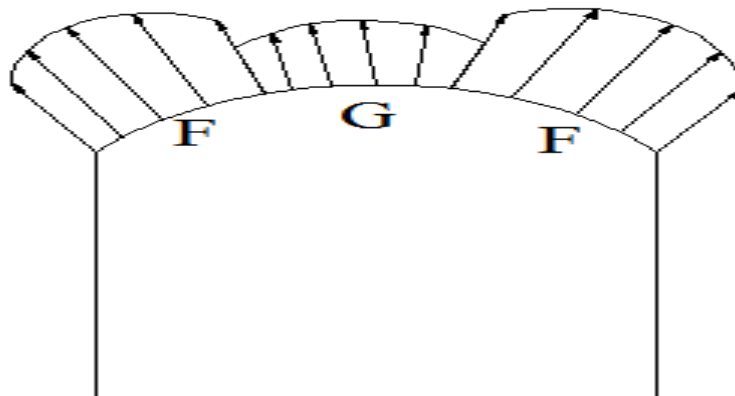


Figure I-10 : Direction du vent sur toiture [surpressions intérieures]

c) Calcul des forces de frottement :

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

$$d/b = 1.06 \text{ Et } d/h = 2.13$$

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

I.1.3.2 Vent sur façade latérale (direction V2&V4) :

a) Coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$  :

➤ Parois verticales :

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

Dans notre cas :

$$d = 26.08m \text{ m Et } b = 24.5m \text{ et } h = 12.2m$$

$$e = \min[b, 2h] \Rightarrow e = 24.4m$$

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

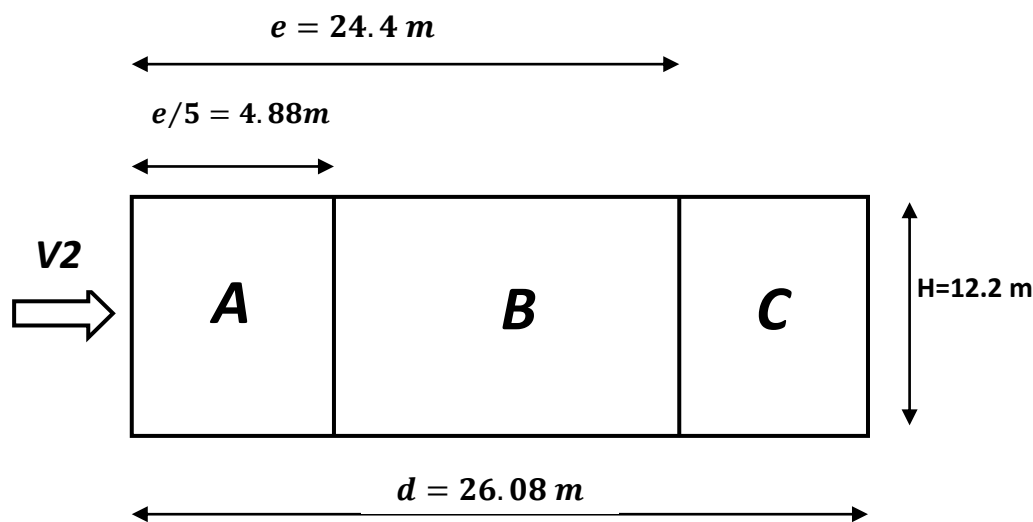


Figure I-11: Vue en élévation

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

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

ZONE	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

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

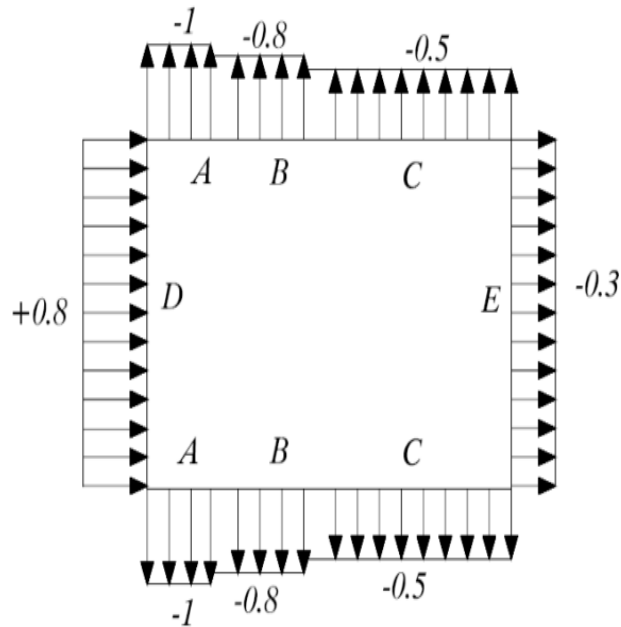


Figure I-12: Légende pour les parois

➤ Toiture en forme de voûte :

Pour un vent perpendiculaire aux génératrices, les coefficients de pression sont donnés sur la figure 5-8 chapitre 5 du RNVA 99. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure 5-8 .b

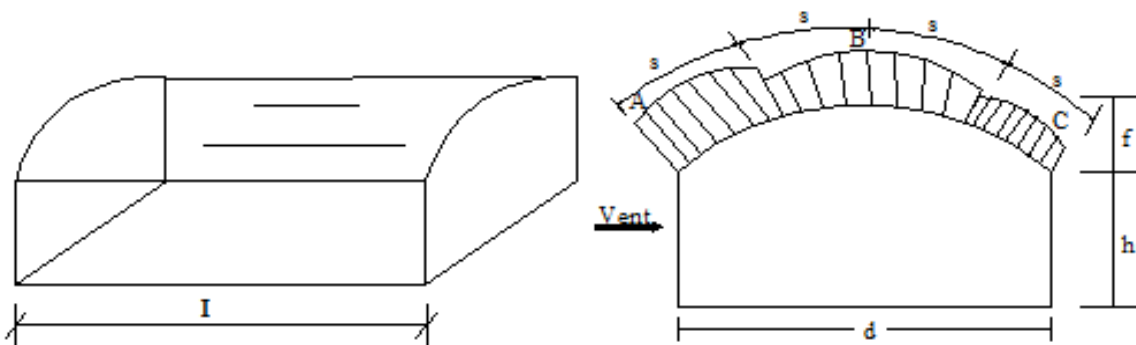


Figure I-13 : Légende pour la toiture

$h$  : Hauteur de la paroi verticale ( $h=9.7$  m)

$f$  : Naissance de la voûte ( $f=2.5$ )

$h/d = 0.38$  Et  $f/d = 0.1$

$0 < h/d < 0.5 \Rightarrow C_{pe}$  S'obtient par l'interpolation linéaire dans les abaques présentés dans la figure 5-8 RNVA 99

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

ZONE	F	G	H
$C_{pe}$	-1.17	-0.8	-0.4

Tableau I-8 : les coefficients  $C_{pe}$  de chaque zone de toiture

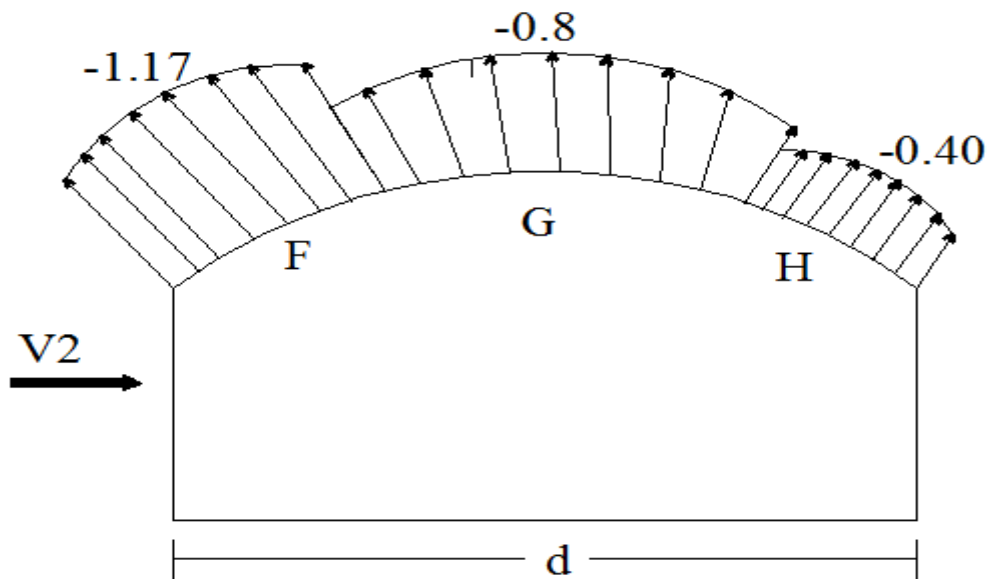


Figure I-14 : Légende pour la toiture

**b-coefficient de pression intérieure :**

On détermine l'indice de perméabilité  $\mu_p$

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

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

Pour notre cas en prend les valeurs extrêmes :

$C_{pi}=0.8$  et  $C_{pi}=-0.5$  (selon l'article 2.2.1 chapitre 5 RNVA 99)

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

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

❖ Ouvertures ouvertes :  
 ➤ Parois verticales :

Dépression intérieure  $C_{pi} = -0.5$

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}(Z_j)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0.92	607.5	-1	-0.5	-303.75	-279.45
	0.92	630	-1	-0.5	-315	-289.8
B	0.92	607.5	-0.8	-0.5	-182.25	-167.67
	0.92	630	-0.8	-0.5	-189	-173.88
C	0.92	607.5	-0.5	-0.5	0	0
	0.92	630	-0.5	-0.5	0	0
D	0.92	607.5	0.8	-0.5	789.75	726.57
	0.92	630	0.8	-0.5	819	753.48
E	0.92	607.5	-0.3	-0.5	121.5	111.78
	0.92	630	-0.3	-0.5	126	115.92

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

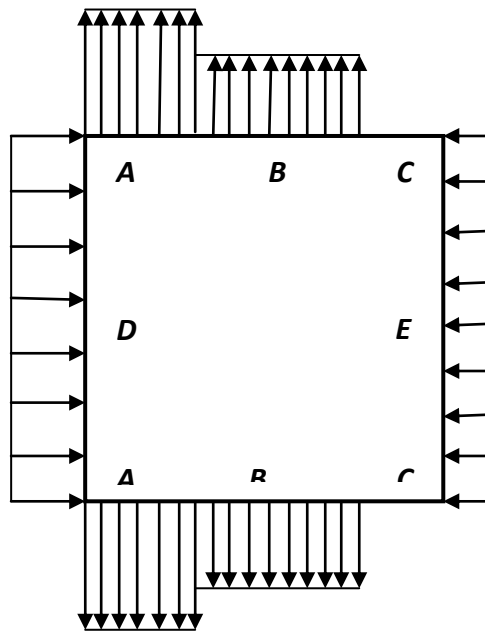


Figure I-15 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales (dépressions intérieures)

➤ Toiture :

Dépression intérieure  $C_{pi} = -0.5$

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}(Z_j)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0.92	712.5	-1.17	-0.5	-477.375	-439.185
G	0.92	712.5	-0.8	-0.5	-213.75	-196.65
H	0.92	712.5	-0.4	-0.5	71.25	65.55

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

❖ Ouvertures fermées :

➤ Parois verticales :

Surpression intérieure  $C_{pi} = 0.8$

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}(Z_j)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0.92	607.5	-1	0.8	-1093.5	-1006.02
	0.92	630	-1	0.8	-1134	-1043.28
B	0.92	607.5	-0.8	0.8	-972	-894.24
	0.92	630	-0.8	0.8	-1008	-927.36
C	0.92	607.5	-0.5	0.8	-789.75	-726.57
	0.92	630	-0.5	0.8	-819	-753.48
D	0.92	607.5	0.8	0.8	0	0
	0.92	630	0.8	0.8	0	0
E	0.92	607.5	-0.3	0.8	-668.25	-614.79
	0.92	630	-0.3	0.8	-693	-637.56

Tableau I-11 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec  $C_{pi} = 0.8$



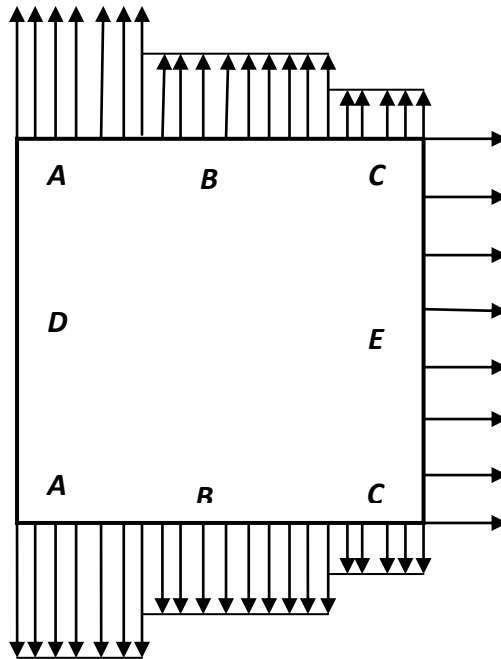


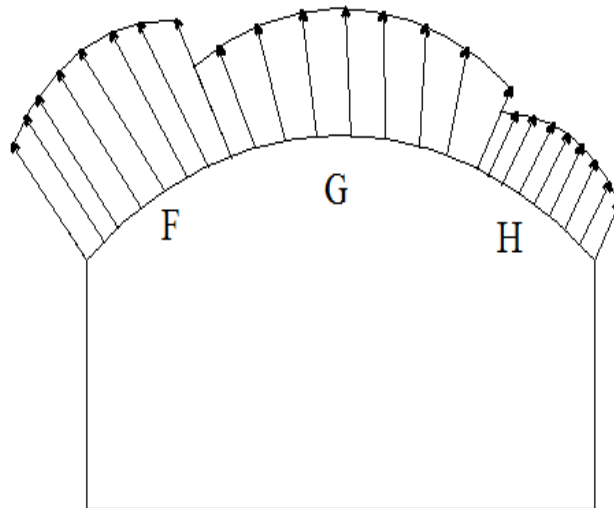
Figure I-16 : Direction des pressions dues au vent sur les parois verticales (surpressions intérieures)

➤ Toiture :

Surpression intérieure  $C_{pi} = 0.8$

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}(Z_j)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0.92	712.5	-1.17	0.8	-1403.625	-1291.335
G	0.92	712.5	-0.8	0.8	-1140	-1048.8
H	0.92	712.5	-0.4	0.8	-855	-786.6

Tableau I-12 : valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec  $C_{pi} = 0.8$



**Figure I-17 :** Directions des pressions du au vent sur la toiture [dépressions intérieures]

**c) Calcul des forces de frottement :**

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

$$d/b = 0.94 \text{ Et } d/h = 2$$

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

**I.2 Action de la neige :**

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

$$S = \mu \times S_k$$

**$S$  :** La charge caractéristique de la neige

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

$\mu$ : est un coefficient d'ajustement de charge, fonction de la forme de toiture appelé coefficient de forme.

L'ouvrage étudié est implanté à la commune de BOUIRA dans la wilaya de BOUIRA, qui est classée dans la zone de neige A.  $S_k$  Est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{(0.07 \times H) + 15}{100}$$

$$H=500 \text{ m} \Rightarrow S_k = \frac{(0.07 \times 500) + 15}{100} \Rightarrow S_k = 0.5 \text{ KN/m}^2$$

Dans le cas de toitures cylindriques, il convient de considérer les charges de neige uniformes ou asymétriques illustrées par la figure 6-6 (première partie RNVA 99). La disposition de charge à retenir étant celle produisant les effets les plus défavorables.

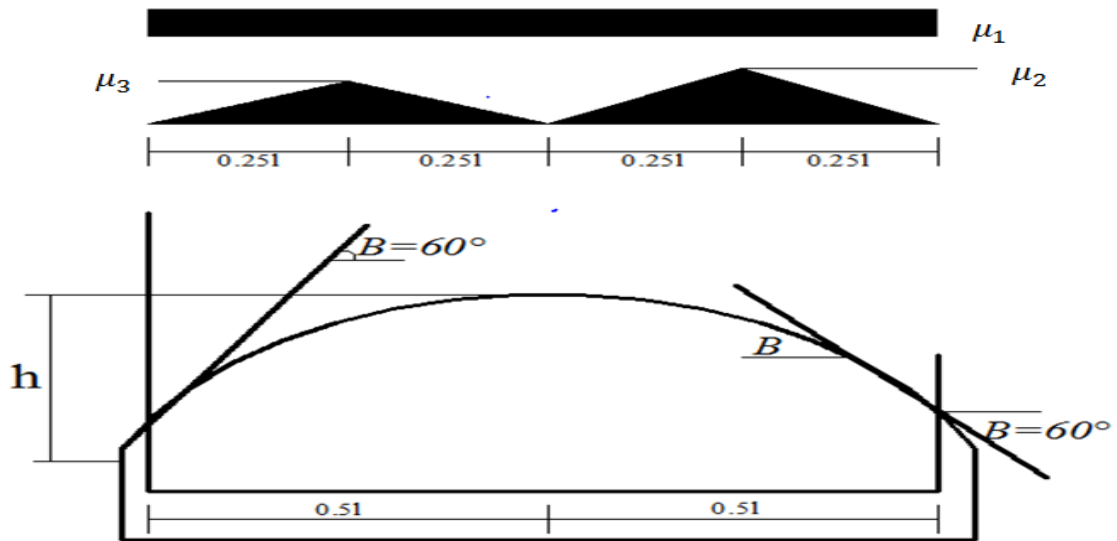


Figure I-17 : Les coefficients de forme

Les coefficients de forme se calculent comme suit :

Pour notre cas  $\beta \leq 60^\circ$

$$\begin{cases} \mu_1 = 0.8 \\ \mu_2 = 0.2 + \left(\frac{10h}{1}\right) \text{ avec } \mu_2 \leq 2.0 \\ \mu_3 = 0.5\mu_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0.8 \\ \mu_2 = 1.22 \\ \mu_3 = 0.61 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} S_1 = 0.4 \text{ KN/m}^2 \\ S_2 = 0.61 \text{ KN/m}^2 \\ S_3 = 0.3 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

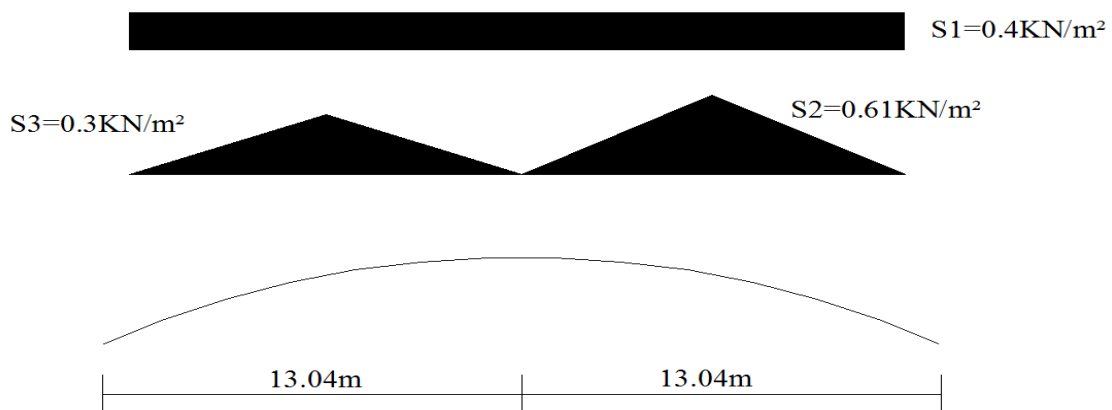


Figure I-18 : Valeurs des coefficients de forme

Donc la charge due à la neige à prendre en compte est :  $S = 0.61 \text{ KN/m}^2$

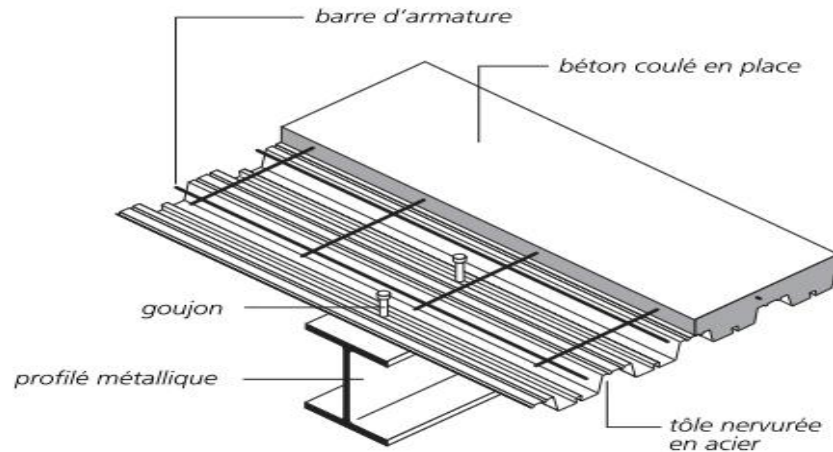
# CHAPITRE II

## *Etude du plancher mixte*



**INTRODUCTION**

Une dalle mixte est constituée d'une tôle d'acier nervurée, profilée à froid, recouverte d'une dalle de béton comportant un treillis d'armature (figure III-1). De telles dalles sont utilisées dans les structures porteuses de plancher composées de poutrelles métalliques.



**Figure II-1** : les éléments constitutifs d'une dalle mixte acier-béton

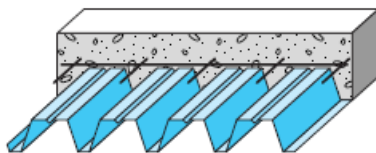
On distingue deux types de planchers mixtes :

- **Plancher non collaborant ; dit aussi plancher à coffrage perdu :**

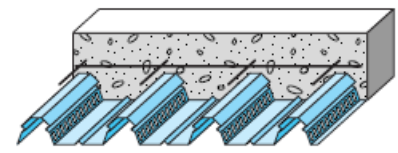
Dans ce type de planchers il n'existe aucune liaison entre la tôle et la dalle en béton, d'où la tôle ne joue aucun rôle de résistance. (Voir fig I-2 a)

- **Plancher collaborant ; dit aussi plancher à coffrage collaborant :**

Dans ce cas la tôle est connectée à la dalle (soit par une liaison mécanique, par frottement, ou encrage d'extrémité) sert de coffrage durant le coulage et une plate-forme de travail au moment du montage, puis, après durcissement du béton, joue le rôle d'une armature inférieure pour la dalle. (Voir fig I-2 b)



a : Plancher à coffrage perdu  
collaborant



b : Plancher à coffrage  
collaborant

**Figure II-2** : plancher collaborant et non-collaborant

**NB** : Dans ce travail, on s'intéressera à l'étude des planchers collaborant.

**II. Calculs des planchers mixtes à dalle collaborant**

- Dalle en béton armé d'épaisseur  $t = 10\text{cm}$ .
- Coefficient d'équivalence (acier – béton) :  $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$
- Coefficient de retrait du béton :  $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$
- Contraintes admissibles des matériaux :
  - Pour l'acier :  $f_y = 235\text{ MPa}$
  - Pour le béton :  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$
- ✓ **Méthode de calcul :**

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- ✓ phase de construction
- ✓ phase finale

**a) Phase de construction:**

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

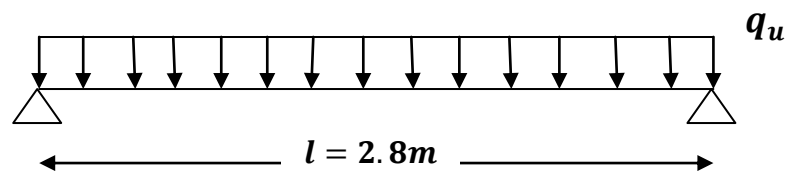
- poids propre du profilé
- poids propre du béton frais
- surcharge de construction (ouvrier)

**b) Phase finale:**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes:

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton (sec)
- Surcharge d'exploitation finition

**II.1. Vérification de la solive :**

**Figure II-3 : Schéma statique de la solive**

**1) Phase de construction :**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- poids propre du profilé(IPE160).....  $G_p = 0.158 \text{ KN/m}$
- poids propre du béton frais.....  $G_b = 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- poids propre de la tôle .....  $G_t = 0.15 \text{ KN/m}^2$
- surcharge de construction (ouvrier).....  $Q_c = 1 \text{ KN/m}^2$

**1.1) Combinaison de charge :**

L'entraxe entre les solives est de 1.5 m

❖ **ELU :**

$$q_u = 1.35G_p + (1.35G_b + 1.35G_t + 1.5Q_c) \times 1.5$$

$$q_u = (1.35 \times 0.158) + (1.35 \times 2.5 + 1.35 \times 0.15 + 1.5 \times 1) \times 1.5$$

$$q_u = 7.83 \text{ KN/m}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = G_p + (G_b + G_t + Q_c) \times 1.5$$

$$q_s = 0.158 + (2.5 + 0.15 + 1) \times 1.5$$

$$q_s = 5.63 \text{ KN/m}$$

**1.2) Vérification :**❖ **Vérification à la flexion:**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M^{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.83 \times 2.8^2}{8}$$

$$M_{sd} = 7.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \times 235 \times 10^3}{1} \Rightarrow M_{rd} = 29.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = 29.11 \text{ KN.m} > M_{sd} = 7.67 \text{ KN.m} \Rightarrow$$

***condition vérifiée***



❖ Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec :

$V_{pl,rd}$  : Effort tranchant résistant de la section.

$A_{vz}$ : Aire de cisaillement.

$$A_{vz}(\text{IPE160}) = 9.66 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{7.83 \times 2.8}{2} \Rightarrow V_{sd} = 10.96 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{9.66 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1}$$

$$V_{pl,rd} = 131.06 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 10.96 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 131.06 \text{ KN} \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

❖ Vérification de la flèche :

Il faut satisfaire la condition suivante :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{300}$$

Avec :

$$I_y(\text{IPE160}) = 869.3 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{5.63 \times 2800^4}{2.1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4} \Rightarrow f^{\max} = 2.46 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{2800}{300} = 9.33 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 2.46 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9.33 \text{ mm} \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

2) Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- poids propre du profilé(IPE160).....  $G_p = 0.158 \text{ KN/m}$

- poids propre du béton frais .....  $G_b = 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- poids propre de la tôle .....  $G_t = 0.15 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage, mortier de pose, plus accessoires ....  $G_a = 2 \text{ KN/m}^2$
- surcharge d'exploitation .....  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

**2.1) Combinaison de charge :**

L'entraxe entre les solives est de 1.5 m

❖ **ELU :**

$$q_u = 1.35G_p + (1.35G_b + 1.35G_t + 1.35G_a + 1.5Q) \times 1.5$$

$$q_u = (1.35 \times 0.158) + (1.35 \times 2.5 + 1.35 \times 0.15 + 1.35 \times 2 + 1.5 \times 3.5) \times 1.5$$

$$q_u = 17.50 \text{ KN/m}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = G_p + (G_b + G_t + G_a + Q) \times 1.5$$

$$q_s = 0.158 + (2.5 + 0.15 + 2 + 3.5) \times 1.5$$

$$q_s = 12.38 \text{ KN/m}$$

**2.2) Largeur de la dalle effective :**

$$b_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \cdot l_0}{8} \text{ avec } l_0: \text{ largeur libre de la poutre simplement appuyée} \\ b \text{ avec } b: \text{ entraxe entre les poutres} \end{array} \right. \quad [4]$$

$$b_{\text{eff}} = \min \left( \frac{2 \times 2.8}{8}; 1.5 \right) \Rightarrow b_{\text{eff}} = 0.7 \text{ m}$$

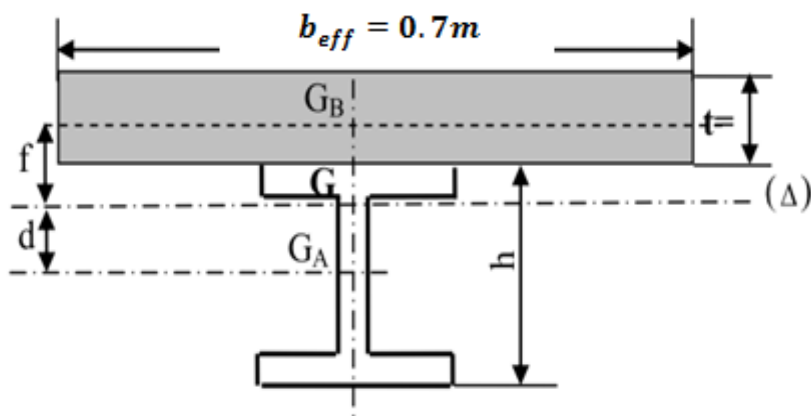


Figure II.4 : Largeur de la dalle effective

**2-3) Calcul de la section mixte**

La section mixte:

$$S = A + \frac{b_{\text{eff}} \times t}{n}$$

Avec :

A : Section de la poutre.  $A(\text{IPE160}) = 20.1 \times 10^2 \text{ mm}^2$

$$S = 20.1 \times 10^2 + \frac{700 \times 100}{15} \Rightarrow S = 66.76 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

✓ **Position du centre de gravite de la section homogène :**

$$d = \frac{b_{\text{eff}} \times t}{n} \times \frac{t + h}{2S}$$

$$d = \frac{700 \times 100}{15} \times \frac{100 + 160}{2 \times 66.76 \times 10^2}$$

$$d = 90,87 \text{ mm}$$

$v_i$  : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre

$v_s$  Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre

$$\begin{cases} v_i = \frac{h}{2} + d \\ v_s = t + \frac{h}{2} - d \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} v_i = 170.87 \text{ mm} \\ v_s = 89.13 \text{ mm} \end{cases}$$

✓ **Le moment d'inertie :**

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ ) :

$$I = I_A + (A \times d^2) + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \cdot t}{n} \left[ \frac{t + h}{2} - d \right]^2$$

Avec :

$I_A$ : Le moment d'inertie de la section d'acier

$$I_A(\text{IPE160}) = 869.3 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I = 869.3 \times 10^4 + (6676 \times 90.87^2) + \frac{700 \times 100^3}{12 \times 15} + \frac{700 \times 100}{15} \left[ \frac{100 + 160}{2} - 90.87 \right]^2$$

$$I = 7485.34 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

✓ Moment fléchissant maximal dans la section mixte :

$$M = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M = \frac{17.5 \times 2.8^2}{8} \Rightarrow M = 17.15 \text{ KN.m}$$

✓ Contrainte de flexion :

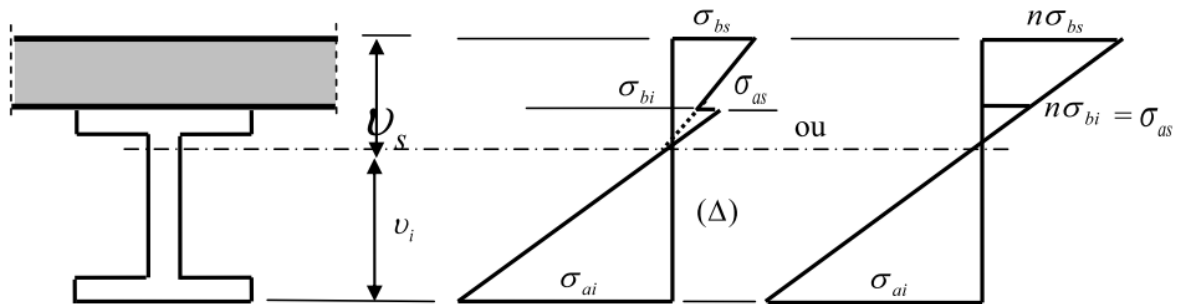


Figure II - 5 : diagramme de contraintes de flexion simple

d) Calcul des contraintes de flexion :

d-1) Contraintes dans la poutre d'aciers :

➤ Traction (fibres supérieures) :

$$\sigma_{ai} = -\frac{M}{I} \times v_i$$

$$\sigma_{ai} = -\frac{17.15 \times 10^6}{7485.34 \times 10^4} \times 170.87$$

$$\sigma_{ai} = -39.15 \text{ MPa}$$

➤ Traction (fibres inférieures) :

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} \times (v_s - t)$$

$$\sigma_{as} = \frac{17.15 \times 10^6}{7485.34 \times 10^4} \times (89.13 - 100)$$

$$\sigma_{as} = -2.49 \text{ MPa}$$

**d-2) Dans le béton :****➤ Compression (fibre supérieure) :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I \times n} \times v_s$$

$$\sigma_{bs} = \frac{17.15 \times 10^6}{15 \times 7485.34 \times 10^4} \times 89.13$$

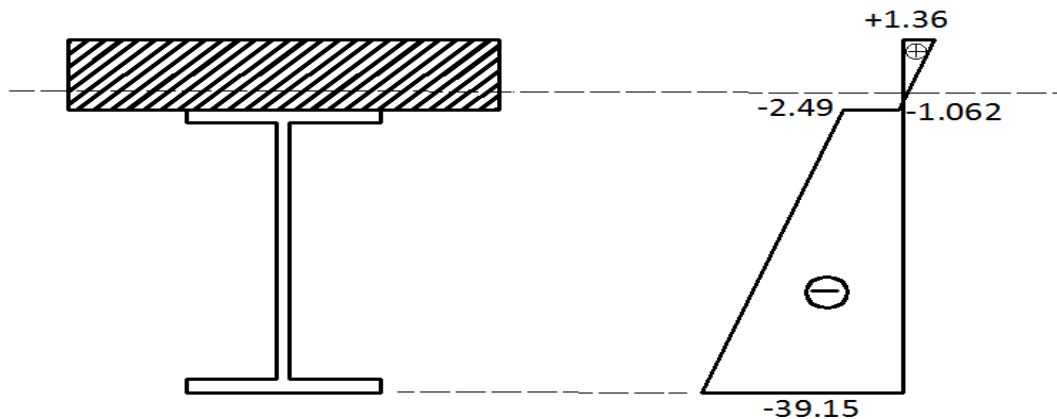
$$\sigma_{bs} = 1.36 \text{ MPa}$$

**➤ Traction (fibre inférieure) :**

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{n \times I} \times (v_s - t)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{17.15 \times 10^6}{15 \times 7485.34 \times 10^4} \times (89.13 - 100)$$

$$\sigma_{bi} = -0.0166 \text{ MPa}$$



**Figure II - 6 :** diagramme de contraintes dues à la flexion simple

**✓ Vérification à l'effort tranchant:**

On doit vérifier que :

$$V_{sd}^{\max} \leq V_{plz}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{plz} = 131.06 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17.5 \times 2.8}{2} = 24.5 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 24.5 \text{ KN} \leq V_{plz} = 131.06 \text{ KN} \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

✓ Vérification de la flèche :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{300}$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{12.38 \times 2800^4}{2.1 \times 10^5 \times 7485.34 \times 10^4} \Rightarrow f^{\max} = 0.63 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 0.63 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9.33 \text{ mm} \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

✓ Contrainte additionnelle de retrait

➤ Effort de retrait :

[5]

Après coulage de la dalle, le béton en durcissement, devrait s'accompagner d'un retrait

(Raccourcissement  $\varepsilon$ ). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle à l'interface acier / béton.

L'effet du retrait peut, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température.

Ces effets provoquent :

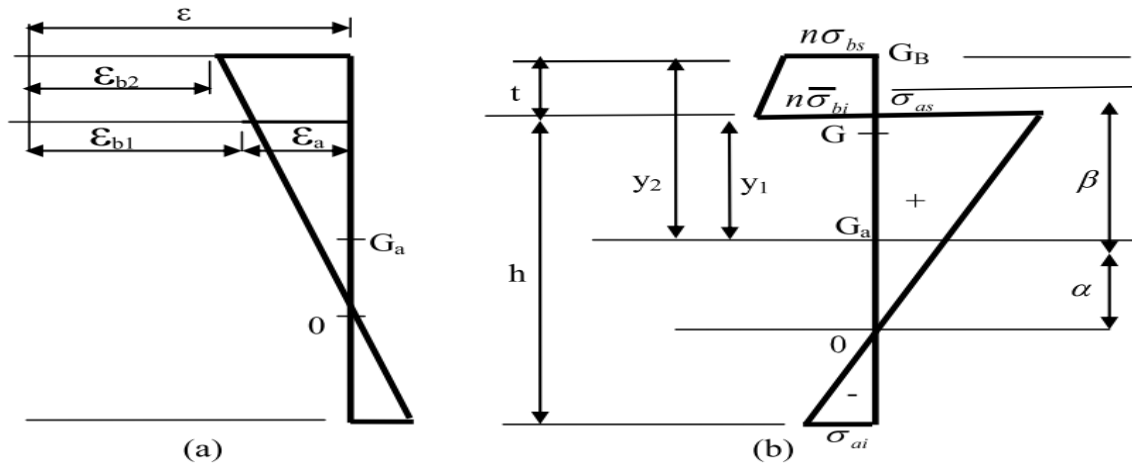
- un raccourcissement de la poutre acier  $\varepsilon_a$
- un allongement de la dalle béton  $\varepsilon_b$  par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend. En fait, ce qui équivaut à un allongement, et l'on a :  
 $\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b$

➤ calcul des contraintes :

On a :

$$K = \frac{M}{I}$$

$$K = \frac{b \times t \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{(n \times I_a \times A) + (b \times t \times I_a) + (b \times t \times A \times \beta^2)}$$



(a) déformations dues au retrait

(b) contraintes dues au retrait

Figure II-7 : effets du retrait

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{160 + 100}{2}$$

$$\beta = 130 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{869 \times 10^4}{20.1 \times 10^2 \times 130}$$

$$\alpha = 33.26 \text{ mm}$$

K

$$= \frac{700 \times 100 \times 2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} \times 130 \times 20.1 \times 10^2}{(15 \times 869.3 \times 10^4 \times 20.1 \times 10^2) + (700 \times 100 \times 869.3 \times 10^4) + (700 \times 100 \times 20.1 \times 10^2 \times 130^2)}$$

$$K = 0.23 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-3}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{160}{2} + 33.26$$

$$y_1 = 113.26 \text{ mm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 113.26 + 100$$

$$y_2 = 213.26 \text{ mm}$$

$$E_a \times \varepsilon = 2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_{as} = K \times y_1 = 26.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h - y_1) = -10.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - k \times y_1) = -1.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - k \times y_2) = -0.47 \text{ MPa}$$

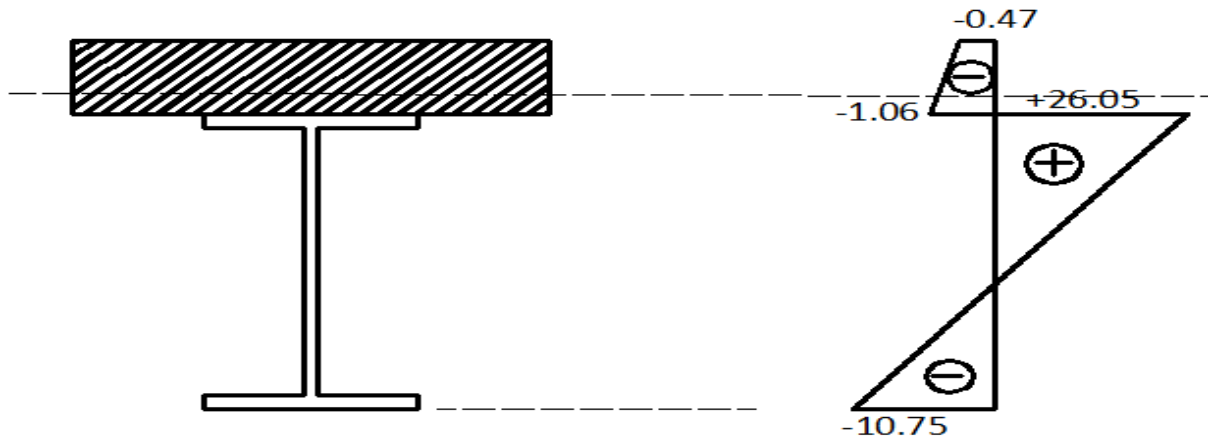


Figure II - 8: diagramme de contraintes dues au retrait

✓ Vérification des contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 26.05 - 2.49 \Rightarrow \sigma_{as} = 23.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = -10.75 - 39.15 \Rightarrow \sigma_{ai} = -49.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = -0.47 + 1.36 \Rightarrow \sigma_{bs} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = -1.06 - 0.0166 \Rightarrow \sigma_{bi} = -1.076 \text{ MPa}$$

$$\max|\sigma_{as}; \sigma_{ai}| = 49.9 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

$$\max|\sigma_{bs}; \sigma_{bi}| = 1.076 \text{ MPa} < 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

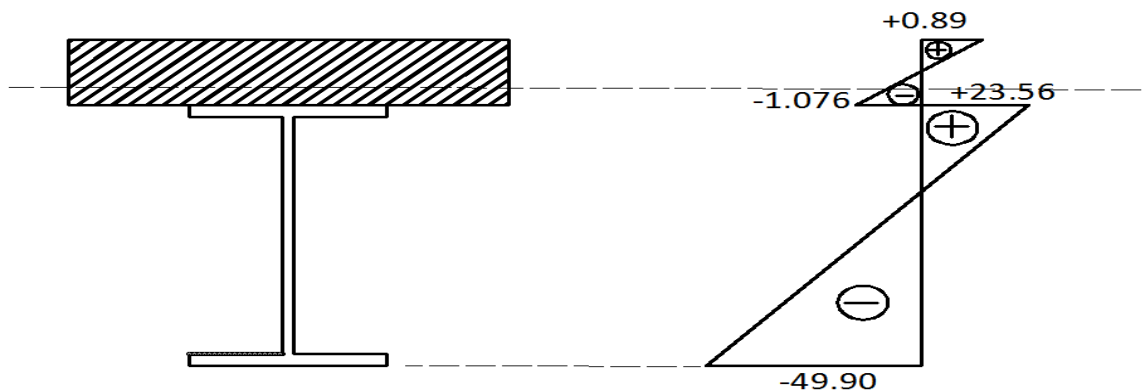


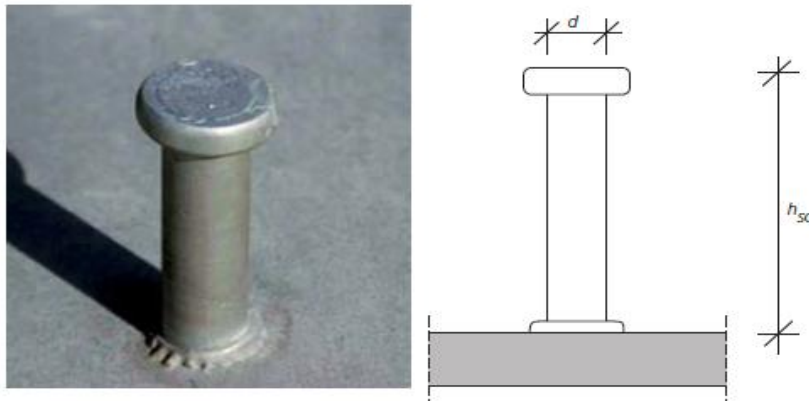
Figure II - 9: diagramme des contraintes finales



**II.2 Calcul des goujons connecteurs :****II.2.1 Choix des connecteurs :**

Connecteurs ductiles  $\Rightarrow \begin{cases} h/d \geq 4 \\ 16 \leq d \leq 22 \text{ mm} \end{cases}$  **(DTR-BC .2-4.10 P 87)**

On adopte :  $\begin{cases} h = 80 \text{ mm} \\ d = 20 \text{ mm} \end{cases}$



**Figure II - 10** : Goujon à tête ronde.

D'après l'ECO4 de clause 2 de l'art 6.12

Les goujons à têtes soudées d'une longueur hors tout après soudage d'où moins quatre fois le diamètre, et d'un diamètre de moins 16mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme ductile des degrés de connexion définis par le rapport :  $N/N_f$

$$L < 5m \Rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0.4$$

Avec :

- $L$ : Portée en m
- $N$  : le nombre de connecteurs mis en place
- $N_f$  : le nombre de connecteurs calculés

**II.2.2 Résistance au cisaillement :**

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète, on utilise des tôles profilées en acier et des goujons à tête soudés

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur dans le cas d'une dalle pleine vaut :

$$P_{rd} = \min (P_{rd1}; P_{rd2})$$

Avec :

- $P_{rd1}$  : effort résistant au cisaillement de goujon lui-même
- $P_{rd2}$  : effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon

$$P_{rd1} = 0.8f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} = 0.8 \times 400 \times \frac{\pi \times 20^2}{4 \times 1.25}$$

$$\Rightarrow P_{rd1} = 80.42 \text{ KN}$$

$$P_{rd2} = 0.29\alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v}$$

Avec :

- $E_{cm}$  : la valeur du module sécant du béton

Béton de classe (25/30)  $\Rightarrow E_{cm} = 30.5 \times 10^3 \text{ MPa}$

- $\alpha$  : facteur de correction

$$\alpha = \begin{cases} 0.2[(h/d) + 1] & \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

Pour notre cas :  $\alpha = 1$

$$P_{rd2} = 0.29 \times 1 \times 20^2 \times \sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3} \times \frac{1}{1.25}$$

$$\Rightarrow P_{rd2} = 81.03 \text{ KN}$$

$$P_{rd} = \min (80.42; 81.03) \text{ KN}$$

$$P_{rd} = 80.42 \text{ KN}$$

### **II.2.3 Dimensionnement de la connexion de la poutre:**

**[6]**

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$L_{cr} = \frac{L}{2}$$

$$L_{cr} = 1.4 \text{ m}$$

$$V_{lf} = \min \left( \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{m0}} ; \frac{0.85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{c28}}{\gamma_c} \right)$$

$$V_{lf} = \min \left( \frac{20.1 \times 10^2 \times 235}{1} ; \frac{0.85 \times 100 \times 700 \times 25}{1.5} \right)$$

$$V_{lf} = \min(472.35; 991.66) \text{ KN}$$

$$V_{lf} = 472.35 \text{ KN}$$

Donc le nombre de connecteurs par longueur critique est :

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} \Rightarrow N_f = \frac{472.35}{80.42}$$

$$N_f = 5.87 \text{ unités}$$

Soit  $N = 6$  connecteurs chaque 1.4 m, avec un espacement  $e = 23.33 \text{ cm}$

$$\frac{N}{N_f} = \frac{6}{5.87} = 1.022 > 0.4 \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

#### II.2.4 Vérification de la résistance de la soudure :

On doit vérifier :

$$P_{rd} \leq F_{w,rd} = \frac{\pi(d + 2a)a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_v}$$

Avec :

- a : cordon de soudure **a = 5mm**
- $\beta_w = 0.8$
- $\gamma_v = 1.25$

$$F_{w,rd} = \frac{\pi(20 + 2 \times 5)5 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}$$

$$F_{w,rd} = 97.94 \text{ KN} > P_{rd} = 80.42 \text{ KN} \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

**II.3 Pré dimensionnement des sommiers (poutres principales) :****II.3.1 Phase chantier :****a) Charge sur la poutre:****➤ Charges permanentes:**

- Dalle béton armé..... $G_b = 0.1 \times 25 \times 2.8 = 7 \text{ KN/m}$
- Solives ..... $G_s = 0.158 \times 15 = 2.37 \text{ KN/m}$
- Poids propres des poutres estimé ..... $G_p = 2.24 \text{ KN/m}$
- poids propre de la tôle .....  $G_t = 0.15 \times 2.8 = 0.42 \text{ KN/m}$

**TOTAL:**  $G = 12.03 \text{ KN/m}$

**➤ Charges d'exploitation :**

- Surcharge de construction (ouvrier).....  $Q = 1 \times 2.8 = 2.8 \text{ KN/m}^2$

**b) Combinaisons d'actions :****❖ ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 12.03 + 2.8$$

$$q_s = 14.83 \text{ KN/m}$$

**❖ ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 12.03 + 1.5 \times 2.8$$

$$q_u = 20.44 \text{ KN/m}$$

**c) Condition de flèche :**

$$f^{\max} = \frac{q_s \times l^4}{384 E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{300}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{300 \times q_s \times l^3}{384 \times E_a} = \frac{300 \times 14.83 \times (26.08 \times 10^3)^3}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 97866.63 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On opte pour un HEB 500 avec :

$$I_y = 107200 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

d) Combinaisons d'actions :➤ Charges permanentes:

- Dalle béton armé .....  $G_b = 0.1 \times 25 \times 2.8 = 7 \text{ KN/m}$
- Solives .....  $G_s = 0.158 \times 15 = 2.37 \text{ KN/m}$
- Poids propres de la poutre .....  $G_p = 1.87 \text{ KN/m}$
- poids propre de la tôle .....  $G_t = 0.15 \times 2.8 = 0.42 \text{ KN/m}$

TOTAL:  $G = 11.66 \text{ KN/m}$

➤ Charges d'exploitation :

- Surcharge de construction (ouvrier).....  $Q = 1 \times 2.8 = 2.8 \text{ KN/m}^2$

❖ ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 11.66 + 1.5 \times 2.8$$

$$q_u = 19.94 \text{ KN/m}$$

e) Calcul des efforts :✓ Moment :○ En travée :

$$M^{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{19.94 \times 26.08^2}{24}$$

$$M_{sd} = 565.10 \text{ KN.m}$$

○ Aux appuis :

$$M^-_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12}$$

$$M^-_{sd} = 1130.21 \text{ KN.m}$$

✓ Effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$V_{sd} = 256.36 \text{ KN}$$

f) Vérification à la résistance en flexion :

On a :

$$M_{sd} = 1130.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{4815 \times 10^3 \times 235}{1}$$

$$M_{rd} = 1131.52 \text{ KN.m} > M_{sd} = 1130.21 \text{ KN.m} \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

g) Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{89.82 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1}$$

$$V_{pl,rd} = 1218.65 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = V_{sd} = 256.36 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 1218.65 \text{ KN}$$

*condition vérifiée*

h) Vérification au déversement :

$$\text{HEB 500} \Rightarrow \begin{cases} I_z = 12620 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\ I_t = 538.4 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\ I_w = 7018 \times 10^9 \text{ mm}^6 \\ G = 80770 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{pl} \times f_y}{M_{cr}}}$$

- $\beta_w=1$  section de classe 1
- $M_{cr}$  : le moment critique de déversement

Avec :

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

$C_1, C_2, C_3$  : Facteurs qui dépendent des conditions de chargement

$K = K_w = 0.5 \Rightarrow$  Encastrement aux appuis

$$C_1 = 0.712$$

$$C_2 = 0.652$$

$$C_3 = 1.070$$

$L = 1.5 \text{ m}$  C'est la longueur de maintiens latéraux (entraxe des solives)

$$z_g = z_a - z_s$$

$$z_s = z_j = 0 \text{ (Section doublement symétrique)}$$

$z_a$  : C'est la distance entre le point d'application de la charge et le centre de gravité du profilé métallique

$$z_a = \frac{h}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = \frac{V_{sd} = 0.712 \pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 12620 \times 10^4}{(0.5 \times 1500)^2} \times \left\{ \left[ \frac{7018 \times 10^9}{12620 \times 10^4} + \frac{(0.5 \times 1500)^2 \times 80770 \times 538.4 \times 10^4}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 12620 \times 10^4} + (0.652 \times 250)^2 \right]^{1/2} - (0.652 \times 250) \right\}$$

$$M_{cr} = 41434.7 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{1 \times 4815 \times 10^3 \times 235}{41434.7 \times 10^6}} = 0.16$$

$\bar{\lambda} = 0.16 < 0.4 \Rightarrow$  donc il n'ya pas un risque de dévercement de la poutre

**II.3.2 Phase finale :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- poids propre du profilé (HEB 500).....  $G_p = 1.87 \text{ KN/m}$
- poids propre du béton frais.....  $G_b = 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- poids propre de la tôle .....  $G_t = 0.15 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage, mortier de pose, plus accessoires ....  $G_a = 2 \text{ KN/m}^2$
- surcharge d'exploitation .....  $Q = 3.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

**1) Combinaison de charge :**

L'entraxe entre les sommiers est de 2.8m

❖ ELU :

$$q_u = 1.35G_p + (1.35G_b + 1.35G_t + 1.35G_a + 1.5Q) \times 2.8$$

$$q_u = (1.35 \times 1.87) + (1.35 \times 2.5 + 1.35 \times 0.15 + 1.35 \times 2 + 1.5 \times 3.5) \times 2.8$$

$$q_u = 34.80 \text{ KN/m}$$

❖ ELS :

$$q_s = G_p + (G_b + G_t + G_a + Q) \times 2.8$$

$$q_s = 1.87 + (2.5 + 0.15 + 2 + 3.5) \times 2.8$$

$$q_s = 24.70 \text{ KN/m}$$

2) Vérification de la travée:

$$b_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \cdot l_0}{8} \text{ avec } l_0 \leq 0.7L \text{ (L: largeur libre de la poutre)} \\ b \text{ avec } b: \text{ entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

(EC4 Art 4.2.2.1)

$$b_{\text{eff}} = \min \left( \frac{2 \times 26.08 \times 0.7}{8}; 2.8 \right) \Rightarrow b_{\text{eff}} = 2.8 \text{ m}$$

✓ Calcul de la section mixte

La section mixte:

$$S = A + \frac{b_{\text{eff}} \times t}{n}$$

Avec :

A : Section de la poutre. A(HEB 500) =  $238.6 \times 10^2 \text{ mm}^2$ 

$$S = 238.6 \times 10^2 + \frac{2800 \times 100}{15} \Rightarrow S = 425.66 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

✓ Position du centre de gravité de la section homogène :

$$d = \frac{b_{\text{eff}} \times t}{n} \times \frac{t + h}{2S}$$

$$d = \frac{2800 \times 100}{15} \times \frac{100 + 500}{2 \times 425.66 \times 10^2}$$



$$d = 131.56 \text{ mm}$$

$v_i$  : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre

$v_s$  Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre

$$\begin{cases} v_i = \frac{h}{2} + d \\ v_s = t + \frac{h}{2} - d \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} v_i = 381.56 \text{ mm} \\ v_s = 218.44 \text{ mm} \end{cases}$$

✓ **Le moment d'inertie :**

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ ) :

$$I = I_A + (A \times d^2) + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \cdot t}{n} \left[ \frac{t+h}{2} - d \right]^2$$

Avec :

$I_A$ : Le moment d'inertie de la section d'acier

$$I_A(\text{HEB } 500) = 107200 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I = 107200 \times 10^4 + (425.66 \times 10^2 \times 131.56^2) + \frac{2800 \times 100^3}{12 \times 15} + \frac{2800 \times 100}{15} \left[ \frac{100 + 500}{2} - 131.56 \right]^2$$

$$I = 235390.06 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

✓ **Moment fléchissant maximal en travée :**

$$M = \frac{q \times l^2}{24}$$

$$M = \frac{34.80 \times 26.08^2}{24} \Rightarrow M = 986.24 \text{ KN.m}$$

✓ **Contrainte de flexion :**

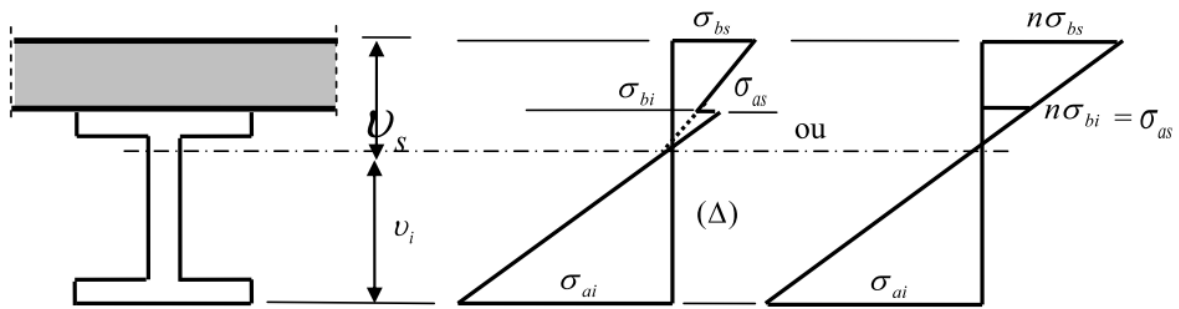


Figure II - 11 : diagramme de contraintes de flexion simple

• **Contraintes dans la poutre d'aciers :**

➤ **Traction :**

$$\sigma_{ai} = -\frac{M}{I} \times v_i$$

$$\sigma_{ai} = -\frac{986.24 \times 10^6}{235390.06 \times 10^4} \times 381.56$$

$$\sigma_{ai} = -151.86 \text{ MPa}$$

➤ **Compression :**

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} \times (v_s - t)$$

$$\sigma_{as} = \frac{986.24 \times 10^6}{235390.06 \times 10^4} \times (218.44 - 100)$$

$$\sigma_{as} = 49.62 \text{ MPa}$$

• **Dans le béton :**

➤ **Compression (fibre supérieure) :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I \times n} \times v_s$$

$$\sigma_{bs} = \frac{986.24 \times 10^6}{15 \times 235390.06 \times 10^4} \times 218.44$$

$$\sigma_{bs} = 6.1 \text{ MPa}$$

➤ **Compression (fibre inférieure) :**

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{n \times I} \times (v_s - t)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{986.24 \times 10^6}{15 \times 235390.06 \times 10^4} \times (218.44 - 100)$$

$$\sigma_{bi} = 3.3 \text{ MPa}$$

✓ Vérification de la flèche :

$$f^{\max} = \frac{q_s \times l^4}{384 E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{300}$$

$$f^{\max} = \frac{1}{384} \times \frac{24.70 \times 26080^4}{2.1 \times 10^5 \times 235390.06 \times 10^4} \Rightarrow f^{\max} = 60.19 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 60.19 \text{ mm} \leq \bar{f} = 86.93 \text{ mm} \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

✓ Contrainte additionnelle de retrait

➤ calcul des contraintes :

On a :

$$K = \frac{M}{I}$$

$$K = \frac{b \times t \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{(n \times I_a \times A) + (b \times t \times I_a) + (b \times t \times A \times \beta^2)}$$

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{500 + 100}{2}$$

$$\beta = 300 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{107200 \times 10^4}{238.6 \times 10^2 \times 300}$$

$$\alpha = 149.76 \text{ mm}$$

$$K = \frac{2800 \times 100 \times 2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} \times 300 \times 238.6 \times 10^2}{(15 \times 107200 \times 10^4 \times 238.6 \times 10^2) + (2800 \times 100 \times 107200 \times 10^4) + (2800 \times 100 \times 238.6 \times 10^2 \times 300^2)}$$

$$K = 0.065 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-3}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{500}{2} + 149.76$$

$$y_1 = 399.76 \text{ mm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 399.76 + 100$$

$$y_2 = 499.76\text{mm}$$

$$E_a \times \varepsilon = 2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_{as} = K \times y_1 = 25.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h - y_1) = -2.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - k \times y_1) = -1.068 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - k \times y_2) = -0.63 \text{ MPa}$$

Les contraintes finales sont (flexion+ retrait) :

$$\sigma_{as} = 49.62 + 25.98 \Rightarrow \sigma_{as} = 75.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = -151.86 - 2.5 \Rightarrow \sigma_{ai} = -154.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 6.1 - 0.63 \Rightarrow \sigma_{bs} = 5.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = 3.3 - 1.068 \Rightarrow \sigma_{bi} = 2.23 \text{ MPa}$$

$$\max|\sigma_{as}; \sigma_{ai}| = 154.36 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

$$\max|\sigma_{bs}; \sigma_{bi}| = 5.47 \text{ MPa} < 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

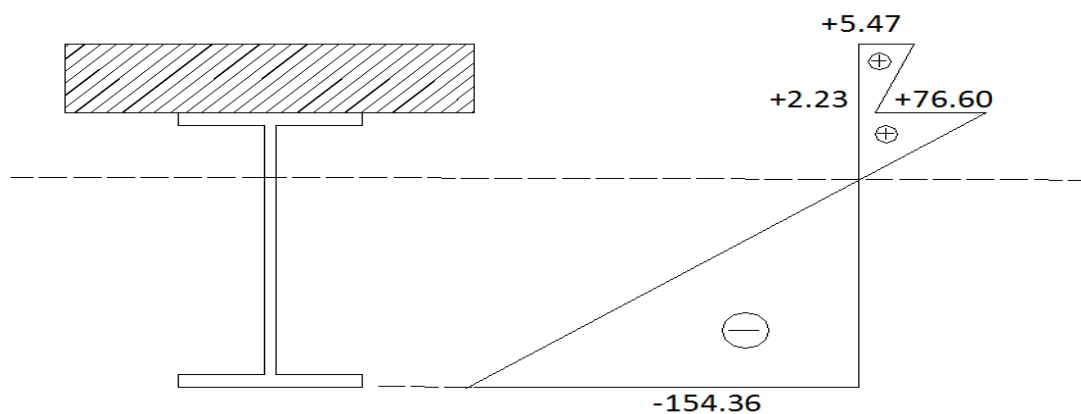


Figure II-12 : diagramme des contraintes finales

**Vérification de l'appui :**

✓ **Dimensionnement du jarret :**

[5]



**Figure II-13** : l'origine(s) et l'amorce du jarret(j)

S : origine du jarret

J : l'amorce du jarret

S=13m

Le diagramme du moment a une allure parabolique  $\rightarrow Y=ax^2$

$$y = M_a + M_t = 1695.31 \text{ KN.m}$$

$$a = \frac{y}{x^2} \Rightarrow a = 10.03 \text{ KN.m}^{-1}$$

$$M_{el} = f_y \times w_{el} = 1007.44 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=s-j, y=M_{el} = 1007.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{el} = a(S - J)^2 \Rightarrow j = 2.98 \text{ m} \approx 3\text{m}$$

Donc le jarret à utilisé aura une longueur de 3m

Le jarret est du même profilé que la poutre (HEB500)

✓ **Largeur de dalle participante :**

$$b^{eff-} = \min\left(\frac{2l_0}{8}, b\right)$$

Avec :

$$\begin{cases} l_0 = 0.25L \text{ avec } L: \text{ longueur de la poutre} \\ b = \text{ entaxe des poutre} \end{cases}$$

$$b^{eff-} = 1630 \text{ mm}$$

✓ **Calcul de la section mixte**

La section mixte:

$$S = A + \frac{b_{\text{eff}} \times t}{n}$$

Avec :

$$A : \text{Section de la poutre. } A(\text{HEB 500} + \text{jarret}) = 386.69 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$S = 386.69 \times 10^2 + \frac{1630 \times 100}{15} \Rightarrow S = 495.35 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

✓ Position du centre de gravite de la section homogène :

$$d = \frac{b_{\text{eff}} \times t}{n} \times \frac{t + h}{2S}$$

$$d = \frac{1630 \times 100}{15} \times \frac{100 + 970}{2 \times 495.35 \times 10^2}$$

$$d = 117.36 \text{ mm}$$

$v_i$  : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre

$v_s$  Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre

$$\begin{cases} v_i = \frac{h}{2} + d \\ v_s = t + \frac{h}{2} - d \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} v_i = 602.36 \text{ mm} \\ v_s = 467.64 \text{ mm} \end{cases}$$

✓ Le moment d'inertie :

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ ) :

$$I = I_A + (A \times d^2) + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \cdot t}{n} \left[ \frac{t + h}{2} - d \right]^2$$

Avec :

$I_A$ : Le moment d'inertie de la section d'acier

$$I_A(\text{HEB 500} + \text{jarret}) = 362964.76 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I = 362964.76 \times 10^4 + (495.35 \times 10^2 \times 117.36^2) + \frac{1630 \times 100^3}{12 \times 15} + \frac{1630 \times 100}{15} \left[ \frac{100 + 970}{2} - 117.36 \right]^2$$

$$I = 621636.54 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

✓ **Moment fléchissant maximal en travée :**

$$M = \frac{q \times l^2}{12}$$

$$M = \frac{34.80 \times 26.08^2}{12} \Rightarrow M = 1972.48 \text{ KN.m}$$

✓ **Contrainte de flexion :**

• **Contraintes dans la poutre d'aciers :**

A l'encastrement les fibres supérieures sont tendues tant dis que les fibres inférieures sont comprimées.

➤ **Compression (fibre inférieure) :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I} \times u_i$$

$$\sigma_{ai} = \frac{1972.48 \times 10^6}{621636.54 \times 10^4} \times 602.36$$

$$\sigma_{ai} = 191.13 \text{ MPa}$$

➤ **Traction (fibre supérieure):**

$$\sigma_{as} = -\frac{M}{I} \times (u_s - t)$$

$$\sigma_{as} = -\frac{1972.48 \times 10^6}{621636.54 \times 10^4} \times (467.64 - 100)$$

$$\sigma_{as} = -116.65 \text{ MPa}$$

• **Dans le béton :**

➤ **traction (fibre supérieure) :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I \times n} \times u_s$$

$$\sigma_{bs} = -\frac{1972.48 \times 10^6}{15 \times 621636.54 \times 10^4} \times 467.64$$

$$\sigma_{bs} = 9.89 \text{ MPa}$$

➤ traction (fibre inférieure) :

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{n \times I} \times (v_s - t)$$

$$\sigma_{bi} = -\frac{1972.48 \times 10^6}{15 \times 621636.54 \times 10^4} \times (467.64 - 100)$$

$$\sigma_{bi} = -7.78 \text{MPa}$$

✓ Vérification à l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

$$V_{sd}^{\max} \leq V_{plz}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{plz} = 1218.65 \text{KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = \frac{34.80 \times l}{2} = \frac{34.80 \times 26.08}{2} = 453.8 \text{KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 453.8 \text{KN} \leq V_{plz} = 1218.65 \text{KN} \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

✓ Contrainte additionnelle de retrait

➤ calcul des contraintes :

On a :

$$K = \frac{M}{I}$$

$$K = \frac{b \times t \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{(n \times I_a \times A) + (b \times t \times I_a) + (b \times t \times A \times \beta^2)}$$

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{970 + 100}{2}$$

$$\beta = 535 \text{mm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{362964.76 \times 10^4}{386.69 \times 10^2 \times 535}$$

$$\alpha = 175.44 \text{mm}$$

$$K = \frac{1630 \times 100 \times 2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} \times 535 \times 386.69 \times 10^2}{(15 \times 362964.76 \times 10^4 \times 386.69 \times 10^2) + (1630 \times 100 \times 362964.76 \times 10^4) + (1630 \times 100 \times 386.69 \times 10^2 \times 535^2)}$$



$$K = 0.031 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-3}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{970}{2} + 175.44$$

$$y_1 = 660.44 \text{ mm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 660.44 + 100$$

$$y_2 = 760.44 \text{ mm}$$

$$E_a \times \varepsilon = 2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_{as} = K \times y_1 = 20.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h - y_1) = -9.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - k \times y_1) = -1.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - k \times y_2) = -1.23 \text{ MPa}$$

✓ Vérification des contraintes finales :

$$\sigma_{as} = -116.65 + 20.47 \Rightarrow \sigma_{as} = -96.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = 191.13 - 9.60 \Rightarrow \sigma_{ai} = 181.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = -9.89 - 1.23 \Rightarrow \sigma_{bs} = -11.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = -7.87 - 1.43 \Rightarrow \sigma_{bi} = -9.30 \text{ MPa}$$

$$\max|\sigma_{as}; \sigma_{ai}| = 181.53 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

$$\max|\sigma_{bs}; \sigma_{bi}| = 11.12 \text{ MPa} < 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$$

*condition vérifiée*

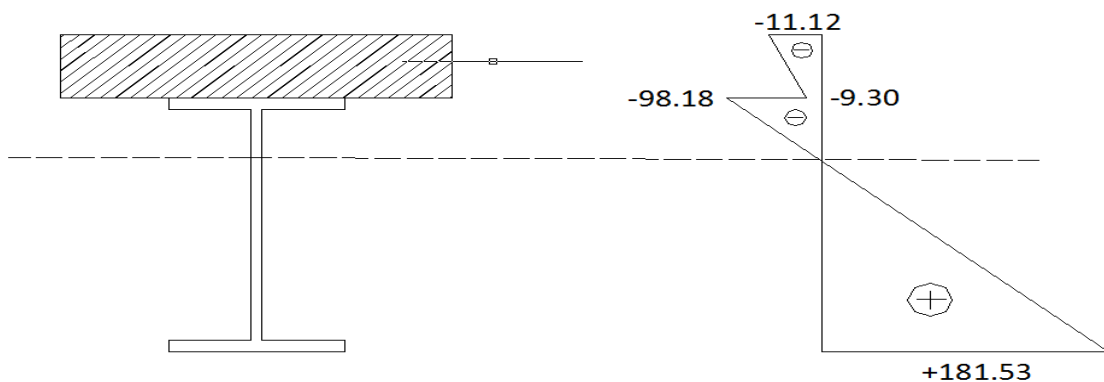


Figure II - 14: diagramme des contraintes finales

**II.4 Ferrailage de la dalle du plancher :**

La dalle est une surface horizontale supportant des charges verticales concentré ou réparties. Pour notre cas on a un panneau de dalle rectangulaire appuyée sur les quatre coté, dont les dimensions sont :

- Largeur  $l_x = 1\text{m}$
- Longueur  $l_y = 2.8\text{m}$
- Epaisseur  $e = 10\text{ cm}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{2.8} = 0.35 < 0.4 \Rightarrow$  La dalle se comporte comme une poutre elle travail selon un seul sens (sens de  $l_x$ ).

**a – Calcul du moment pour une dalle qui repose sur 2 appuis libres :**

- Moment isostatique  $M_0$  :  $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$
- Moment en travée  $M_t$  :  $M_t = 0.85 \times M_0$
- Moment sur appuis  $M_a$  :  $M_a = 0.4 \times M_0$

Avec :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.325\text{KN.m}$$

**b– Détermination de la section d’armature :**

[7]

Les dimensions de la section :

$$b = 1\text{ m}, h = 0.1\text{ m}, d = 0.9 h = 0.09\text{ m}, f_{bc} = 14.2\text{ MPa}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$z = (1 - 0.4\alpha_u)d$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times f_{su}}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82\text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après:

	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha_u$	$z(\text{m})$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$
En travée	1.2	$10.43 \cdot 10^{-3}$	0.013	$89.53 \cdot 10^{-3}$	0	0.38
En appuis	-0.56	$4.86 \cdot 10^{-3}$	$6.09 \cdot 10^{-3}$	$89.82 \cdot 10^{-3}$	0	0.18

**Tableau II.1 : Sections d’armatures**

c-Condition de non fragilité :

[7]

$$A_{min} = 0.23 \frac{bd f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{1 \times 0.09 \times 2.1}{400} = 1.086 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{min} = 1.086 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{min}$$

Donc pour le ferrailage de la dalle de compression on adopte un treillis soudé  $\phi 6$ , dont les dimensions des mailles sont égales à 20 cm dans les deux sens.

*CHAPITRE III*

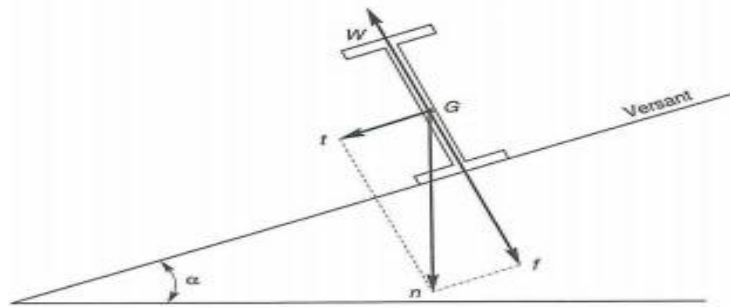
***CHAPITRE III***  
***Pré dimensionnement***  
***des éléments de la***  
***toiture***

**III.1 Etude des pannes :****III.1.1 Définition :**

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

**Données de calcul:**

Les pannes sont posées avec des travées de 5.6 m avec un espacement de 1,5 m.



**Figure III-1** : Schéma de la disposition des pannes

**III.1.2 Détermination des charges et surcharges :****a) Charge permanent**

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) .....  $G_t = 11 \text{Kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoire d'attache .....  $G_a = 5 \text{Kg/m}^2$
- Poids propre des pannes est estimées à .....  $G_p = 12 \text{Kg/m}$

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

e: espacement entre les pannes  $e = 1.5 \text{m}$

$$G = [(14+8) \times 1.5] + 12$$

$$G = 45 \text{ Kg/m}_t$$

**b) Surcharge d'entretien P' :**

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

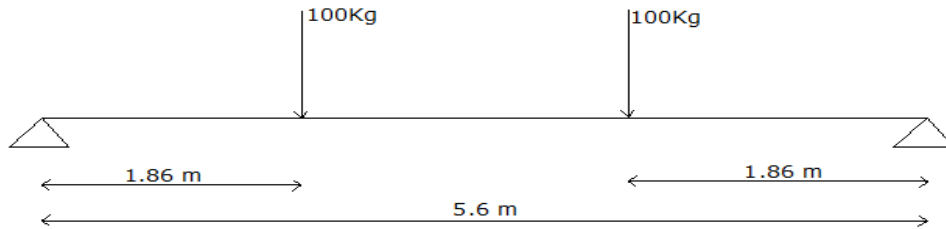


Figure III.2 : Schéma statique sous surcharge d'entretien

Le moment maximum :

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

$$\Rightarrow P = \frac{8 \times P'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 5.6}$$

$$P = Q = 47.62 \text{ Kg/ml}$$

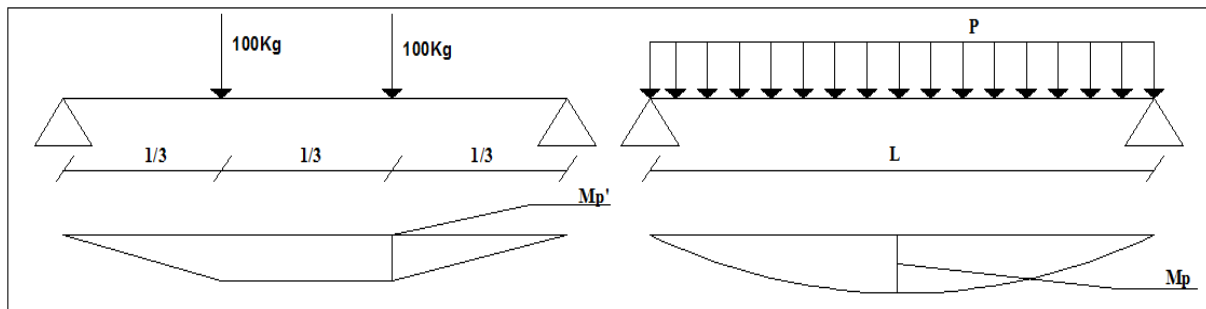


Figure III.3 : Moment dû à la surcharge d'entretien [8]

c) Surcharge climatique due au vent

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur les façades latérales nord et sud dont  $C_{pi} = +0,8$  chargée en zone F.  $W = -2,163 \text{ KN/ml}$

d) surcharge climatique de la neige

La panne sollicitée est celle située à 1 m de la clef de la voûte.

$$S = 0.61 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.61 \times 1.5 = 0.915 \text{ KN/ml}$$

III.1.3 Les charges et surcharges appliquées

$$G = 0.45 \text{ KN/ml}$$

$$P = Q = 0.95 \text{ KN/ml}$$

$$W = -2.163 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.915 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = 22^\circ$$

❖ Décomposition des charges

- Suivant l'axe Z-Z

$$G_{ZZ} = G \times \cos \alpha = 0.41 \text{ KN/ml}$$

$$W_{ZZ} = -2.163 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ZZ} = Q \cos \alpha = 0.88 \text{ KN/ml}$$

$$S_{ZZ} = S \cos \alpha = 0.84 \text{ KN/ml}$$

- Suivant l'axe y-y

$$G_{yy} = G \times \sin \alpha = 0.16 \text{ KN/ml}$$

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

$$Q_{yy} = Q \sin \alpha = 0.35 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \sin \alpha = 0.34 \text{ KN/ml}$$

III.1.4 Combinaison d'action:**E.L.U**

- **Axe Z-Z**

$$G_{Z,min} + 1.5W_{ZZ} = 0.41 - 1.5 \times 2.163 = -2.83 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G_{Z,max} + 1.5S_{ZZ} = 1.35 \times 0.41 + 1.5 \times 0.84 = 1.81 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G_{Z,max} + 1.5Q_{ZZ} = 1.35 \times 0.41 + 1.5 \times 0.88 = 1.87 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y**

$$G_{y,min} + 1.5W_{yy} = 0.16 + 0 = 0.16 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G_{y,max} + 1.5S_{yy} = 1.35 \times 0.16 + 1.5 \times 0.34 = 0.72 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G_{y,max} + 1.5Q_{yy} = 1.35 \times 0.16 + 1.5 \times 0.35 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

**E.L.S**

- **Axe Z-Z**

$$G_{Z,min} + W_{ZZ} = 0.41 - 2.163 = -1.75 \text{ KN/ml}$$

$$G_{Z,max} + S_{ZZ} = 0.41 + 0.84 = 1.28 \text{ KN/ml}$$

$$G_{Z,max} + Q_{ZZ} = 0.41 + 0.88 = 1.29 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y**

$$G_{y,min} + 1.5W_{yy} = 0.16 + 0 = 0.16 \text{ KN/ml}$$

$$G_{y,max} + S_{yy} = 0.16 + 0.34 = 0.50 \text{ KN/ml}$$

$$G_{y,max} + Q_{yy} = 0.16 + 0.35 = 0.51 \text{ KN/ml}$$

III.1.5 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche

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

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

$$I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{1.75 \times 5600^3}{2.1 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 381.11 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On opte pour un IPE140  $\Rightarrow I_y = 541.20 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$$I_y = 541.20 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 44.92 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A = 16.40 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$H = 140 \text{ mm}$$

$$G_p = 12.90 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Poids propre réel } G = [(14 + 8) \times 1.5] + 12.90 = 45.90 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.459 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = G \times \cos \alpha = 0.42 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = G \times \sin \alpha = 0.17 \text{ KN/ml}$$

### III.1.6 Dimensionnement des pannes:

#### III.1.6.1 Les combinaisons de calcul :

$$\begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.35 \times 0.42 + 1.5 \times 0.88 = 1.88 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1.35G_y + 1.5Q_y = 1.35 \times 0.17 + 1.5 \times 0.35 = 0.75 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = G_z + 1.5w_z = 0.42 - 1.5 \times 2.163 = -2.82 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1.35G_y + 1.5w_y = 1.35 \times 0.17 + 1.5 \times 0 = 0.23 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5S_z = 1.35 \times 0.42 + 1.5 \times 0.84 = 1.82 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1.35G_y + 1.5S_y = 1.35 \times 0.17 + 1.5 \times 0.34 = 0.74 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

#### III.1.6.2 Détermination des sollicitations:

##### ✓ Moments:

##### ➤ Sous le vent :

$$\text{Axe Z-Z } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = 2.82 \times \frac{5.6^2}{8} = 11.05 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Axe Y-Y } M_x = \frac{q_y l^2}{8} = 0.23 \times \frac{5.6^2}{8} = 0.90 \text{ KN/ml}$$

##### ➤ Sous la charge d'exploitation :

$$\text{Axe Z-Z } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = 1.88 \times \frac{5.6^2}{8} = 7.37 \text{ KN/ml}$$



$$\text{Axe Y-Y } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = 0.75 \times \frac{5.6^2}{8} = 2.94 \text{ KN/ml}$$

➤ **Sous la neige :**

$$\text{Axe Z-Z } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = 1.82 \times \frac{5.6^2}{8} = 7.13 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Axe Y-Y } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = 0.74 \times \frac{5.6^2}{8} = 2.90 \text{ KN/ml}$$

✓ **Effort tranchant :**

➤ Effort tranchant due au vent:  $V_W = \frac{q \times l}{2} = \frac{-2.82 \times 5.6}{2} = -7.90 \text{ KN}$

➤ Effort tranchant due au poids propre :  $V_G = \frac{q \times l}{2} = \frac{0.42 \times 5.6}{2} = 1.17 \text{ KN}$

➤ Effort tranchant due aux charges d'exploitations :  $V_Q = \frac{q \times l}{2} = \frac{1.88 \times 5.6}{2} = 5.26 \text{ KN}$

➤ Effort tranchant due à la neige :  $V_S = \frac{q \times l}{2} = \frac{1.82 \times 5.6}{2} = 5.10 \text{ KN}$

1<sup>ère</sup> combinaison :  $V_Z = V_G + 1.5V_W = 1.17 - 1.5 \times 7.90 = -10.68 \text{ KN}$

2<sup>ème</sup> combinaison :  $V_Z = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35 \times 1.17 + 1.5 \times 5.26 = 9.47 \text{ KN}$

3<sup>ème</sup> combinaison :  $V_Z = 1.35V_G + 1.5V_S = 1.35 \times 1.17 + 1.5 \times 5.10 = 9.23 \text{ KN}$

a) **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

**EC3 Art 5.4.6**

$$A_{vz} = 7.64 \times 10^2 \text{ mm}^2 \text{ (IPE140)}$$

$$V_{plz} = \frac{7.64 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 103.65 \text{ KN}$$

Sous le vent :  $V_Z = 10.68 \text{ KN} < V_{plz} = 103.65 \text{ KN}$

Sous les charges d'exploitations:  $V_Z = 9.47 \text{ KN} < V_{plz} = 103.65 \text{ KN}$

Sous la neige :  $V_Z = 9.23 \text{ KN} < V_{plz} = 103.65 \text{ KN}$

Vérifié

Vérifié

Vérifié

b) **Vérification au déversement :**

La vérification à faire est :

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

$\beta_w = 1$  (Section de classe 01)

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

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

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

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

(EC3 Art F.1.2 1)

$C_1, C_2, C_3$ : dépend des condition de charge .

$K=1$  appui simple  $C_1=1,132$ ,  $C_2=0,459$ ,  $C_3=0,525$   $K_w=1$ ,  $L=560$  cm ,

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

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

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

$$\begin{cases} I_z = 44.92 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\ I_t = 2.45 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\ I_w = 1.98 \times 10^9 \text{ mm}^6 \end{cases}$$

➤ Sous le vent :

$$M_{cr} = \frac{1.132 \pi^2 2.1 \times 10^5 \times 44.92 \times 10^4}{5600^2} \times \left\{ \left[ \frac{1.98 \times 10^9}{44.92 \times 10^4} + \frac{5600^2 \times 80770 \times 2.45 \times 10^4}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 44.92 \times 10^4} - (0.459 \times 70)^2 \right]^{1/2} + (0.459 \times 70) \right\}$$

$$M_{cr} = 3.36 \times 10^4 \times \left\{ [0.44 \times 10^4 + 6.66 \times 10^4 - 0.103 \times 10^4]^{1/2} + 32.17 \right\}$$

$$M_{cr} = 9.96 \text{ KNm}$$

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

$$W_{ply} = 88.34 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{88.34 \times 10^3 \times 235}{9.96 \times 10^6}} = 1.44$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.44 \rightarrow \chi_{LT} = 0.3989$$

$$M_{Rd} = 0.3989 \times \frac{1 \times 88.34 \times 10^3 \times 235}{1.1}$$

$$M_{sd} = 11.05 \text{KNm} > M_{Rd} = 7.53 \text{KNm} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Le déversement n'est pas vérifié donc on augmente la section du profilé à un **IPE160**  
Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{plz} = \frac{9.66 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 131.06 \text{KN}$$

- Sous le vent :  $VZ = 10.45 \text{KN} < V_{plz} = 131.06 \text{KN}$  Vérifié
- Sous les charges d'exploitations:  $VZ = 9.80 \text{KN} < V_{plz} = 131.06 \text{KN}$  Vérifié
- Sous la neige :  $VZ = 9.54 \text{KN} < V_{plz} = 131.06 \text{KN}$  Vérifié

- **vérification au déversement :**

$$M_{cr} = 15.28 \text{KNm} \quad \bar{\lambda}_{LT} = 1.38 \rightarrow \chi_{LT} = 0.4283$$

$$M_{sd} = 10.93 \text{KNm} < M_{Rd} = 11.33 \text{KNm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sous charges verticales :**

$$M_{cr} = 11.79 \text{KNm} \\ \bar{\lambda}_{LT} = 1.60 \rightarrow \chi_{LT} = 0.3332$$

$$M_{Rd} = 8.82 \text{KNm}$$

- Sous charges d'exploitations :

$$M_{sd} = 7.55 \text{KNm} < M_{Rd} = 8.82 \text{KNm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sous la neige :**

$$M_{sd} = 7.29 \text{KNm} < M_{Rd} = 8.82 \text{KNm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) **Condition de résistance :**

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

Avec  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$

- **Sous le vent :**

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123.90 \times 10^3 \times 235}{1} = 29.11 \text{ KNm}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{26.10 \times 10^3 \times 235}{1} = 6.13 \text{ KNm}$$

$$\left(\frac{10.93}{29.11}\right)^2 + \left(\frac{0.94}{6.13}\right)^1 = 0.32 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sous charges d'entretien:**

$$\left(\frac{7.55}{29.11}\right)^2 + \left(\frac{3.01}{6.13}\right)^1 = 0.55 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sous la neige :**

$$\left(\frac{7.29}{29.11}\right)^2 + \left(\frac{5.6}{6.13}\right)^1 = 0.97 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### I.6.3 Vérification à l'ELS :

- a) les combinaisons de calcul :

$$\begin{cases} q_z = G_z + Q_z = 0.45 + 0.88 = 1.33 \text{ KN/ml} \\ q_y = G_y + Q_y = 0.18 + 0.35 = 0.53 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = G_z + W_z = 0.45 - 2.163 = -1.71 \text{ KN/ml} \\ q_y = G_y + W_y = 0.18 + 0 = 0.18 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = G_z + S_z = 0.45 + 0.84 = 1.29 \text{ KN/ml} \\ q_y = G_y + S_y = 0.18 + 0.34 = 0.52 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- b) calcul de flèche:

Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5q_{sz} l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 1.71 \times 5600^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4} = 12 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{5600}{200} = 28 \text{ mm}$$

$$f_z = 12 \text{ mm} < \bar{f} = 28 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Suivant l'axe y-y :

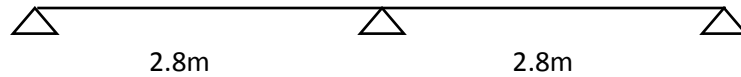
$$f_y = \frac{5q_{sy} l^4}{384 E I_z} = \frac{5 \times 0.53 \times 5600^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 68.31 \times 10^4} = 47.31 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{5600}{200} = 28\text{mm}$$

$$f_z = 47.31\text{mm} > \bar{f} = 28\text{mm}$$

*Condition non vérifiée*

La flèche suivant l'axe Y-Y n'est pas vérifiée donc on introduit des liernes. Dans ce cas les pannes fonctionnent en contrainte sur 3 appuis, la flèche devient alors :



**Figure III-4:** Schéma statique de la panne dans le plan Y-Y

$$f_y = \frac{5q_{sy} l^4}{384 E I_z} = \frac{5 \times 0.53 \times 2800^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 68.31 \times 10^4}$$

$$f_y = 2.95 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{2800}{200} = 14 \text{ mm}$$

$$f_z = 2.95\text{mm} < \bar{f} = 14\text{mm}$$

*Condition vérifiée*

Donc on choisit pour toutes les pannes un IPE 160 avec des liernes.

### III.2 Calcul des liernes :

08 pannes avec un espacement de 1.5m

#### III.2.1 Calcul de l'effort de traction dans les liernes :

$$R = 1.25 \frac{q_y \times l}{2}$$

$$q_y = 0.75\text{KN/m}$$

$$R = 2.625 \text{ KN}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = 1.3125 \text{ KN}$$

$$T_2 = T_1 + R = 3.9375 \text{ KN}$$

$$T_3 = T_2 + R = 6.5625 \text{ KN}$$

$$T_4 = T_3 + R = 9.1875 \text{ KN}$$

$$T_5 = T_4 + R = 11.8125 \text{ KN}$$

$$T_6 = T_5 + R = 14.4375 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{T_6}{2 \times \cos \theta} = 19.26 \text{ KN}$$

$$T^{\max} = \max(T_6, T_b)$$

$$T^{\max} = 19.26 \text{ KN}$$

**III.2.2 dimensionnement des liernes :**

$$\frac{T^{max}}{A} \leq f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{T^{max}}{f_y} = \frac{19.26 \times 10^3}{235} = 81.95 \text{ mm}^2$$

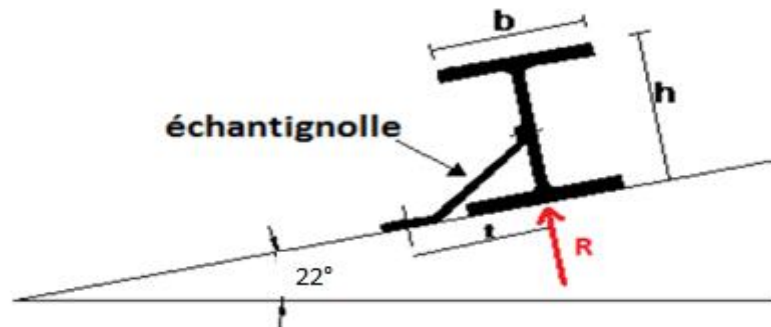
$$d \geq \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = 10.21 \text{ mm}$$

Pour les liernes, on opte pour un rond lisse de diamètre 11mm.

**III.2.3 Calcul de l'échantignolle :**

Pour IPE 160                  b=82 mm                  h=160 mm

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq \frac{3b}{2} \Leftrightarrow 82\text{mm} \leq t \leq 123\text{mm}$$



**Figure III-5 : L'échantignolle**

On porte  $t=100\text{mm}$

❖ **Evaluation des charges :**

- **Sous le vent :**

$$R_{wz} = 2 \frac{q l}{2} = 2 \times \frac{-2.163 \times 5.6}{2}$$

$$R_{wz} = -12.11 \text{ KN}$$

- **Sous le poids propre :**

$$R_{Gz} = 2 \frac{q l}{2} = 2 \times \frac{0.45 \times 5.6}{2} = 2.52 \text{ KN}$$

$$R_{Gy} = 2 \frac{q l}{2} = 2 \times \frac{0.18 \times 2.8}{2} = 0.50 \text{ KN}$$

- Sous les charges d'exploitations :

$$R_{Qz} = 2 \frac{q l}{2} = 2 \times \frac{0.88 \times 5.6}{2} = 4.92 \text{KN}$$

$$R_{Qy} = 2 \frac{q l}{2} = 2 \times \frac{0.35 \times 2.8}{2} = 0.98 \text{KN}$$

- Sous la neige :

$$R_{Sz} = 2 \frac{q l}{2} = 2 \times \frac{0.84 \times 5.6}{2} = 2.49 \text{KN}$$

$$R_{Sy} = 2 \frac{q l}{2} = 2 \times \frac{0.34 \times 2.8}{2} = 0.96 \text{KN}$$

❖ Combinaisons d'action :

- Sous le vent :

$$V_z = R_{Gz} + 1.5 R_{Wz} = 2.52 - 1.5 \times 12.11 = -15.64 \text{KN}$$

$$V_y = R_{Gy} + R_{Wy} = 0.50 + 0 = 0.50 \text{KN}$$

- Sous charges d'exploitations :

$$V_z = 1.35 R_{Gz} + 1.5 R_{Qz} = 1.35 \times 2.52 + 1.5 \times 4.92 = 10.78 \text{KN}$$

$$V_y = 1.35 R_{Gy} + 1.5 R_{Qy} = 1.35 \times 0.50 + 1.5 \times 0.98 = 2.14 \text{KN}$$

- Sous la neige :

$$V_z = 1.35 R_{Gz} + 1.5 R_{Sz} = 1.35 \times 2.52 + 1.5 \times 2.49 = 7.13 \text{KN}$$

$$V_y = 1.35 R_{Gy} + 1.5 R_{Sy} = 1.35 \times 0.50 + 1.5 \times 0.96 = 2.11 \text{KN}$$

❖ Moment de renversement :

- Dû au vent :

$$M_R = V_z \times t + V_y \times \frac{h}{2} = -15.64 \times 0.10 + 0.50 \times \frac{0.16}{2}$$

$$M_R = -1.52 \text{KNm}$$

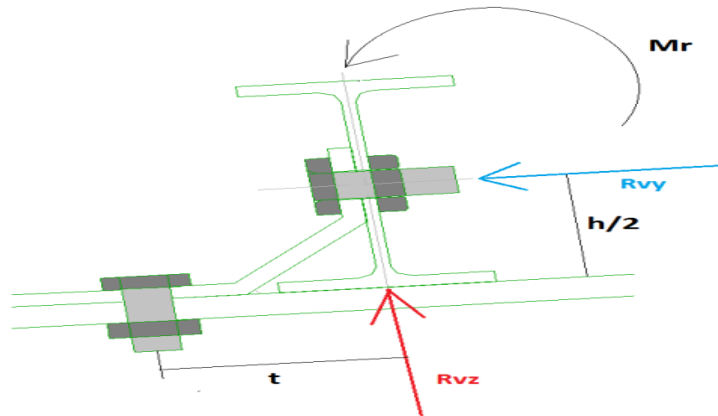


Figure III-6 : Schéma statique de l'échantignolle

- Dû aux charges verticales :

$$M_R = V_Z \times t + V_y \times \frac{h}{2} = 10.78 \times 0.10 + 2.14 \times \frac{0.16}{2}$$

$$M_R = 1.25 \text{KNm}$$

- Dû à la neige :

$$M_R = V_Z \times t + V_y \times \frac{h}{2} = 7.13 \times 0.10 + 2.11 \times \frac{0.16}{2}$$

$$M_R = 0.88 \text{KNm}$$

❖ Epaisseur de l'échantignolle :

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

$$\sigma = \frac{M_R}{W_{el}} \quad \text{Avec} \quad W_{el} = \frac{a \times e^2}{6} \quad M_R = -1.52 \text{KNm}$$

$$\Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R}{\sigma} = \frac{1.52 \times 10^6}{235} = 6.468 \times 10^3 \text{mm}^3$$

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

$$\text{Donc} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 6.468 \times 10^3}{200}}$$

$$e \geq 13.92 \text{mm}$$



Soit

$$e = 15mm$$

**III.3 pré dimensionnement de la ferme:**

**Introduction**

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

- \*d'une membrure supérieure (arbalétrier)
- \*d'une membrure inférieure (entrait)
- \*d'une âme treillis constituées d'éléments verticaux (montant) et oblique (diagonales) Elles sont généralement articulées à leurs appuis.

❖ **Hypothèse de calcul:**

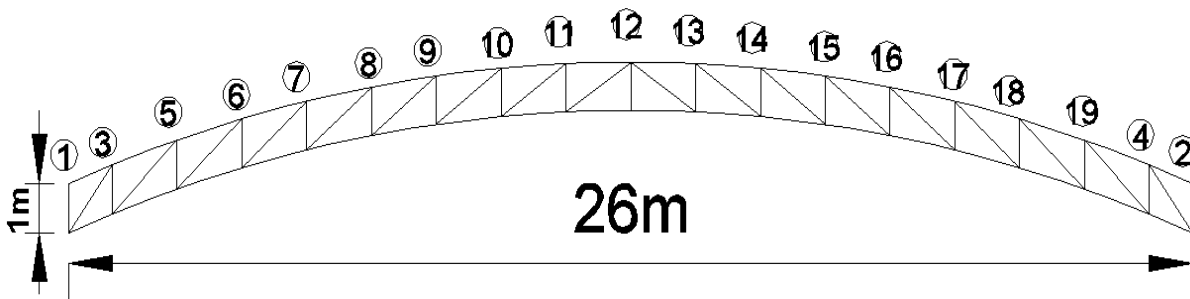
- \*les barres sont considérées comme rigides et indéformables.
- \*les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds.
- \*la ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.

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

Cas de soulèvement :  $G + 1,5W$

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

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



*Figure IV-7: Le schéma statique de la ferme*

- Poids propre de la poutre en arc .....  $G_{PA} = 30 Kg/m^2$
- Poids propre des pannes .....  $G_{PP} = 15.8 Kg/ml$
- Poids propre de la toiture .....  $G_T = 14.2 Kg/m^2$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q = 47.62 \text{ Kg/m}_l$$

➤ **La Neige :**

$$S = 0.61 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Le vent :**

$$W = 1.442 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Pour les nœuds 1 et 2 :**

$$A_{1,2} = 0.5 \times 5.6 = 2.8 \text{ m}^2$$

$$G = 2.12 \text{ KN}$$

$$Q = 2.66 \text{ KN}$$

$$S = 1.708 \text{ KN}$$

$$W = -3.07 \text{ KN}$$

✓ **Pour les nœuds 3 et 4 :**

$$A_{3,4} = 1.25 \times 5.6 = 7 \text{ m}^2$$

$$G = 3.62 \text{ KN}$$

$$Q = 2.66 \text{ KN}$$

$$S = 4.27 \text{ KN}$$

$$W = -10.09 \text{ KN}$$

✓ **Pour les nœuds 5 au 19 :**

$$A_{5,\dots,19} = 1.5 \times 5.6 = 8.4 \text{ m}^2$$

$$G = 4.17 \text{ KN}$$

$$Q = 2.66 \text{ KN}$$

$$S = 4.12 \text{ KN}$$

$$W = -12.11 \text{ KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle

2D avec le logiciel ROBOT Structural analysis 2012, Les sollicitations maximales dans les éléments sont mentionnées dans le tableau ci-dessous.

Barres	G (KN)	Q (KN)	S (KN)	W (KN)	1,35G + 1,5Q (KN)	1,35G + 1,5S (KN)	G + 1,5W (KN)
Membrures inférieures	39.33 7.02	39.58 5.67	79.45 13.70	-32.33 -185.78	112.47 17.78	172.28 30.02	-41.54 -242.36
montants	1.31 -4.19	2.62 -4.36	1.62 -7.88	18.62 -3.83	5.75 -12.19	4.24 17.47	23.82 -4.47
Membrures supérieures	34.48 -0.03	36.32 -0.01	69.52 -0.03	0.07 -164.3	100.77 -0.06	150.83 -0.09	0.1 -211.97
Diagonales	10.61 0.33	11.87 -0.27	20.56 0.78	-1.87 -48.60	32.13 0.07	45.18 1.65	-2.33 -62.39

*Tableau III.1* : les efforts max dans les éléments de la ferme.

### III.3.1 Pré dimensionnement des éléments :

#### ❖ Membrures supérieures :

$$\sigma^{max} \leq \bar{\sigma}$$

$$\frac{N^{max}}{A} \leq \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$A \geq \frac{N^{max} \gamma_a}{f_y} = \frac{150.83 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 7.06 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 7.06 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière : 2L50X50X5

$$A = 9.60 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Membrures inférieures:

$$A \geq \frac{172.82 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 8.06 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière : 2L 50X50X5

$$A = 9.60 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Montants :

$$A \geq \frac{23.82 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 1.11 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière : 2L 30X30X3

$$A = 3.48 \text{ cm}^2$$

❖ Diagonales :

$$A \geq = \frac{45.18 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 2.11 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière : **2L 30X30X3**

$$A = 3.48 \text{ cm}^2$$

### III.3.2 Vérification des éléments comprimés au flambement :

❖ Membrures supérieures et inférieures :

$$N_c^{max} = -242.36 \text{ KN}$$

$$l_k = 100 \text{ cm}$$

$$2L 50 * 50 * 5 \Rightarrow A = 9.60 \text{ cm}^2$$

$$i_z = 2.24 \text{ cm} \Rightarrow \text{Gousset } 5 \text{ mm}$$

$$i_y = 1.51 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{100}{1.51} = 66.22 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.7$$

$$\lambda_z = \frac{l}{i_z} = \frac{100}{2.24} = 44.67 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.47$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.7 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.47 > 0.2$$

Il y a lieu de tenir compte de risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{min}$  :**

$$\bar{\lambda}_y = 0.7 \Rightarrow \chi_y = 0.8477$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.47 \Rightarrow \chi_z = 0.93285$$

$$\chi_{min} = 0.8477$$

$$N_{Rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.8477 \times 1 \times 9.6 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1}$$

$\beta_A = 1$  pour les section transversales de classe 1,2 et 3

$\beta_A = A_{eff}/A$  pour les section transversales de classe 4

$$\beta_A = 1 \quad (\text{Voir Annexe 5})$$

$$N_{Rd} = 173.87 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.11}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \times \gamma_a}{\chi_{min} \times \beta_w \times f_y} = \frac{242.36 \times 10^3 \times 1.1}{0.8477 \times 1 \times 235}$$

$$A \geq 13.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit une double cornière : } 2L 60 * 60 * 6 \quad \Rightarrow A = 13.82 \text{ cm}^2$$

❖ Montants et Diagonales:

$$N_c^{max} = -12.19 \text{ KN}$$

$$l_k = 100 \text{ cm}$$

$$2L 30 * 30 * 3 \Rightarrow A = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$i_z = 1.41 \text{ cm} \Rightarrow \text{Gousset } 5 \text{ mm}$$

$$i_y = 0.9 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{100}{0.9} = 111.11 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1.18$$

$$\lambda_z = \frac{l}{i_z} = \frac{100}{1.41} = 70.92 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.75$$

$$\bar{\lambda}_y = 1.18 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.75 > 0.2$$

Il y a lieu de tenir compte de risque de flambement.

**Calcul de  $\chi_{min}$  :**

$$\bar{\lambda}_y = 1.18 \Rightarrow \chi_y = 0.5432$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.75 \Rightarrow \chi_z = 0.8217$$

$$\chi_{min} = 0.5432$$

$$N_{Rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.5432 \times 1 \times 3.48 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1}$$

$$N_{Rd} = 40.38 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 12.19 \text{ KN} \leq N_{Rd} = 40.38 \text{ KN}$$

*Condition vérifiée*

On opte pour des cornières : 2L 30 \* 30 \* 3

élément	Section choisie
Membrures supérieures et inférieures	2L 60 * 60 * 6
Diagonales et les montants	2L 30 * 30 * 3

**Tableau III.1** : Sections choisies

*CHAPITRE IV*  
***CHAPITRE IV***  
*Etude sismique*

### Introduction :

Les risques liés à l'activité sismique sont omniprésents, et de plus en plus prépondérants, provoquant ainsi d'importants dommages matériels et le plus souvent des pertes humaines. En tant que spécialiste en génie civil (étudiant, ingénieur, master.....), il est de notre devoir, par notre responsabilité, d'assurer la stabilité des structures ainsi que leur bon comportement durant les séismes. Il existe pour cela les recommandations des règles parasismiques algériennes (RPA99 V2003) en vigueur qu'il suffit juste d'appliquer de manière rigoureuse afin de minimiser les risques encourus lors d'un séisme.

De nos jours il existe plusieurs logiciels qui nous permettent de modéliser une maquette de la structure à étudier et lui faire subir toutes les sollicitations auxquelles elle devra répondre dans la réalité, ainsi on pourra prévoir son comportement presque réel, d'où la mieux concevoir. Ces différents logiciels sont tous basés sur la méthode des éléments finis.

### IV.1 Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

### IV.2 Description de ROBOT :

Le logiciel **Robot** est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par **Robot** est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du progiciel **Robot** sont les suivantes :

- la définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, p. ex. au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO),
- la possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul.
- La possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread).
- la possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- la possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement),

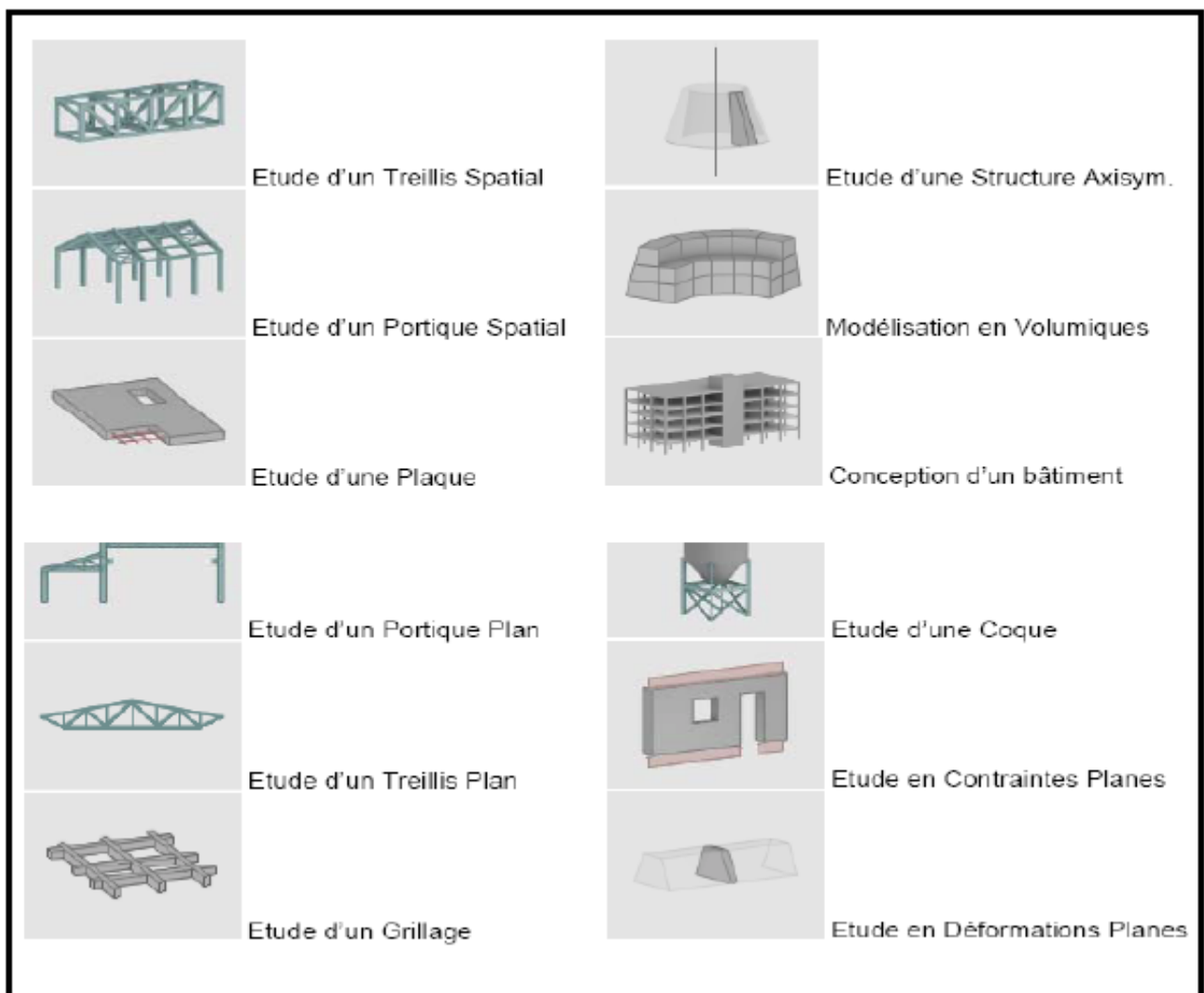


-la possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

Le logiciel **Robot** regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

#### IV.2.1 Différents types de structures sur ROBOT :

Après la sélection de l'option *Avancé...*, la fenêtre représentée ci-dessous est affichée. Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure. La signification des icônes (pour lesquels une info-bulle est affichée si vous positionnez le pointeur sur l'icône) affichés dans la fenêtre représentée ci-dessus est la suivante :



**Figure IV.1 :** Types de structure sous Robot

**VI.3 Analyse de la structure****IV.3.1 Type d'analyse**

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

- ✓ Les chargements statiques :
  - Poids propre de la structure.
  - Les effets dus aux actions climatiques.
  
- ✓ Les chargements dynamiques :
  - Les effets sismiques.

**IV.3.2 Méthodes de calcul**

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

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**IV.3.2.1 Méthode statique équivalente**

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

Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

**a) Principe de la méthode :**

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

**b) Calcul de la force sismique totale :**

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [9]$$

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans la Zone **IIa** et un Groupe d'usage **1B** Nous trouverons :

$$A = 0.2$$

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

**D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur de d'amortissement ( $\xi$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Avec :

**T1, T2** : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du [RPA99/ version 2003], site (S3) : **T1 (sec) = 0.15s T2 (sec) = 0.5s.**

( $\eta$ ) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

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

$\xi$  Est donné par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons une structure en portiques acier, Donc  $\xi = 5\%$

$$\eta_a = 1 > 0.7$$

#### ● Estimation de la période fondamentale :

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

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

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

$$T = 0.05 \times 12.2^{3/4} = 0.326$$

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

$$T_i \leq T_2$$

$$\text{Donc } D = 2.5\eta$$

$$D = 2.5$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure.

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

Portique autostables ordinaire en acier : **R = 4**

$Q$  : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Critère de qualité “q”	Pq
1. conditions minimales sur les files porteuses	0,05
2. Redondance en plan	0,05
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$\sum_1^6 P_q$	0,10

Tableau IV.1 : Valeur du facteur de qualité

$$Q = 1 + 0.10 = 1.10$$

$W$  : Poids total de la structure

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$ : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas  $\beta = 0,3$

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

	$W$ (KN)	$A$	$D$	$Q$	$R$	$V$ (KN)
Bloc charpente	5501.88	0.2	2.5	1.10	4	765.50

Tableau IV.2 : La force sismique totale à la base de la structure

#### IV.3.2.2 Méthode spectrale

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

##### a) Spectre de repense de calcul :

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

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

Avec les coefficients A,  $\eta$ , R, T1, T2, Q : sont déjà déterminés.

**b) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

Les résultantes des forces sismiques a la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, elle doit être déterminé par la formule  $F_t = 0.07TV$

Ou T est la période fondamentale de la structure (en seconde). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas 0.25V et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0.7 seconde.

Pour notre cas  $T < 0.7s \Rightarrow F_t = 0$

**c) Nombre de modes de vibrations à considérer :**

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

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

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad T_K \leq 0.20s$$

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

**d) Résultat de calcul :**

	$V_d^x$ (KN)	$V_d^y$ (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	observation
Bloc charpente	785.94	449.57	605.20	Non vérifiée

**Tableau IV.3 :** Vérification de l'effort tranchant à la base

D'après l'article 4.3.6 de l'RPA, si  $V_{dy} \leq 0.8V_{st}$  on doit augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) en multipliant  $E_y$  par le rapport  $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dy}} = 1.07$

**e) Pourcentage de participation de masse :**

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,25	89,19	0	89,19	0
2	0,22	89,19	93,81	0	93,81
3	0,17	99,56	93,81	10,37	0
4	0,14	99,56	96,92	0	3,11
5	0,12	99,56	97,19	0	0,27
6	0,08	99,56	97,38	0	0,19
7	0,07	99,56	99,45	0	2,07
8	0,07	99,56	99,45	0	0
9	0,07	99,56	99,46	0	0,01
10	0,06	99,57	99,47	0	0,01

**Tableau IV.4 :** pourcentage de participation massique par ROBOT**f) Les réponses modales de la structure :**

- **Déformation modale :**

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

- Mode 1 : Translation suivant X-X, période  $T = 0,25$  s, taux de participation de la masse 89.19%

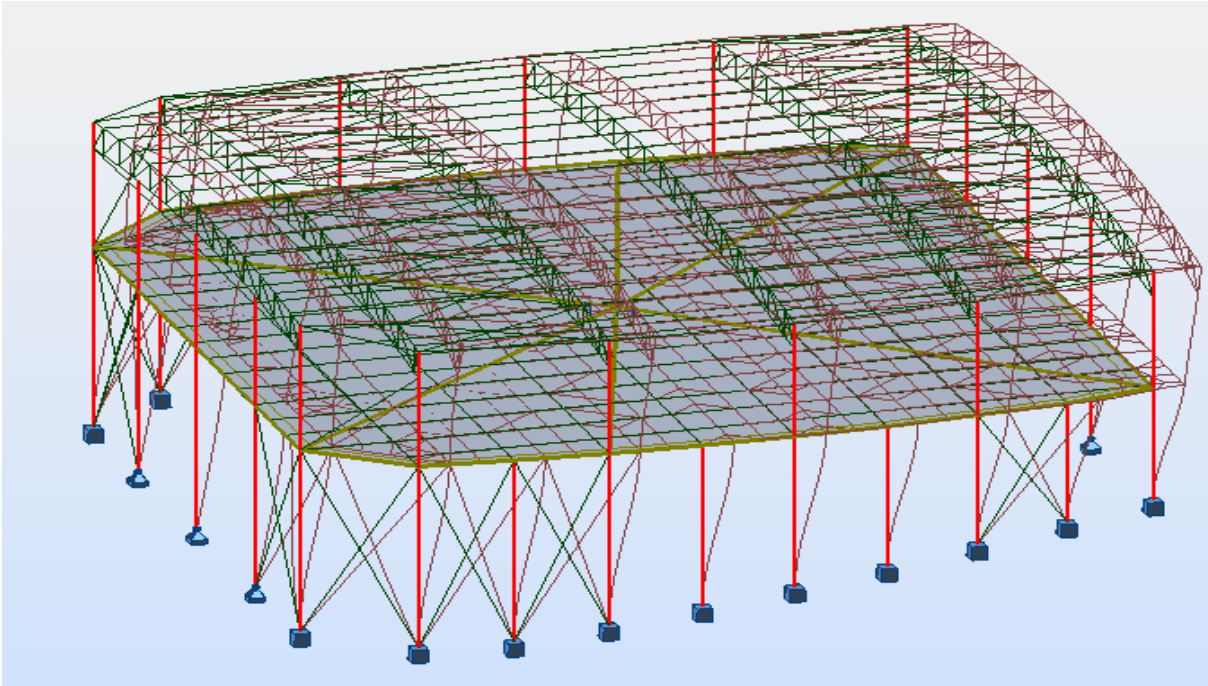


Figure IV.2 : Mode de déformation (1)

Mode 2 : Translation suivant Y-Y , période  $T = 0,22$ s , taux de participation de la masse 93,81%

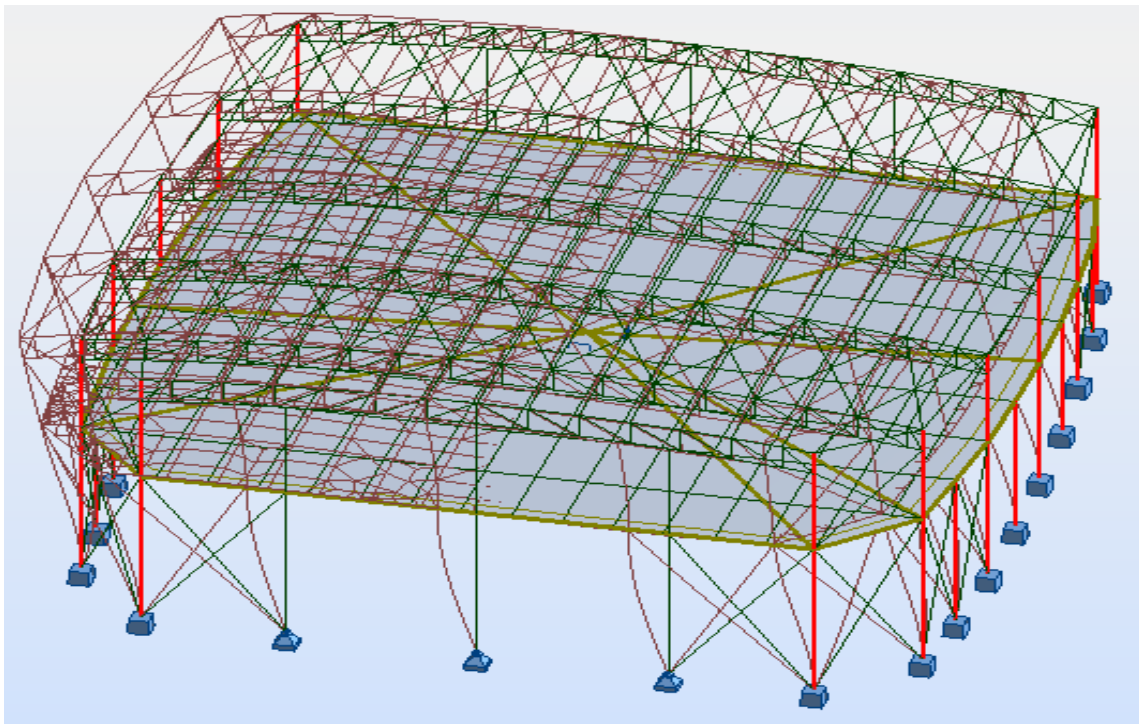
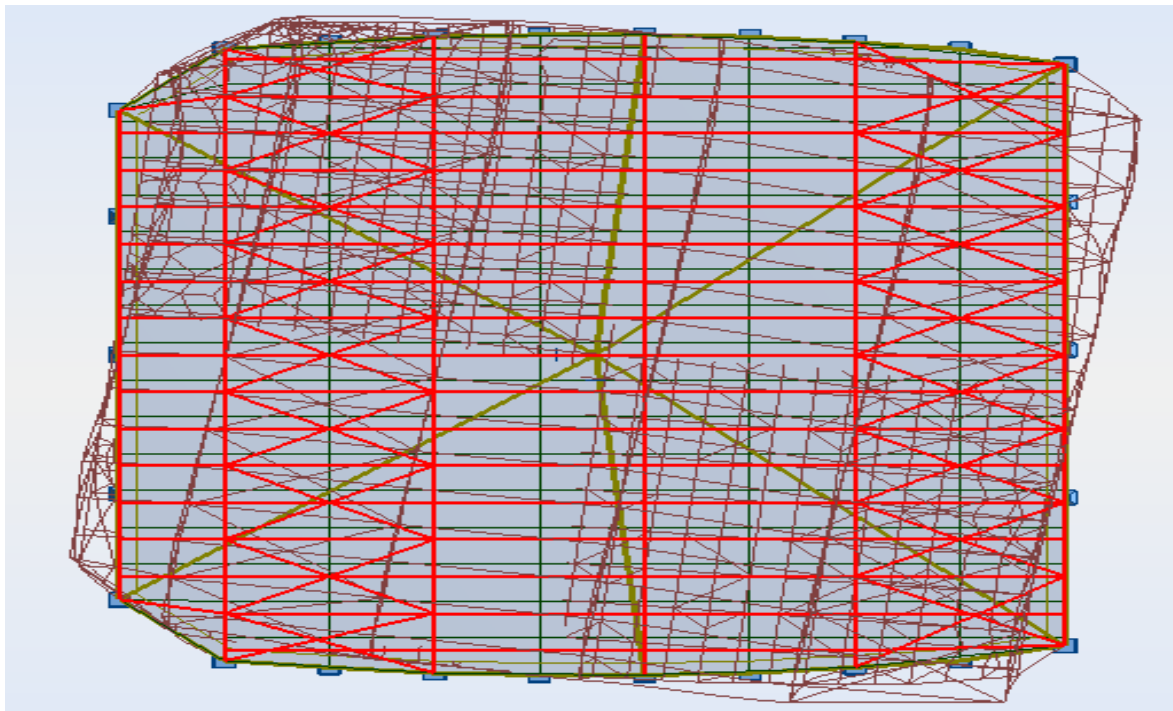


Figure IV.3 : Mode de déformation (2)



**Mode 3 : Rotation, période T = 0,17s****Figure IV.4 : Mode de déformation (3)****IV.4 Analyse des résultats :**

Il y a lieu de constater que les structures présentent des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

**IV.4.1 Les combinaisons de calcul :****➤ Notation :**

- ✓ G : Poids propre.
- ✓ Q : Charge d'exploitation.
- ✓ S : Action de la neige.
- ✓ W : Action du vent.
- ✓ W1D : Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- ✓ W1S : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- ✓ W2D : Vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.
- ✓ W2S : Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.

E : Action sismique.

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



Etat limite ultime	Etat limite de service
$G + 1.5W1D$	$G + W1D$
$G + 1.5W1S$	$G + W1S$
$G + 1.5W2D$	$G + W2D$
$G + 1.5W2S$	$G + W2S$
$1.35G + 1.5Q$	$1.35G + Q$
$1.35G + 1.5S$	$1.35G + S$
$G + Q + E$	
$G + Q - E$	
$G + Q + 1.2E$ { portique auto stable RPA 99 version 2003	
$G + Q - 1.2E$	
$0.8G + E$	
$0.8G - E$	

**Tableau IV.5 :** Combinaisons de calcul

**IV.4.2 Vérification des déplacements :**

❖ **1<sup>er</sup> Cas : situation durable :**

Les déplacements sont limités à :

➤ **Déplacement horizontal:**

$$\begin{cases} \frac{h}{150} & \text{sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} & \text{avec charge du vent} \end{cases}$$

**EC3 Art 4.2.2(1)**

Ou h : hauteur du poteau

➤ **Déplacement vertical :**

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

**EC3 tab 4.1**

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	$G + 1,5WS1$	$1.35G + 1,5Q$	0.9	0.9
Suivant Y	$G + 1,5WS1$	$1.35G + 1,5Q$	0.3	0.4
Suivant Z	$G + 1,5WS1$	$1.35G + 1,5Q$	4.2	9.5

**Tableau IV.6 :** Déplacement max en situation durable

$$\begin{cases} \frac{h}{150} = \frac{1150}{150} = 7.66cm \\ \frac{h}{125} = \frac{1150}{125} = 9.2cm \\ \frac{L}{200} = \frac{2600}{200} = 13cm \end{cases}$$

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

❖ **2ème Cas : situation accidentelle :**

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10). Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

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

R : coefficient de comportement R=5.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Niveau	Déplacement (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	3	1

**Tableau IV.7** : déplacements horizontales dans les deux directions X et Y

$$\frac{h}{100} = \frac{1220}{100} = 12.2cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 12.2 cm, donc ils sont vérifiés.

❖ **Effet de deuxième ordre :**

Les effets de seconde ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec :

$$P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$  les effets P-  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ .

- Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

✓ **Sens X-X :**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$	$\theta_k$
6.85	3	499.96	859.56	6.35	0.00472	0.0027

**Tableau IV.8 :** Effet P- $\Delta$  suivant X-X

$\theta_k = 0.0027 < 0.1$  , donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

✓ **Sens Y-Y :**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$	$\theta_k$
6.85	1	499.96	859.56	6.35	0.00157	0.00091

**Tableau IV.9:** Effet P- $\Delta$  suivant Y-Y

$\theta_k = 0.00091 < 0.1$  , donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

# CHAPITRE V

## *Vérification des éléments*

V.1 Vérification des élémentsIntroduction :

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

V.1.2 Itinéraire de vérification ROBOT :

Après avoir effectué la modélisation de la structure, son chargement, on pourra passer à l'étape de vérification des éléments de la structure, en procédons comme suit :

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

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

I. Les sollicitations maximales dans les différents éléments :

**MONTANTS**

Profilé	Situation	Effort de traction max	combinaisons	Effort de compression max	combinaisons
2L(60*6*10)	ELU	87.90	$G + 1.5W1S$	20.17	$G + 1.5W1S$
	ELA	15.72	$G + Q + 1.2Ey$	16.07	$0.8G + EX$
	ELS	23.75	$G + S$	45.89	$G + S$

**Tableau V.1 :** Efforts max sollicitant les montants

**DIAGONALES**

Profilé	Situation	Effort de traction max	combinaisons	Effort de compression max	combinaisons
2L(90*9*10)	ELU	139.82	$1.35G + 1.5S$	118.15	$G + 1.5W1S$
	ELA	32.45	$G + Q + 1.2Ey$	21.65	$G + Q + 1.2Ey$
	ELS	102.90	$G + S$	13.76	$G + S$

**Tableau V.2 :** Efforts max sollicitant les diagonales

**MEMBRURES SUPERIEURES**

Profilé	Situation	Effort de traction max	combinaisons	Effort de compression max	combinaisons
2L(120*12*10)	ELU	306.69	$1.35G + 1.5S$	204.25	$1.35G + 1.5S$
	ELA	123.73	$G + Q + 1.2Ey$	50.25	$G + Q + 1.2Ey$
	ELS	212.13	$G + S$	138.24	$G + S$

**Tableau V.3** : Efforts max sollicitant les membrures supérieures**MEMBRURES INFERIEURES**

Profilé	Situation	Effort de traction max	combinaisons	Effort de compression max	combinaisons
2L(120*12*10)	ELU	403.20	$1.35G + 1.5Q$	208.95	$G + 1.5W1S$
	ELA	259.21	$G + Q + 1.2Ey$	26.88	$G + Q + 1.2Ey$
	ELS	339.38	$G + S$	12.87	$G + S$

**Tableau V.4** : Efforts max sollicitant les membrures inférieures**POUTRES AU VENT**

Profilé	Situation	Effort de traction max	combinaisons	Effort de compression max	combinaisons
2L(70*7*10)	ELU	39.37	$1.35G + 1.5Q$	36.45	$1.35G + 1.5Q$
	ELA	45.91	$G + Q + 1.2Ex$	46.19	$G + Q + 1.2Ex$
	ELS	29.32	$G + Q$	26.15	$G + Q$

**Tableau V.5** : Efforts max sollicitant la poutre au vent

**PALEES DE STABILITE**

Profilé	Situation	Effort de Traction max	combinaisons	Effort de compression max	combinaisons
2L(90*9*10)	ELU	84.84	$1.35G + 1.5Q$	30.76	$1.35G + 1.5S$
	ELA	285.13	$G + Q + 1.2Ex$	200	$G + Q - 1.2Ex$
	ELS	60.58	$G + Q$	22.15	$G + S$

**Tableau V.6 :** Efforts max sollicitant les palées de stabilité**CISEAUX**

Profilé	Situation	Effort de traction max	combinaisons	Effort de compression max	combinaisons
2L(50*5*10)	ELU	34.21	$1.35G + 1.5S$	32.41	$1.35G + 1.5S$
	ELA	22.76	$G + Q - 1.2Ex$	11.30	$0.8G - Ex$
	ELS	24.24	$G + S$	22.49	$G + S$

**Tableau V.7:** Efforts max sollicitant les ciseaux**POTEAUX**

Profilé	Situation	Effort de compression max	combinaisons	Effort de Traction max	combinaisons
HEA700	ELU	641.38	$1.35G + 1.5S$	58.68	$G + 1.5W1S$
	ELA	580.32	$G + Q - 1.2Ex$	128.64	$G + Q + 1.2Ex$
	ELS	458	$G + S$	23.25	$G + W1S$

**Tableau V.8 :** Efforts max sollicitant les poteaux**V.2. Les vérifications à faire :**❖ **A la traction :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

EC3 Art 5.4.3.1

❖ Au flambement:

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

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

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

$$\lambda = \frac{l}{i} \quad \text{Avec } i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0.5}$$

$$\beta_A = 1$$

Voir annexe 5

### V.3. Notes de calcul puisées du logiciel ROBOT des différentes éléments :

#### Montants

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : **MONTANTS**

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 18 1.35G+1.5Q (1+2)\*1.35+3\*1.50

MATERIAU :

ACIER E24  $f_y = 235.00$  MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : DCED 80x8x8

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.8 cm	Ay=13.44 cm <sup>2</sup>	Az=12.80 cm <sup>2</sup>	Ax=24.54 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=145.00 cm <sup>4</sup>	Iz=318.00 cm <sup>4</sup>	Ix=5.19 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=25.26 cm <sup>3</sup>	Welz=37.86 cm <sup>3</sup>	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 13.46 kN Mz,Ed = 7.69 kN\*m Vy,Ed = 9.16 kN



$N_{c,Rd} = 576.69 \text{ kN}$   
 $N_{b,Rd} = 576.69 \text{ kN}$   
 $T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 Classe de la section = 3

$M_{z,el,Rd} = 8.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$      $V_{y,T,Rd} = 182.11 \text{ kN}$   
 $M_{z,c,Rd} = 8.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$

---

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**


en y :

$L_y = 3.70 \text{ m}$                        $\text{Lam}_y = 1.44$   
 $L_{cr,y} = 3.70 \text{ m}$                    $X_y = 0.36$   
 $\text{Lam}_y = 135.34$                        $k_{yz} = 0.66$



en z :

$L_z = 3.70 \text{ m}$                        $\text{Lam}_z = 1.06$   
 $L_{cr,z} = 3.70 \text{ m}$                    $X_z = 0.56$   
 $\text{Lam}_z = 99.18$                        $k_{zz} = 0.88$

---

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

$$M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.86 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.89 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{y,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM_0) = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre :**

$$\text{Lambda}_y = 135.34 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 99.18 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk} / gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / gM_1) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk} / gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / gM_1) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

### Diagonales

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME :** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

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

**FAMILLE :** **DIAGONALES**

**CHARGEMENTS :**

*Cas de charge décisif :* 19 1.35G+1.5S (1+2)\*1.35+8\*1.50

**MATERIAU :**

ACIER E24     $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION : 2L90X90X10**

h=9.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=17.10 cm <sup>2</sup>	Az=16.20 cm <sup>2</sup>	Ax=31.04 cm <sup>2</sup>
tw=0.9 cm	Iy=232.00 cm <sup>4</sup>	Iz=518.00 cm <sup>4</sup>	Ix=8.92 cm <sup>4</sup>
tf=0.9 cm	Wely=35.91 cm <sup>3</sup>	Welz=54.53 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

N,Ed = 46.79 kN	Mz,Ed = -2.50 kN*m	Vy,Ed = -2.84 kN
Nc,Rd = 729.43 kN	Mz,el,Rd = 12.81 kN*m	Vy,T,Rd = 231.92 kN
Nb,Rd = 729.43 kN	Mz,c,Rd = 12.81 kN*m	Vz,Ed = 0.07 kN
		Vz,T,Rd = 219.71 kN

Tt,Ed = 0.00 kN\*m

Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly = 2.84 m	Lam_y = 2.01
Lcr,y = 2.84 m	Xy = 0.21
Lamy = 188.32	kzy = 1.39



en z :

Lz = 2.84 m	Lam_z = 1.47
Lcr,z = 2.84 m	Xz = 0.35
Lamz = 138.14	kzz = 0.79

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

$$Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N,Ed/Nc,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3*(\text{Tau},y,Ed + \text{Tau},ty,Ed)^2} / (fy/gM0) = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

$$\text{Tau},ty,Ed / (fy / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau},tz,Ed / (fy / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre :**

$$\text{Lambda},y = 188.32 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{Lambda},z = 138.14 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed / (Xmin * N,Rk / gM1) + kyy * My,Ed / (XLT * My,Rk / gM1) + kyz * Mz,Ed / (Mz,Rk / gM1) = 0.68 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed / (Xmin * N,Rk / gM1) + kzy * My,Ed / (XLT * My,Rk / gM1) + kzz * Mz,Ed / (Mz,Rk / gM1) = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!****Les pannes**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME :** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

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

FAMILLE : PANNES

**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 19 1.35G+1.5S (1+2)\*1.35+8\*1.50

**MATERIAU :**ACIER E24  $f_y = 235.00$  MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 160**

h=16.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.2 cm	Ay=13.73 cm <sup>2</sup>	Az=9.66 cm <sup>2</sup>	Ax=20.09 cm <sup>2</sup>
tw=0.5 cm	Iy=869.29 cm <sup>4</sup>	Iz=68.31 cm <sup>4</sup>	Ix=3.53 cm <sup>4</sup>
tf=0.7 cm	Wply=123.87 cm <sup>3</sup>	Wplz=26.10 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

N,Ed = 27.98 kN	My,Ed = -5.78 kN*m	Mz,Ed = 0.60 kN*m	Vy,Ed = -0.65 kN
Nc,Rd = 472.15 kN	My,pl,Rd = 29.11 kN*m		Mz,pl,Rd = 6.13 kN*m
	Vy,T,Rd = 186.29 kN		
Nb,Rd = 472.15 kN	My,c,Rd = 29.11 kN*m		Mz,c,Rd = 6.13 kN*m
	Vz,Ed = -5.78 kN		
	MN,y,Rd = 29.11 kN*m		MN,z,Rd = 6.13 kN*m
	Vz,T,Rd = 131.02 kN		
	Mb,Rd = 15.07 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 1.00	Mcr = 19.23 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.50
Lcr,low=5.60 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.38	XLT,mod = 0.52

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

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

**Contrôle de la stabilité globale de la barre :**

$$My,Ed/Mb,Rd = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + k_{yy}*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + k_{yz}*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + k_{zy}*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + k_{zz}*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!****La membrure supérieure**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME :** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

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

**FAMILLE :** MEMBRURE SUPERIEURE

**CHARGEMENTS :**

*Cas de charge décisif :* 15 G+1.5W1S (1+2)\*1.00+5\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 235.00$  MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : 2L120X 120x10**

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=25.0 cm	Ay=30.00 cm <sup>2</sup>	Az=28.80 cm <sup>2</sup>	Ax=55.08 cm <sup>2</sup>
tw=1.2 cm	Iy=735.00 cm <sup>4</sup>	Iz=1573.00 cm <sup>4</sup>	Ix=27.70 cm <sup>4</sup>
tf=1.2 cm	Wely=85.37 cm <sup>3</sup>	Welz=125.84 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

N,Ed = 192.50 kN	My,Ed = 15.50 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.71 kN
Nc,Rd = 1294.44 kN	My,el,Rd = 20.06 kN*m		Mz,el,Rd = 29.57 kN*m
	Vy,T,Rd = 406.72 kN		
Nb,Rd = 1294.44 kN	My,c,Rd = 20.06 kN*m		Mz,c,Rd = 29.57 kN*m
	Vz,Ed = -29.23 kN		
			Vz,T,Rd = 390.45 kN
Tt,Ed = 0.00 kN*m			
Classe de la section = 3			

**FORMULES DE VERIFICATION :**

**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.62 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3*(\text{Tau},y,Ed + \text{Tau},ty,Ed)^2} / (f_y/gM0) = 0.92 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

$$V_z,Ed/V_z,T,Rd = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

**Profil correct !!!**

## La membrure inférieure

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME :** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

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

FAMILLE : MEMBRURE INFERIEURE

**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 19 1.35G+1.5S (1+2)\*1.35+8\*1.50

**MATERIAU :**

ACIER E24  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION : 2L120X 120x10**

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=25.0 cm	Ay=30.00 cm <sup>2</sup>	Az=28.80 cm <sup>2</sup>	Ax=55.08 cm <sup>2</sup>
tw=1.2 cm	Iy=735.00 cm <sup>4</sup>	Iz=1573.00 cm <sup>4</sup>	Ix=27.70 cm <sup>4</sup>
tf=1.2 cm	Wely=85.37 cm <sup>3</sup>	Welz=125.84 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

N,Ed = 403.20 kN	My,Ed = 20.34 kN*m	Mz,Ed = 0.05 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 1294.44 kN	My,el,Rd = 20.06 kN*m		Mz,el,Rd = 29.57 kN*m
	Vy,T,Rd = 406.79 kN		
Nb,Rd = 1294.44 kN	My,c,Rd = 20.06 kN*m		Mz,c,Rd = 29.57 kN*m
	Vz,Ed = -38.83 kN		
			Vz,T,Rd = 390.51 kN

Tt,Ed = -0.00 kN\*m

Classe de la section = 3

**FORMULES DE VERIFICATION :**

*Contrôle de la résistance de la section :*

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.71 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3*(\text{Tau},y,Ed + \text{Tau},ty,Ed)^2} / (f_y/gM0) = 0.71 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

$$V_z,Ed/V_z,T,Rd = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

*Profil correct !!!*

## Le contreventement vertical

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME :** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

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

FAMILLE : PALEE DE STABILITE

**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 26 G+Q-1.2EX (1+2+3)\*1.00+12\*-1.20

**MATERIAU :**

ACIER E24  $f_y = 235.00$  MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : DCED 90x9x10**

h=9.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=16.20 cm <sup>2</sup>	Az=16.20 cm <sup>2</sup>	Ax=31.00 cm <sup>2</sup>
tw=0.9 cm	Iy=232.00 cm <sup>4</sup>	Iz=432.00 cm <sup>4</sup>	Ix=8.31 cm <sup>4</sup>
tf=0.9 cm	Wely=35.91 cm <sup>3</sup>	Welz=48.00 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

N,Ed = 159.48 kN	Mz,Ed = 3.61 kN*m	Vy,Ed = 0.94 kN
Nc,Rd = 728.50 kN	Mz,el,Rd = 11.28 kN*m	Vy,T,Rd = 219.52 kN
Nb,Rd = 265.75 kN	Mz,c,Rd = 11.28 kN*m	Vz,Ed = 0.15 kN
		Vz,T,Rd = 219.52 kN
		Tt,Ed = 0.00 kN*m

Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly = 3.70 m	Lam_y = 1.44
Lcr,y = 3.70 m	Xy = 0.36
Lamy = 135.34	kyz = 0.66



en z :

Lz = 3.70 m	Lam_z = 1.06
Lcr,z = 3.70 m	Xz = 0.56
Lamz = 99.18	kzz = 0.88

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

$$Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.32 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N,Ed/Nc,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.54 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3*(\text{Tau},y,Ed + \text{Tau},ty,Ed)^2} / (f_y/gM0) = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

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

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

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

**Contrôle de la stabilité globale de la barre :**

$$\text{Lambda},y = 135.34 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{Lambda},z = 99.18 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed / (X_{\text{min}} * N,Rk / gM1) + k_{yz} * Mz,Ed / (Mz,Rk / gM1) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed / (X_{\text{min}} * N,Rk / gM1) + k_{zz} * Mz,Ed / (Mz,Rk / gM1) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : **POUTRE AUX VENT**

## CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 18 1.35G+1.5Q (1+2)\*1.35+3\*1.50

## MATERIAU :

ACIER E24  $f_y = 235.00$  MPa



## PARAMETRES DE LA SECTION : DCED 70x7x10

h=7.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=9.80 cm <sup>2</sup>	Az=9.80 cm <sup>2</sup>	Ax=18.80 cm <sup>2</sup>
tw=0.7 cm	Iy=84.60 cm <sup>4</sup>	Iz=158.00 cm <sup>4</sup>	Ix=3.04 cm <sup>4</sup>
tf=0.7 cm	Wely=16.82 cm <sup>3</sup>	Welz=22.57 cm <sup>3</sup>	

## EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = -23.13 kN	My,Ed = 1.98 kN*m	Mz,Ed = 1.23 kN*m	Vy,Ed = 0.57 kN
Nt,Rd = 441.80 kN	My,el,Rd = 3.95 kN*m		Mz,el,Rd = 5.30 kN*m
	Vy,T,Rd = 132.75 kN		
	My,c,Rd = 3.95 kN*m	Mz,c,Rd = 5.30 kN*m	Vz,Ed = 0.15 kN
			Vz,T,Rd = 132.75 kN

Tt,Ed = 0.00 kN\*m

Classe de la section = 3

## FORMULES DE VERIFICATION :

*Contrôle de la résistance de la section :*

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.78 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{\text{Sig},x,Ed^2 + 3*(\text{Tau},y,Ed + \text{Tau},tz,Ed)^2} / (f_y/gM0) = 0.55 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

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

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

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

**Profil correct !!!**

## Ciseaux

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : **CISEAUX**

**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 15 G+1.5W1S (1+2)\*1.00+5\*1.50

**MATERIAU :**

ACIER E24  $f_y = 235.00$  MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : DCED 50x5x10**

h=5.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=5.00 cm <sup>2</sup>	Az=5.00 cm <sup>2</sup>	Ax=9.60 cm <sup>2</sup>
tw=0.5 cm	Iy=21.90 cm <sup>4</sup>	Iz=40.70 cm <sup>4</sup>	Ix=0.79 cm <sup>4</sup>
tf=0.5 cm	Wely=6.08 cm <sup>3</sup>	Welz=8.14 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

N,Ed = 29.77 kN	My,Ed = -0.07 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 225.60 kN	My,el,Rd = 1.43 kN*m		Mz,el,Rd = 1.91 kN*m
	Vy,T,Rd = 67.84 kN		
Nb,Rd = 47.04 kN	My,c,Rd = 1.43 kN*m	Mz,c,Rd = 1.91 kN*m	Vz,Ed = -0.09 kN
			Vz,T,Rd = 67.84 kN
Tt,Ed = 0.00 kN*m			
Classe de la section = 3			

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :



en z :

Ly = 2.84 m	Lam_y = 2.01	Lz = 2.84 m	Lam_z = 1.47
Lcr,y = 2.84 m	Xy = 0.21	Lcr,z = 2.84 m	Xz = 0.35
Lamy = 188.32	kzy = 1.39	Lamz = 138.14	kzz = 0.79

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

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3*(\text{Tau},y,Ed + \text{Tau},ty,Ed)^2} / (f_y/gM0) = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

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

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

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

**Contrôle de la stabilité globale de la barre :**

$$\text{Lambda},y = 188.32 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{Lambda},z = 138.14 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed / (X_{\text{min}} * N, Rk / gM1) + k_{yy} * My,Ed / (XLT * My, Rk / gM1) + k_{yz} * Mz,Ed / (Mz, Rk / gM1) = 0.68 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed / (X_{\text{min}} * N, Rk / gM1) + k_{zy} * My,Ed / (XLT * My, Rk / gM1) + k_{zz} * Mz,Ed / (Mz, Rk / gM1) = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**



● Vérification au déversement des poteaux: (HEA700)

$$\text{HEA 700} \Rightarrow \begin{cases} I_z = 12180 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\ I_t = 513.9 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\ I_w = 13350 \times 10^9 \text{ mm}^6 \\ G = 80770 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{pl} \times f_y}{M_{cr}}}$$

- $\beta_w=1$  section de classe 1
- $M_{cr}$  : le moment critique de déversement

Avec :

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

$C_1, C_2, C_3$  : Facteurs qui dépendent des conditions de chargement

$K = K_w = 0.5 \Rightarrow$  Encastrement aux appuis

$$C_1 = 0.712$$

$$C_2 = 0.652$$

$$C_3 = 1.070$$

$L = 2.8 \text{ m}$  C'est la longueur de maintiens latéraux (entraxe des poteaux)

$$z_g = z_a - z_s$$

$$z_s = z_j = 0 \quad (\text{Section doublement symétrique})$$

$z_a$  : C'est la distance entre le point d'application de la charge et le centre de gravité du profilé métallique

$$z_a = \frac{h}{2} = 345 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = \frac{V_{sd} = 0.712 \pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 12180 \times 10^4}{(0.5 \times 2800)^2} \times \left\{ \left[ \frac{13350 \times 10^9}{12180 \times 10^4} + \frac{(0.5 \times 2800)^2 \times 80770 \times 513.9 \times 10^4}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 12180 \times 10^4} + (0.652 \times 345)^2 \right]^{1/2} - (0.652 \times 345) \right\}$$

$$M_{cr} = 16441.46 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{1 \times 7032 \times 10^3 \times 235}{16441.46 \times 10^6}} = 0.31$$

$\bar{\lambda} = 0.31 < 0.4 \Rightarrow$  donc il n'y a pas un risque de déversement du poteau

## Poteaux

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME :** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

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

**FAMILLE :** POTEAUX

### CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 18 1.35G+1.5Q (1+2)\*1.35+3\*1.50

### MATERIAU :

ACIER E24  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



### PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 700

h=69.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=176.09 cm <sup>2</sup>	Az=116.97 cm <sup>2</sup>	Ax=260.48 cm <sup>2</sup>
tw=1.5 cm	Iy=215301.00 cm <sup>4</sup>	Iz=12178.80 cm <sup>4</sup>	Ix=515.48 cm <sup>4</sup>
tf=2.7 cm	Wply=7031.82 cm <sup>3</sup>	Wplz=1256.74 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 391.16 kN	My,Ed = -1623.72 kN*m	Mz,Ed = 1.70 kN*m
	Vy,Ed = -0.50 kN	
Nc,Rd = 6121.28 kN	My,pl,Rd = 1652.48 kN*m	Mz,pl,Rd = 295.33
kN*m	Vy,T,Rd = 2389.13 kN	
Nb,Rd = 3856.70 kN	My,c,Rd = 1652.48 kN*m	Mz,c,Rd = 295.33
kN*m	Vz,Ed = -400.33 kN	
	MN,y,Rd = 1652.48 kN*m	MN,z,Rd = 295.33
kN*m	Vz,T,Rd = 1587.08 kN	
Tt,Ed = -0.00 kN*m		
Classe de la section = 1		

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly = 6.09 m

Lam\_y = 0.23



en z :

Lz = 6.09 m

Lam\_z = 0.95

Lcr,y = 6.09 m	Xy = 0.99	Lcr,z = 6.09 m	Xz = 0.63
Lamy = 21.18	kyy = 0.68	Lamz = 89.06	kyz = 0.42

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

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.97 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{zk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre :**

$$\lambda_{y,Ed} = 21.18 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 89.06 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.74 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!****V.4. Les sections choisies**

Éléments	Sections choisies
Montants	2L (60*6*10)
Diagonales	2L (90*9*10)
Membrures sup et inf	2L (120*12*10)
Ciseaux	2L (50*5*10)
Poutre au vent	2L (70*7*10)
Palées de stabilité	2L (90*9*10)
Pannes	IPE 160
poteaux	HEA 700

Tableaux V.9 : Les sections choisies pour les différents éléments

CHAPITRE VI

**CHAPITRE VI**

*Calcul des assemblages*



**I.1. INTRODUCTION :**

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

**I.2 Assemblage des éléments de la ferme:**

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

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants	Montants de rive
Effort (KN)	306.69	403.20	139.82	87.90	87.90
Section	2L(120X12X10)	2L(120X12X10)	2L(90X9X10)	2L(60X6X10)	2L(80X80X10)

**Tableau VI-1 :** Efforts dans les éléments de la ferme

**N.B :** les derniers montants de la ferme seront substitués par 2L(80X80X10) pour des raisons constructives.

Les éléments de la ferme sont constitués de doubles cornières d'où l'effort repris par chaque cornière est  $F/2$ .

**I.2.1 Pré dimensionnement du gousset :**

L'épaisseur est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

**Tableau VI-2 :** Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué

Donc on choisit  $e = 10\text{mm}$ .

**I.2.2 Pré dimensionnement de la gorge :**

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

Avec :

$t_{max}$ : Épaisseur maximal des pièces assemblées.

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants	Montants de rive
$t_{max}$ (mm)	12	12	10	10	10
$a$ (mm)	$3mm \leq a \leq 8mm$	$3mm \leq a \leq 8mm$	$2.75mm \leq a \leq 7mm$	$2.75mm \leq a \leq 7mm$	$2.75mm \leq a \leq 7mm$

Tableau VI-3 : Gorges moyenne de la soudure

(Annexe 7)

1.2.3 Les longueurs de soudures :

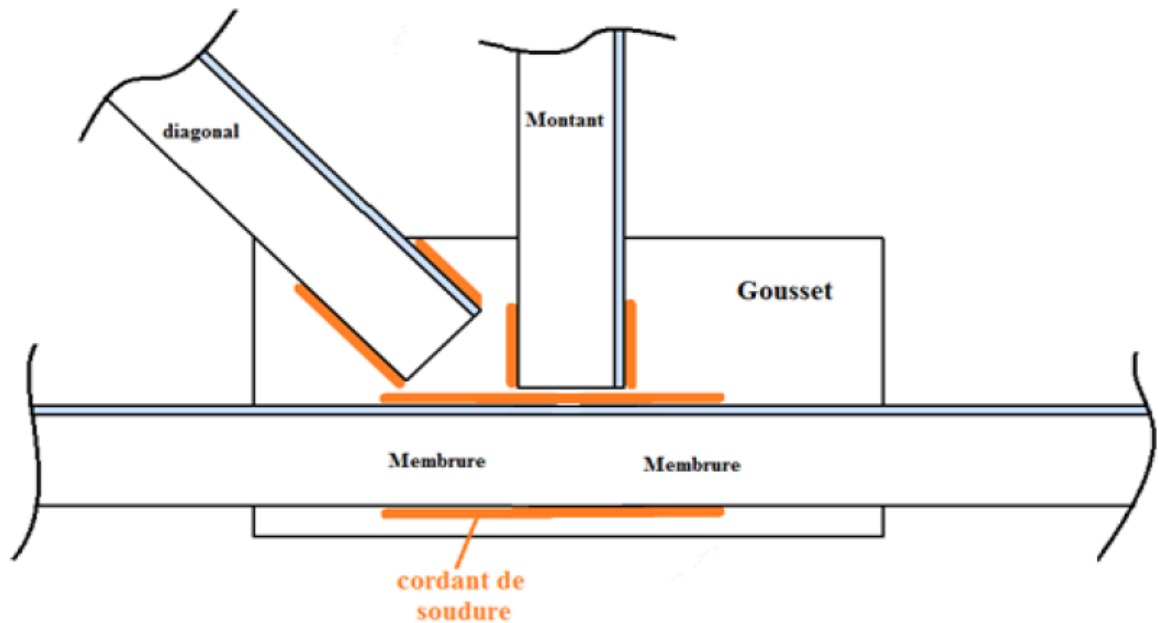


Figure VI-1 : Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme

Les longueurs de soudure sont calculées comme suit:

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

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

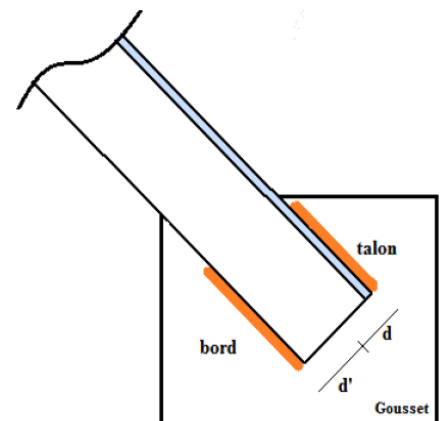


Figure VI-2 : Longueurs de soudures

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

Elément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorge (mm)
		$d'(cm)$	$d(cm)$	$L_{talon}(cm)$	$L_{bord}(cm)$	
Membrures supérieures	2L(120X12X10)	8.6	3.4	11	4.2	5
Membrures inférieures	2L(120X12X10)	8.6	3.4	14	5.5	5
Diagonales	2L(90X9X10)	6.49	2.54	6.1	2.4	4
Montants	2L(60X6X10)	4.31	1.69	3.8	1.5	4
Montants De rive	2L(80X8X10)	5.66	2.34	4	1.6	4

Tableau VI-4: dimension des cordons de soudure

**I.3 Assemblage poteau – ferme : (HEA700-2L(80X8X10)) :**

**I.3.1 Disposition des boulons :**

Pour des raisons constructives, on change les montants qui sont assemblés aux poteaux par 2L(80X8X10).

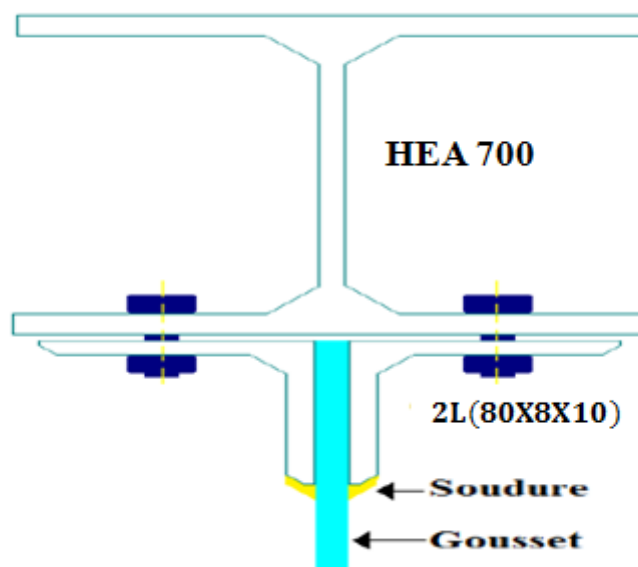


Figure VI-3 : Détail assemblage ferme – poteau



On considérera forfaitairement 10 rangés de boulons M16 de classe 8.8 (Boulons HR);

$d_0 = 18\text{mm}$ , 2L (80x10)  $t=8\text{mm}$ , de longueur = 100cm.

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 < e_2 \end{cases} \text{ D'où } \begin{cases} 21.6\text{mm} \leq e_1 \leq 96\text{mm} \\ 39.6\text{mm} \leq p_1 \leq 112\text{mm} \\ e_2 > 27\text{mm} \end{cases}$$

Soit :

$$\begin{cases} e_1 = 55\text{mm} \\ p_1 = 65\text{mm} \\ e_2 = 30\text{mm} \end{cases}$$

❖ **L'ELU**: CAS ( $G + 1.5 WS1$ )

$$\begin{cases} M_u = 207.46\text{KN.m} \\ V_u = 62.97\text{KN} \end{cases}$$

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

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

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

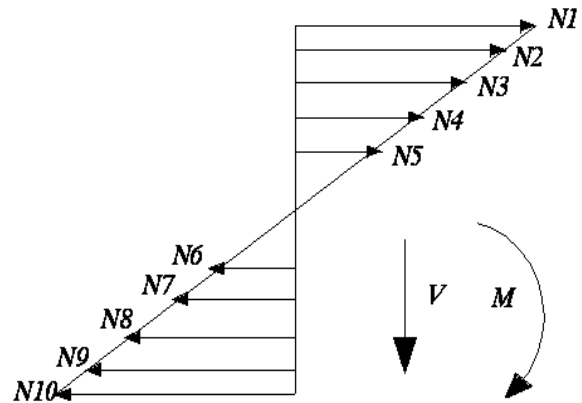


Figure VI-4 : Distribution des efforts

$$\begin{cases} d_1 = 94.5\text{cm} \\ d_2 = 88\text{cm} \\ d_3 = 81.5\text{cm} \\ d_4 = 75\text{cm} \\ d_5 = 68.5\text{cm} \end{cases}$$

$$N_1 = \frac{207.46 \times 0.945}{0.945^2 + 0.88^2 + 0.815^2 + 0.75^2 + 0.685^2}$$

$N_1 = 58.29\text{KN}$  Effort de traction sur le boulon le plus sollicité.

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

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

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

$$V_{sd} = \frac{62.97}{20 \times 1} = 3.15 \text{KN}$$

### I.3.2 Vérifications :

#### I.3.2.1 Vérification des boulons soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction :

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

$$F_{s,Rd} = K_s n \mu (F_{p,cd} - 0.8 F_{t,sd}) / \gamma_{ms} \quad [1]$$

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

- $F_{p,cd}$  : Effort de précontrainte
- $f_{ub}$  : Résistance ultime du boulon de classe 8.8 (haute résistance)  $f_{ub} = 800 \text{MPa}$  :
- $A_s$ : Section résistante de la partie filetée.
- $\gamma_{ms}$ : Coefficient de sécurité,  $\gamma_{ms} = 1.25$
- $K_s$ : Facteur de forme ; trous nominaux  $K_s = 1$
- $n$ : Nombre de plan de contact  $n = 1$
- $\mu$  : Coefficient de frottement surface brossée  $\mu = 0.3$

$$V_{Rd} = 9.91 \text{KN} > V_{sd} = 3.15 \text{KN}$$

*Condition vérifiée*

#### I.3.2.2 Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{mb} \quad [1]$$

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

$$M16 \Rightarrow d_m = 24.58 \text{mm}$$

- $t_p$  : L'épaisseur de la cornière  $t_p = 8 \text{mm}$
- $f_u$  : La limite de rupture,  $f_u = 360 \text{MPa}$

$$F_{t,sd} = 58.29 \text{KN}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \times \pi \times 24.58 \times 8 \times \frac{360}{1.25} = 106.75 \text{KN}$$

$$F_{t,sd} = 58.29 \text{KN} < B_{p,Rd} = 106.75 \text{KN}$$

*Condition vérifiée*

**I.3.2.3 Vérification à La pression diamétrale :**

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$V_{sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u dt_p / \gamma_{mb} \quad [1]$$

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

$$\alpha = 0.95$$

$$F_{b,Rd} = 87.55KN$$

$$V_{sd} = 3.15KN < F_{b,Rd} = 87.55KN$$

*Condition vérifiée*

**I.3.2.4 Vérification de l'assemblage long :**

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

$$\text{La longueur de l'assemblage est : } L_j = 1000 - (2 \times 55) = 890mm$$

$$15 \times d = 15 \times 16 = 240mm$$

$$L_j = 890mm > 15 \times d = 240mm \quad \Rightarrow \text{Assemblage long}$$

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

$$B_{Lf} = 1 - \left( \frac{L_j - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left( \frac{890 - 240}{200 \times 16} \right) = 0.79 \quad [1]$$

$$\Rightarrow V_{Rd} = 0.79 \times 9.91 = 7.90KN$$

$$V_{Rd} = 7.90KN > V_{sd} = 3.15KN$$

*Condition vérifiée*

**I.4 Assemblage des trois tronçons de la ferme :****I.4.1 Détail d'assemblage du couvre joint :**

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

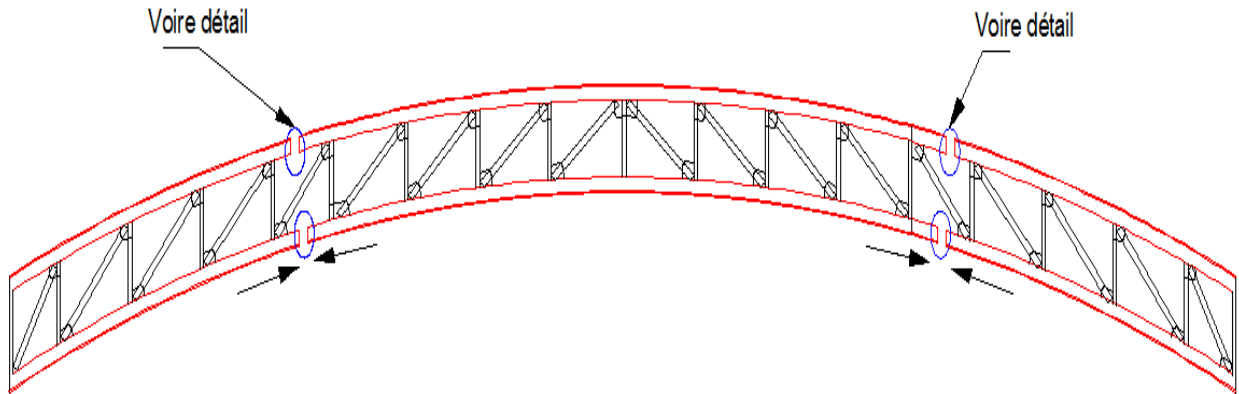


Figure VI-5 : Assemblage des trois tronçons de la ferme

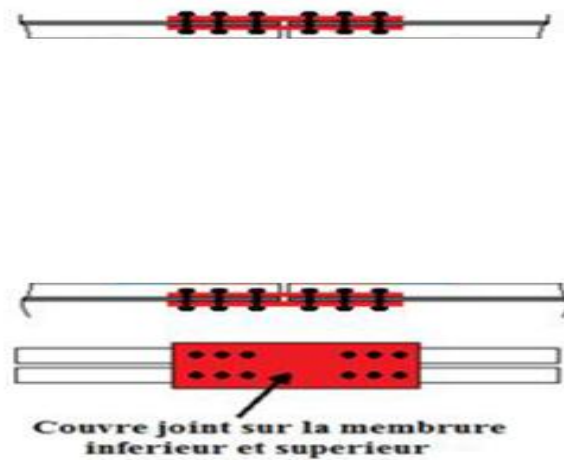


Figure VI-6 : Détail d'assemblage des trois tronçons de la ferme

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

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

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \quad \begin{cases} 15.6mm \leq e_1 \leq 144mm \\ 28.6mm \leq p_1 \leq 168mm \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_1 = 75mm \\ p_1 = 95mm \end{cases}$$

❖ **L'ELU** : CAS (G + 1.5 WS1)

Le moment est tiré à partir du logiciel ROBOT qui vaut :

$$M_u = 135.25KN.m$$

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

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

$$N_{max} = \frac{M_{max}}{h} = \frac{135.25}{1} = 135.25KN$$

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

$$F_{v,sd} = \frac{N_{max}}{n \times p} = \frac{135.25}{12 \times 2} = 5.63KN$$

#### **I.4.2 Vérifications :**

##### **I.4.2.1 Vérification de l'assemblage long :**

La longueur du couvre joint est 625mm

La longueur de l'assemblage est :  $L_j = 625 - (2 \times 75) = 475mm$

$$15 \times d = 15 \times 12 = 180mm$$

$$L_j = 475mm > 15 \times d = 180mm \quad \Rightarrow \text{Assemblage long}$$

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

$$B_{Lf} = 1 - \left( \frac{L_j - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left( \frac{475 - 180}{200 \times 12} \right) = 0.87$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 0.87 \times 5.63 = 4.93KN$$

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

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

$$V_{Rd} = 20.23KN > V_{sd} = 4.93KN$$

**Condition vérifiée**

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

##### **I.4.2.2 Vérification à La pression diamétrale :**

Il faut vérifiée la condition suivante :

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

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

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 103.68KN$$

$$V_{sd} = 4.93KN < F_{b,Rd} = 103.68KN$$

*Condition vérifiée*

### I.4.2.3 Rupture de la section nette :

[1]

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

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

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (120 - 13) \times 12 = 1284mm^2$$

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

$$A_2 = 2750 - (13 \times 12) - 1284$$

$$A_2 = 1310mm^2$$

$$\zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 1284}{3 \times 1284 + 1310} = 0.746$$

$$A_{nett} = 2(1284 + 0.746 \times 1310)$$

$$A_{nett} = 4522.52mm^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 4522.52 \times \frac{360}{1.25} = 1172.23KN$$

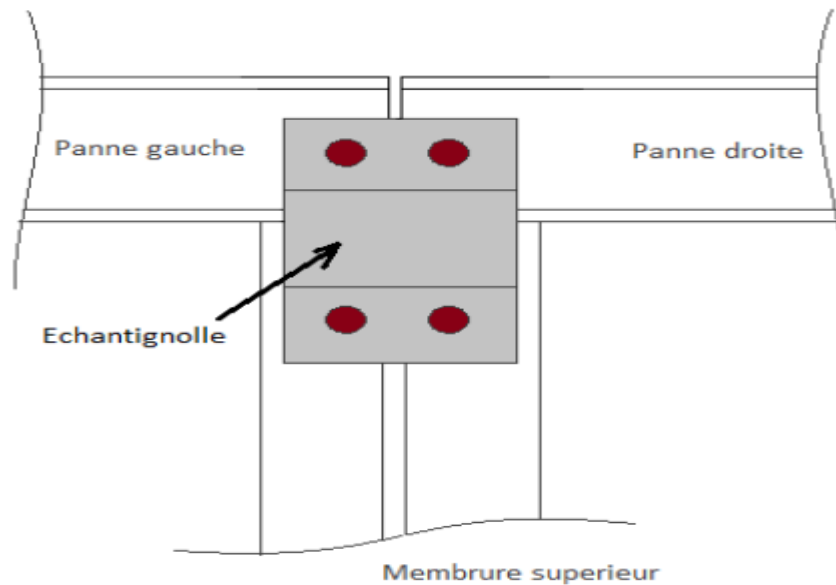
$$N_{u,Rd} = 1172.23KN > F_{v,sd} = 135.25KN$$

*Condition vérifiée*

## I.5 Assemblage de l'échantignolle :

### I.5.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle :

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec  $R_{Vz}/2$  (chaque boulon reprend une seule panne). Voir schéma statique de l'échantignolle (**figure III.6 chapitre III**).



**Figure VI-7 :** Vue de face de l'échantignolle

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

$R_{Vz \text{ max}} = 15.64 \text{ KN}$  est l'effort due au vent (voir évaluation des charges chapitre III du calcul de l'échantignolle)

$$N_{u,Rd} = \frac{0.5A_s f_u}{\gamma_{mb}} = 0.5 \times 84.3 \times \frac{600}{1.25} = 20.23 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = 20.23 \text{ KN} > \frac{15.64}{2} = 7.82 \text{ KN}$$

*Condition Vérifiée*

### 1.5.2 Assemblage de l'échantignolle sur la membrure

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

$$V_z = -15.64 \text{ KN}$$

$$V_y = 0.50 \text{ KN}$$

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

Il faut vérifiée que :

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

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

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9A_s f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 84.3 \times 600}{1.5} = 36.41 \text{KN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5A_s f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0.5 \times 84.3 \times 600}{1.25} = 20.23 \text{KN}$$

$$\left( \frac{0.25}{20.23} + \frac{7.82}{1.4 \times 36.41} \right) = 0.16 \leq 1$$

$$7.82 \text{KN} \leq 36.41 \text{KN}$$

*Condition Vérifiée*

### **I.6 Assemblages des palées de stabilité:**

Profilés : Cornière 2L 90 × 9 × 10

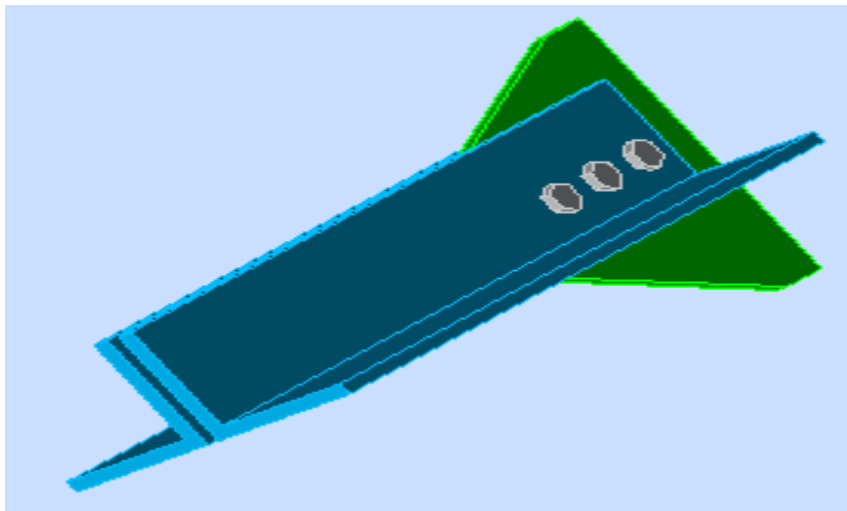
L'effort tiré à partir du logiciel ROBOT est :

$$N_{sd} = 285.13 \text{KN}$$

Soit des boulons HR 8.8 →  $\begin{cases} f_{ub} = 800 \\ f_{yb} = 640 \end{cases}$

L'épaisseur du gousset a = 10mm

#### **I.6.1 Dimensionnement de l'assemblage palée-gousset:**



**Figure VI-8 :** Vue de l'assemblage palée-gousset

Distribution de  $N_{sd}$  sur les boulons :

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



$$F_{v,sd} = \frac{285.13}{3 \times 2} = 47.52 \text{ KN}$$

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

Condition de résistance du boulon au cisaillement :

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

$$F_{v,sd} \leq \frac{0.5 A_s f_{ub}}{\gamma_{mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{v,sd}}{0.5 \times f_{ub}} = \frac{1.25 \times 47.52}{0.5 \times 800} = 148.50 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 148.50 \text{ mm}^2$$

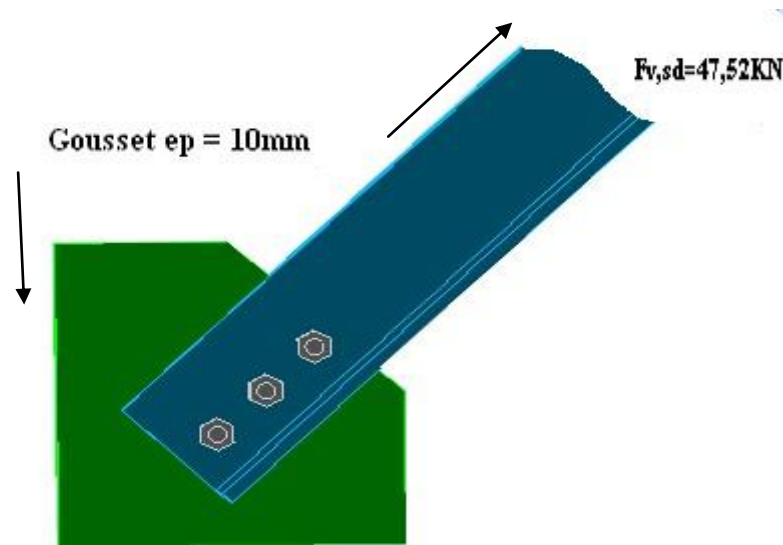
On adopte des boulons de type M16 avec  $A_s = 157 \text{ mm}^2$

### I.6.2 Vérifications :

#### I.6.2.1 Vérification de la pression diamétrale:

a) Sur la cornière :

$$F_{v,sd} = 47.52 \text{ KN}$$



**Figure VI-9** Détail de l'assemblage gousset-palée

Il faut vérifier la condition suivante :

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

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

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 < e_2 \end{cases} \quad \begin{cases} 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 144 \text{ mm} \\ 39.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 168 \text{ mm} \\ e_2 > 27 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_1 = 80\text{mm} \\ p_1 = 100\text{mm} \\ e_2 = 30\text{mm} \end{cases} \Rightarrow \alpha$$

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

$$F_{v,sd} = 47.52\text{KN} < F_{b,Rd} = 138.24\text{KN}$$

*Condition vérifiée*

**b) Sur le gousset :**

Il faut vérifier la condition suivante :

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

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{285.13}{3} = 95.04\text{KN}$$

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

$$F_{v,sd} = 95.04\text{KN} < F_{b,Rd} = 115.20\text{KN}$$

*Condition vérifiée*

**c) Rupture de la section nette de la cornière :**

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

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

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (90 - 18) \times 9 = 648\text{mm}^2$$

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

$$A_2 = 3100 - (18 \times 9) - 648$$

$$A_2 = 2290\text{mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 648}{3 \times 648 + 2290} = 0.46$$

$$A_{nett} = 2(648 + 0.46 \times 2290)$$

$$A_{nett} = 3398.86\text{mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 3398.86 \times \frac{360}{1.25} = 880.98\text{KN}$$

$$N_{u,Rd} = 880.98\text{KN} > F_{v,sd} = 285.13\text{KN}$$

*Condition vérifiée*

**I.6.2.2 Vérification des cordons de soudure gousset-poteau :**

On doit vérifiée :  $\frac{F_{v,sd}}{2} \leq a \times l \times \frac{f_u/\sqrt{3}}{\gamma_{mw} \times \beta_w}$

**a) Pré dimensionnement de la gorge :**

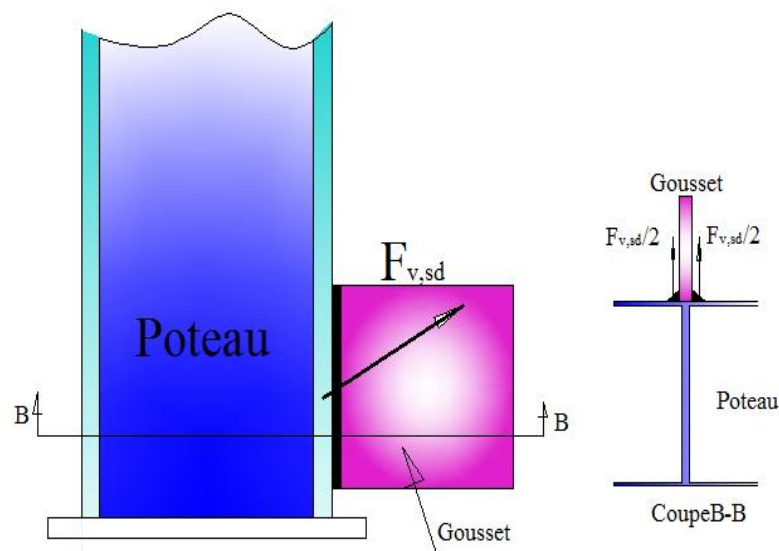
L'épaisseur de la semelle du poteau  $t_f = 16mm$

L'épaisseur du gousset  $t_g = 10mm$

L'épaisseur la plus mince est :  $t_g = 10mm$

$$2.75mm \leq a \leq 7mm$$

$$\Rightarrow a = 5mm$$

**b) Calcul de la longueur du cordon :**

**Figure VI-10** : Détail d'assemblage gousset-poteau

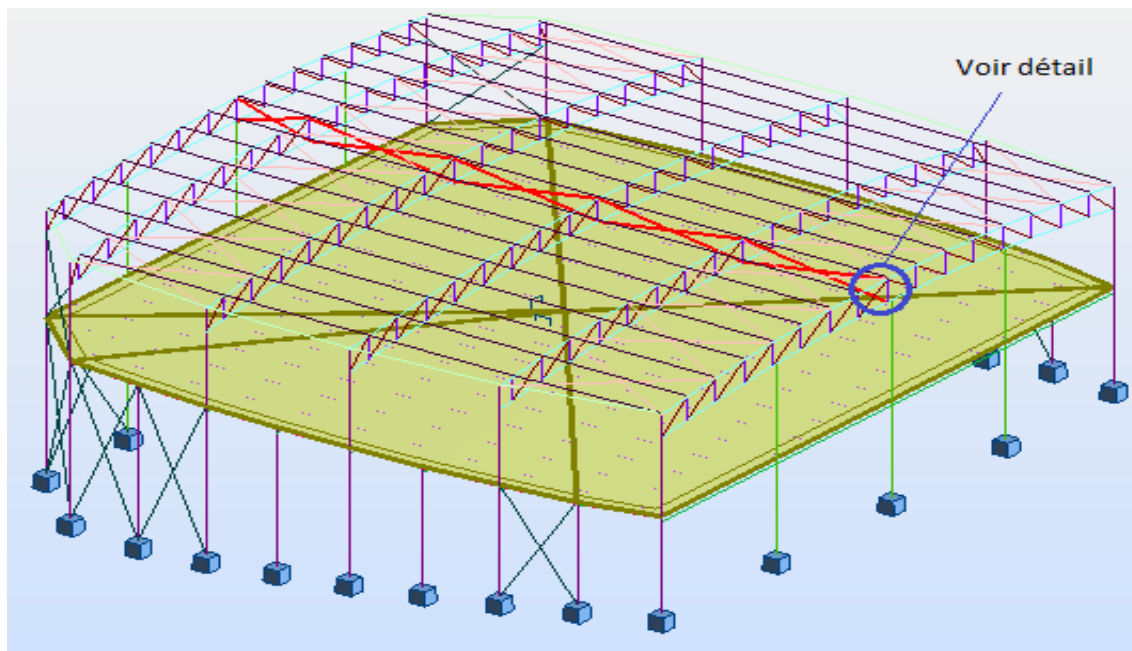
$$l \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{mw} \times \beta_w}{2 \times a \times \frac{f_u}{\sqrt{3}}}$$

$$\gamma_{mw} = 1.25 \quad (\text{assemblage soudé})$$

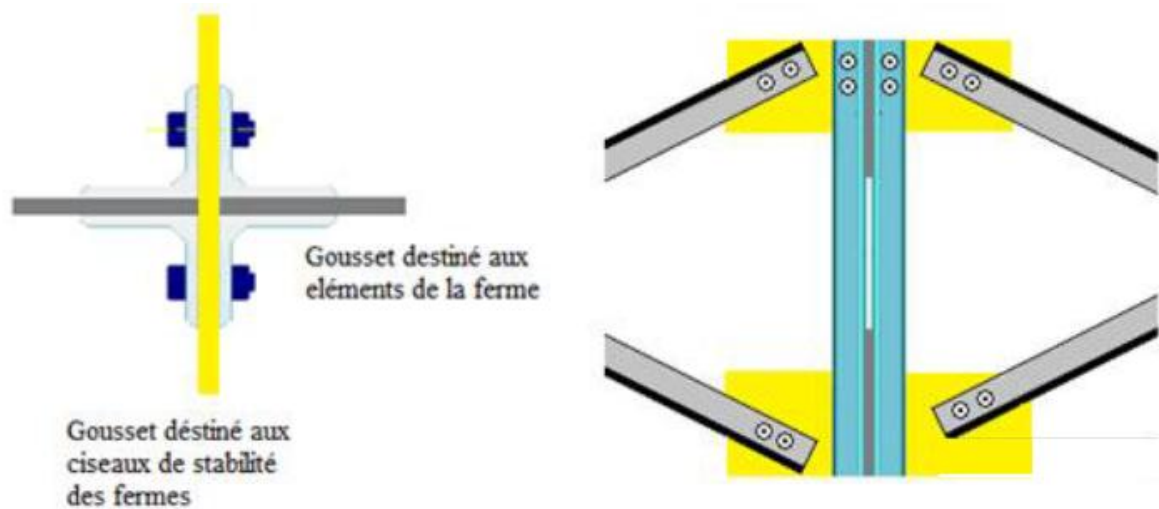
$$\beta_w = 0.8 \quad (f_u = 360MPa)$$

$$l \geq \frac{285.13 \times 10^3 \times 1.25 \times 0.8}{2 \times 5 \times \frac{360}{\sqrt{3}}} = 137.20mm$$

On opte pour,  $l = 14 \text{ cm}$

I.7 Assemblages des ciseaux de stabilité des fermes :

**Figure VI-11 :** Repérage des ciseaux de stabilité en vue 3D



**Figure VI-12 :** Détail de l'assemblage des ciseaux de stabilité des fermes

I.7.1 Dimensionnement de l'assemblage

Les barres constituées de 2L (50x5x10), sont soumises uniquement aux efforts de traction ou compression, se qui se traduit en effort de cisaillement dans les boulons.

$$N_{max} = 34.21KN$$

On utilisera des boulons ordinaires M10 de classe 6.8 a fin de réaliser une articulation.

$$f_{ub} = 600MPa$$

Boulon M10,  $A_s = 0,58 \text{ cm}^2$

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

$$V_{Rd} = 0.5 \times 600 \times \frac{58}{1.25} = 13.92 \text{ KN}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est:

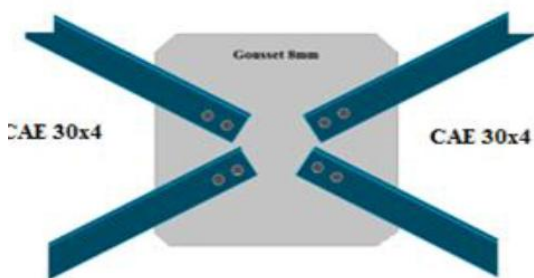
$$F_{v, sd} = \frac{N_{max}}{n \times p}$$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

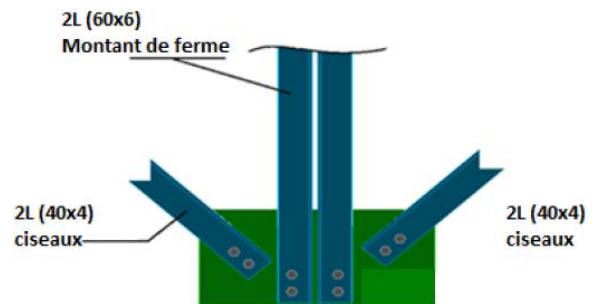
$$F_{v, sd} \leq V_{Rd} \Rightarrow n \geq \frac{N_{max}}{p \times V_{Rd}} = \frac{34.21}{2 \times 13.92} = 1.22$$

Soit  $n=2$  Boulons.

Donc on opte pour un gousset de 10mm et 2 boulons M10 de classe 6.8



**Figure VI-13 :** Assemblages des ciseaux entre les fermes



**Figure VI-14:** Assemblages des ciseaux à l'avant dernière ferme

• **Disposition des boulons:**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1.2d_0 \\ e_1 \leq 12t_{max} \text{ ou } 150\text{mm (max)} \\ p_1 \geq 2.2d_0 \\ p_1 \leq 14t_{max} \text{ ou } 200\text{mm (max)} \\ e_2 \geq 1.5d_0 \\ e_2 \leq 12t \text{ ou } 150\text{mm (max)} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 13.2\text{mm} \leq e_1 \leq 120\text{mm} \\ 24.2\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm} \\ e_2 > 16.5\text{mm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = 60\text{mm} \\ p_1 = 80\text{mm} \\ e_2 = 20\text{mm} \end{array} \right.$$

**I.7.2 Vérifications :****a) - Pression diamétrale :**

Il faut vérifier la condition suivante :

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

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

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 1 \times 360 \times 10 \times \frac{6}{1.25} = 43.2 \text{KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{34.21}{4} = 8.55 \text{KN}$$

$$F_{v,sd} = 8.55 \text{KN} < F_{b,Rd} = 43.2 \text{KN}$$

**Condition vérifiée**

**b) - Rupture de la section nette**

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

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

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (50 - 11) \times 5 = 195 \text{mm}^2$$

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

$$A_2 = 960 - (11 \times 5) - 195$$

$$A_2 = 710 \text{mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 195}{3 \times 195 + 710} = 0.45$$

$$A_{nette} = 2(195 + 0.45 \times 710)$$

$$A_{nette} = 1031.46 \text{mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 1031.46 \times \frac{360}{1.25} = 267.35 \text{KN}$$

$$N_{u,Rd} = 267.35 \text{KN} > F_{v,sd} = 34.21 \text{KN}$$

**Condition vérifiée**

**I.8 Assemblage poteau-poutre maîtresse**

On calculera l'assemblage le plus sollicité

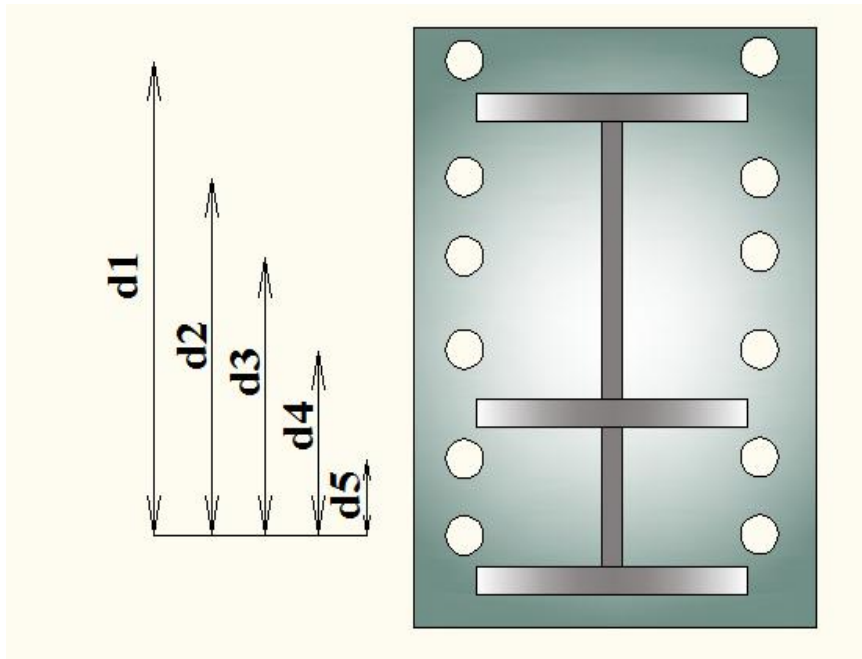
$$\begin{cases} M = 1008.85 \text{ KN.m} \\ V = 580.85 \text{ KN} \end{cases}$$

### I.8.1 Assemblage poteau-platine:

#### a) Déterminations des efforts dans les boulons :

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliqués se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$\begin{cases} d_1 = 100 \text{ cm} \\ d_2 = 80 \text{ cm} \\ d_3 = 60 \text{ cm} \\ d_4 = 40 \text{ cm} \\ d_5 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$



**Figures VI.15 :** Assemblage platine-poteau

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^5 d_i^2} = \frac{1008.85 \times 1}{1^2 + 0.8^2 + 0.6^2 + 0.4^2 + 0.2^2}$$

$$N_1 = 458.56 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \times d_2}{d_1} = \frac{458.56 \times 0.8}{1}$$

$$N_2 = 336.85 \text{ KN}$$

$$N_3 = 220.11 \text{ KN}$$

$$N_4 = 80.04 \text{ KN}$$

$$N_5 = 17.61 \text{ KN}$$

**b) Pré dimensionnement des boulons:**

Le pré dimensionnement des boulons repose sur le principe qu'il faut empêcher le découlement des plaques platine semelle du poteau au niveau de la rangée supérieur la plus tendue.

$$N_1 \leq n \times F_p \dots \dots \dots (1) \text{ Et } F_p = 0.7A_s f_{ub} \dots \dots \dots (2)$$

$F_p$  : Force de précontrainte

$n$  : Le nombre de boulons par rangée

$$f_{ub} = 1000 \text{ MPa (Boulon de classe 10.9)}$$

De (1) et (2) on aura :

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times n \times f_{ub}} = \frac{458.56 \times 10^3}{0.7 \times 2 \times 1000} = 327.54 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 327.54 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{On opte pour des boulons M24 soit } A_s = 353 \text{ mm}^2$$

**c) Vérification au moment:**

$$N_{t,Rd} = 0.7 \times n \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 2 \times 353 \times 1000$$

$$N_{t,Rd} = 494.2 \text{ KN}$$

$$M_{Rd} = \frac{N_{t,Rd} \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{494.2 \times (1^2 + 0.8^2 + 0.6^2 + 0.4^2 + 0.2^2)}{1}$$

$$M_{Rd} = 1082.84 \text{ KN.m}$$

$$M = 1008.85 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 1082.84 \text{ KN.m}$$

*condition vérifiée*

**d) Vérification au cisaillement plus traction dan chaque boulon:**

Avec  $n = 12$  boulons

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n} = \frac{580.85}{12} = 48.40 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :



$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = K_s \times \mu \times n \times \left( \frac{F_p - 0.8 \times \frac{N_1}{2}}{\gamma_{ms}} \right)$$

$$F_{v,Rd} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \left( \frac{247.1 - 0.8 \times \frac{458.56}{2}}{1.25} \right)$$

$$F_{v,Rd} = 15.28 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 48.40 \text{ KN} > F_{v,Rd} = 15.28 \text{ KN}$$

**condition non vérifiée**

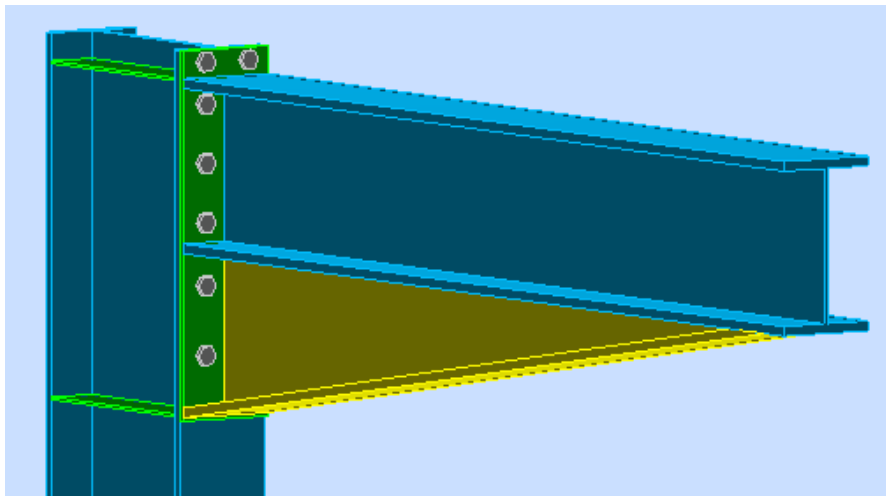
On augmente la section des boulons à M30  $\Rightarrow A_s = 561 \text{ mm}^2$

$$F_p = 0.7 A_s f_{ub} = 392.7 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 50.22 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 50.22 \text{ KN} > F_{v,sd} = 48.40 \text{ KN}$$

## 2) Assemblage platine poutre



**Figures VI.16** : Vue 3D de l'assemblage poteau-sommier

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure.

$$\begin{cases} M = 1008.85 \text{ KN.m} \\ V = 580.85 \text{ KN} \\ N = 728.87 \text{ KN} \end{cases}$$

### a) Epaisseur de la platine:

Soit  $t = 30 \text{ mm}$

### b) gorge reliant l'âme:

$$3mm \leq a \leq 0.5t \Rightarrow 3mm \leq a \leq 7.25mm$$

Donc soit  $a = 5mm$

c) **gorge reliant la semelle:**

$$3mm \leq a \leq 0.5t \Rightarrow 3mm \leq a \leq 14mm$$

Soit  $a = 7mm$

d) **Distribution des efforts sur les différents cordons:**

❖ **cordon âme platine:**

Chaque cordon reprend  $\frac{V}{2} = \frac{580.85}{2} = 290.425 \text{ KN}$

$$L = h - 2tf = 444 \text{ mm}$$

$$F_{w,sd} \leq F_{w,Rd} = aL f_u / (\beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3}) \Rightarrow L \geq \frac{F_{w,sd} \times \beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3}}{a f_u}$$

$$L \geq \frac{0.29 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{5 \times 10^{-3} \times 360} = 27.90 \text{ cm}$$

$$L = 44.4 \text{ cm} < 27.90 \text{ cm}$$

**condition vérifié**

❖ **cordon semelle:**

$$L = 2b - 2tw = 571mm$$

$$F_{w,sd} \leq F_{w,Rd} = aL f_u / (\beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3}) \Rightarrow L \geq \frac{F_{w,sd} \times \beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3}}{a f_u}$$

$$L \geq \frac{0.728 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{7 \times 360} = 50.03 \text{ cm}$$

$$L = 57.1cm \geq 50.03 \text{ cm}$$

**condition vérifiée**

**I.8 Assemblage poutre – solive :**

Les solives sont articulées aux poutres porteuses par des cornières d'attache

L'effort tranchant 'V' repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

$$V = 34.27KN$$

**I.8.1 Choix des boulons:**

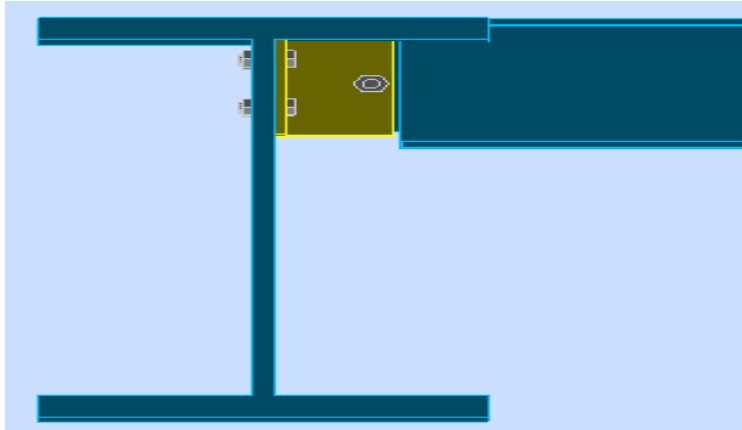
a) **Coté solive :**

$$F_p = 0.7 \times n \times f_{ub} \times A_s$$

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F \times \gamma_{ms}}{n_b \times K_s \times n \times \mu \times 0.7 \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{34.27 \times 1.25 \times 10^3}{4 \times 1 \times 1 \times 0.3 \times 0.7 \times 800} = 63.74 \text{mm}^2$$

On choisit des boulons M12 de classe 8.8 avec  $A_s = 84.3 \text{mm}^2$



*Figures VI.17 : Assemblage solive-sommier*

**b) Coté poutre porteuse:**

Soit un boulon M12 de classe 8,8 ( $A_s = 84.3$ ) avec une cornière L(80\*80\*8)

**I.8.2 Disposition constructive**

Distance entre axes des boulons:

$$\left\{ \begin{array}{l} p_1 = 60 \text{mm} \\ p_2 = 80 \text{mm} \\ e_1 = 40 \text{mm} \\ e_2 = 40 \text{mm} \end{array} \right.$$

**I.8.3 Vérification des boulons :**

**a) Poutre porteuse:**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{47.21}{1.25} = 11.33 \text{KN}$$

$$\frac{F}{n_b} = 8.56 \text{KN} < 11.33 \text{KN}$$

**Condition vérifiée**

b) Solve :

$$\frac{F_v}{n_b} = \frac{34.27}{2} = 17.13 \text{ KN}$$

$$F' = 2 \times 11.33 = 22.66 \text{ KN}$$

$$\frac{F_v}{n_b} = 17.13 \text{ KN} < 22.66 \text{ KN}$$

*Condition vérifiée*

### I.9 Assemblage poutre au vent :

#### I.9.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales [ 2L(70 × 7 × 10)] les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.  $N = 39.37 \text{ KN}$

On utilise des boulons ordinaires M12 de classe 6.8 soumis au cisaillement d'où:

$$F_{v,Rd} = 0.5A_s f_{ub} / \gamma_{m0}$$

$$F_{v,Rd} = 0.5 \times 84.3 \times 600 / 1.25$$

$$F_{v,Rd} = 20.23 \text{ N}$$

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

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} \Rightarrow n \geq \frac{N}{F_{v,Rd}} = \frac{39.37}{20.23}$$

$$n \geq 1.94 \text{ boulons}$$

On prend  $n = 2$  boulons

#### I.9.1.1 Disposition des boulons:

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{max} \text{ ou } 150\text{mm (max)} \end{cases} \quad \begin{cases} e_2 \geq 1.5d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{max} \text{ ou } 150\text{mm (max)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p_1 \geq 2.2d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{max} \text{ ou } 200\text{mm (max)} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} e_1 = 80\text{mm} \\ e_2 = 50\text{mm} \\ p_1 = 80\text{mm} \end{cases}$$

#### I.9.1.2 Vérifications

**a) - Pression diamétrale :**

$$F_{p,Rd} = 2.5 \times \alpha \times d_m \times t \times f_u / \gamma_{ms}$$

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

$$F_{p,Rd} = 2.5 \times 1 \times 20.5 \times 10 \times 360 / 1.25$$

$$F_{p,Rd} = 147.6 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 19.685 \text{ KN}$$

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

*condition vérifiée***b) - Rupture de la section nette :**

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

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

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (70 - 13) \times 7 = 399 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1880 - (13 \times 7) - 399 = 1390 \text{ mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0.46$$

$$A_{nette} = 2(A_1 + \zeta A_2) = 2(399 + 0.46 \times 1390)$$

$$A_{nette} = 2084.30 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 2084.30 \times 360 / 1.25$$

$$N_{u,Rd} = 540.25 \text{ KN} > F_{v,sd}$$

*condition vérifiée***1.9.2 Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme :**

$$\text{On doit vérifiée : } \frac{F_{v,sd}}{2} \leq \alpha \times l \times \frac{f_u / \sqrt{3}}{\gamma_{mw} \times \beta_w}$$

$$\text{Avec } F_{v,sd} = N \times \sin \alpha$$

$$F_{v,sd} = 34.70 \text{ KN}$$

**1.9.2.1 Pré dimensionnement de la gorge :**

L'épaisseur de la cornière  $t_f = 7mm$

L'épaisseur du gousset  $t_g = 10mm$

L'épaisseur la plus mince est :  $t = 7mm$

$$2.75mm \leq a \leq 6mm$$

$$\Rightarrow a = 5mm$$

**1.9.2.2 Calcul de la longueur du cordon :**

$$l \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{mw} \times \beta_w}{2 \times a \times \frac{f_u}{\sqrt{3}}}$$

$\gamma_{mw} = 1.25$  (assemblage soudé)

$\beta_w = 0.8$  ( $f_u = 360MPa$ )

$$l \geq \frac{34.7 \times 10^3 \times 1.25 \times 0.8}{2 \times 5 \times \frac{360}{\sqrt{3}}} = 18.94mm$$

On opte pour  $l = 10$  cm

**1.10 Pieds de poteaux :****1.10.1 Introduction :**

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas on a deux types de pieds à calculer, les poteaux (HEA700) et les potelets (HEA280) qui sont encastés à leurs bases.

**1.10.2 Pieds de poteaux encastés (HEA700):**

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

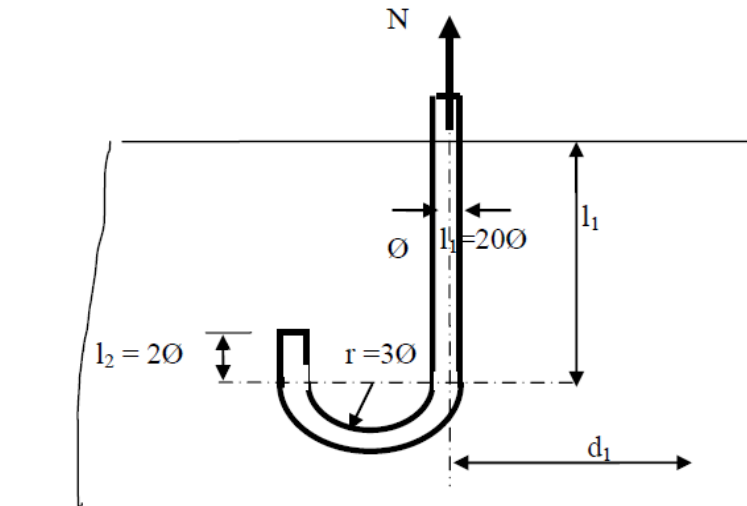
combinaison	N(KN)	My (KN.m)	Vy (KN)	Mz (KN.m)	Vz (KN)
1.35G+1.5Q	638.92	1604.49	34.47	46.96	449.72
G+Q+1.2EX	-112.29	-1629.12	-58.49	-65.5	-448.66

**Tableau VI-5:** Les sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

**I.10.2.1 Dimensionnement des tiges d'ancrages:**

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

$$N_t = 638.92 \text{ KN}$$



**Figure VI-18:** Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

$$h_p = 690 \text{ mm}$$

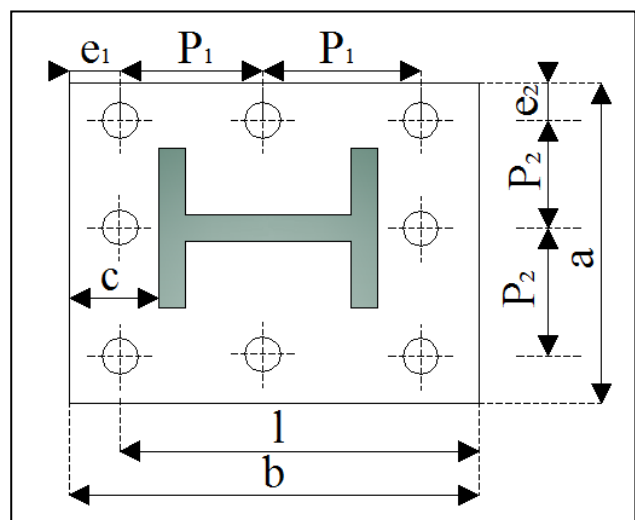
$$c = c' = 10 \text{ cm}$$

$$b = 890 \text{ mm}$$

$$a = b' + 2c'$$

$$b' = 300 \text{ mm}$$

$$a = 500 \text{ mm}$$



**Figure VI-19 :** dispositions constructives

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

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

Avec :

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

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

- $g_c$  : c'est le dosage en ciment du béton (KG/m<sup>3</sup>)

$$r = 3\varphi$$

$$l_2 = 2\varphi$$

$$l_1 = 20\varphi$$

$$\Rightarrow N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{\varphi}{\left( 1 + \frac{\varphi}{10} \right)^2} (20\varphi + 6.4 \times 3\varphi + 3.5 \times 2\varphi) \geq \frac{N_t}{8}$$

$$\Rightarrow \varphi \geq 2.87 \text{ cm}$$

On choisit pour le diamètre des tiges d'ancrage  $\varphi = 3 \text{ cm}$

#### 1.10.2.2 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{1604.49}{638.92} = 2.51 \text{ m}$$

$$h = 690 \text{ mm} \rightarrow \frac{h}{6} = 115 \text{ mm}$$

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

#### a) La position de l'axe neutre élastique :

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

Avec :

$$A = 14.13 \text{ cm}^2$$

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

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

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

#### b) Vérification vis-à-vis du risque de l'écrasement du béton :

Il faut vérifier la condition suivante :

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

Avec :

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



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

$$\sigma_b = \frac{2 \times 638.92 \times 10^3 \times 840}{410.7(450 - \frac{410.7}{3})890} = 9.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9.35 \text{ MPa} \leq f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification des tiges tendues :**

Il faut vérifier la condition suivante :

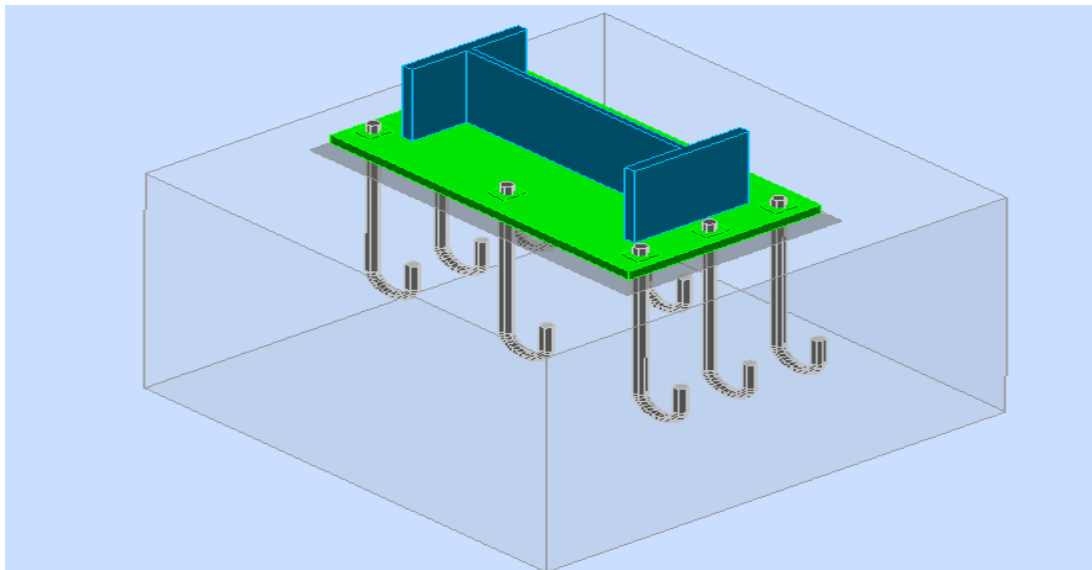
$$\sigma_a \leq \frac{f_e}{\gamma_s} = 204.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{(h - \frac{h'}{3})} \quad [2]$$

$$\sigma_a = \frac{638.92 \times 10^3}{14.13 \times 10^2} \times \frac{840 - 890 + \frac{410.7}{3}}{(890 - \frac{410.7}{3})}$$

$$\sigma_a = 52.17 \text{ MPa} < 204.34 \text{ MPa}$$

*condition vérifiée.*



**Figure VI-20 : vue 3D du pied de poteau encastré**

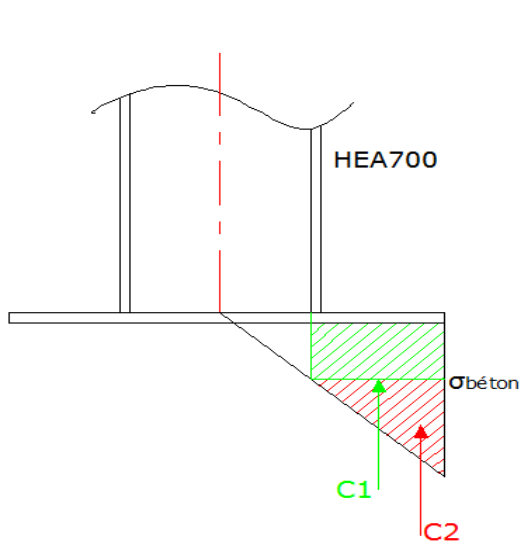
VI.10.2.3 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:

Figure VI-21 : Diagramme des contraintes

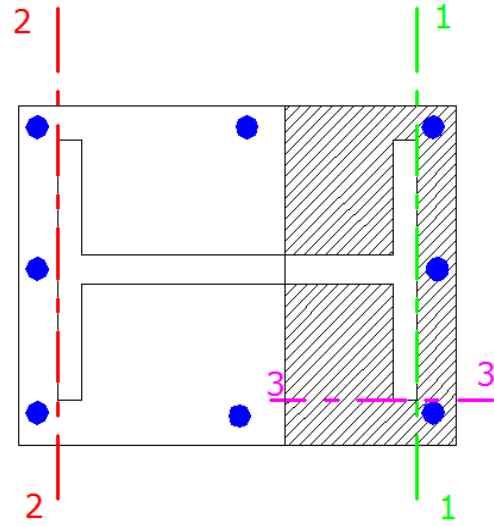


Figure VI-22 : les lignes de ruptures

a) Vérification dans la section 1-1:

$C_1$  : c'est la résultante du diagramme rectangulaire

$C_2$  : c'est la résultante du diagramme triangulaire

$$C_1 = 7.05 \times 100 \times 10 = 7.05 \text{ KN}$$

$$C_2 = \frac{2.29}{2} \times 100 \times 10 = 1.145 \text{ KN}$$

$$M_{\text{pliage}} = C_1 \times \frac{0.1}{2} + C_2 \times \frac{0.1}{3}$$

$$M_{\text{pliage}} = 0.390 \text{ KN.m}$$

$$M_{el} = W_{el} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{10 \times t^2}{6} \times \frac{235}{1}$$

$$M_{el} = 0.391 t^2$$

$$t^2 \geq \frac{M_{\text{pliage}}}{0.391}$$

$$t \geq 3.15 \text{ cm}$$

Soit :

$$t = 3.20\text{cm}$$

**b) Vérification dans la section 2-2:**

$$M_{\text{pliage}} = T \times e_T$$

$T$  : L'effort équilibré par l'ensemble des tiges tendues

$$T = 3 \times 79.86 = 239.58\text{KN}$$

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

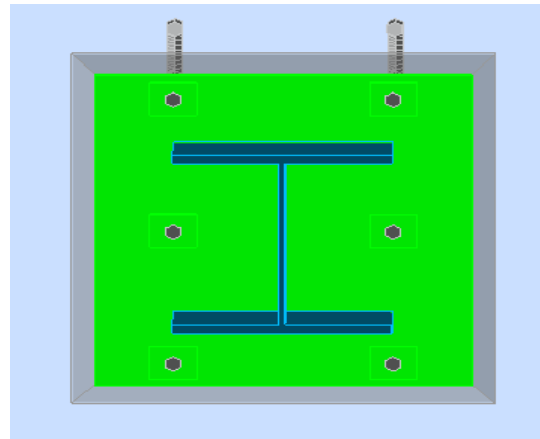
$$M_{\text{pliage}} = 11.98\text{KN.m}$$

$$M_{el} = 3.92 \times b \times t^2$$

$$M_{el} = 274.4t^2 \text{ KN.cm}$$

$$t \geq 2.09 \text{ cm}$$

Soit :  $t = 2.10\text{cm}$



**Figure VI-23** : Vue d'en haut du pied de poteau

**c) Vérification dans la section 3-3:**

$$M_{\text{pliage}} = \sigma_b \times 100 \times 10 = 9.34 \times 100 \times 10$$

$$M_{\text{pliage}} = 46.7\text{KN.cm}$$

$$M_{el} = 3.92 \times t^2$$

$$t \geq 3.45 \text{ cm}$$

Soit :

$$t = 3.5\text{cm}$$

$$t = \max(t_i) = \max(3.5; 2.10; 3.20) \text{ cm}$$

Donc pour cet assemblage on adopte une platine d'épaisseur  $t = 3.5\text{cm}$

**I.10.3 Pieds de poteau encastrés (HEA280):**

$$\begin{cases} M = 125.66\text{KN.m} \\ N = 299 \text{ KN} \\ V = 62.90\text{KN} \end{cases}$$

$$N_{st} = \frac{N}{6} = 49.83\text{KN}$$

Diamètre des tiges :

$$\varphi \geq 2.14cm \text{ on prend } \varphi = 2.2cm$$

**I.10.3.1 Vérification des contraintes dans l'acier et le béton :**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{125.66}{299} = 0.42m$$

$$h = 420mm \rightarrow \frac{h}{6} = 70 \text{ mm}$$

$$e > \frac{h}{6}$$

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

a) **La position de l'axe neutre élastique :**

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

Avec :

$$A = 7.60 \text{ cm}^2$$

$$l = 430mm$$

$$h = 420 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow h' = 29.67 \text{ cm}$$

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

Il faut vérifier la condition suivante :

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

Avec :

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

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

$$\sigma_b = 5.61 \text{ MPa} \leq f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

*Condition vérifiée*

c) Vérification des tiges tendues :

Il faut vérifier la condition suivante :

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

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

$$\sigma_a = 133.42 \text{ MPa}$$

*Condition vérifiée*

I.10.3.2 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:a) Vérification dans la section 1-1:

$C_1$  : c'est la résultante du diagramme rectangulaire

$C_2$  : C'est la résultante du diagramme triangulaire

$$C_1 = 1.89 \times 100 \times 10 = 1.89 \text{ KN}$$

$$C_2 = \frac{3.72}{2} \times 100 \times 10 = 1.86 \text{ KN}$$

$$M_{\text{pliage}} = C_1 \times \frac{0.1}{2} + C_2 \times \frac{0.1}{3}$$

$$M_{\text{pliage}} = 0.1565 \text{ KN.m}$$

$$M_{el} = W_{el} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{10 \times t^2}{6} \times \frac{235}{1}$$

$$M_{el} = 0.391 t^2$$

$$t^2 \geq \frac{M_{\text{pliage}}}{0.391}$$

$$t \geq 2 \text{ cm}$$

Soit :

$$t = 2 \text{ cm}$$

b) Vérification dans la section 2-2:

$$M_{\text{pliage}} = T \times e_T$$

- $T$  : L'effort équilibré par l'ensemble des tiges tendues

$$T = 3 \times 49.83 = 149.49KN$$

$$e_T = 5cm$$

$$M_{pliage} = 7.47KN.m$$

$$M_{el} = 3.92 \times b \times t^2$$

$$M_{el} = 184.24t^2 KN.cm$$

$$t \geq 2.01 cm$$

Soit :  $t = 2.10cm$

**c) Vérification dans la section 3-3:**

$$M_{pliage} = \sigma_b \times 100 \times 10 = 5.61 \times 10$$

$$M_{pliage} = 56.1KN.cm$$

$$M_{el} = 3.92 \times t^2$$

$$t \geq 2.56 cm$$

Soit :

$$t = 2.6cm$$

$$t = \max(t_i)$$

Donc pour cet assemblage on adopte une platine d'épaisseur  $t = 2.6cm$

*Partie C- Etude des  
blocs en béton armé*

*CHAPITRE I*  
**CHAPITRE I**  
*Pré dimensionnement*  
**Pré dimensionnement**  
*des éléments structuraux*  
**des éléments structuraux**



**I. Pré dimensionnement des poutres et des poteaux :**

**I.1. Les poutres :**

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

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad [10]$$

$L_{max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

❖ **Vérification :**

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

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{RPA 99V 2003 Art 7.5.1}$$

**A. Les poutres principales :**

					Condition du RPA99/2003			
	$L_{max}(m)$	$h$ (cm)	$b$ (cm)	$\frac{h}{b}$				Observation
Bloc (B1)	6.25	55	30	1.83	$h \geq 30cm$	$b \geq 20cm$	$\frac{h}{b} \leq 4$	Vérifiée
Bloc (B2)	6.00	50	30	1.66				Vérifiée

**Tableau I.1 : Pré dimensionnement des poutres principales**

Donc on adopte pour les poutres principales les sections suivantes :

- Bloc (B1) : poutre ( $\mathbf{b \times h} = 30 \times 55 \text{ cm}^2$ )
- Bloc (B2) : poutre ( $\mathbf{b \times h} = 30 \times 50 \text{ cm}^2$ )

**B. Les poutres secondaires:**

					Condition du RPA99/2003			
	$L_{max}(m)$	$h$ (cm)	$b$ (cm)	$\frac{h}{b}$				Observation
Bloc (B1)	4.00	40	30	1.33	$h \geq 30cm$	$b \geq 20cm$	$\frac{h}{b} \leq 4$	Vérifiée
Bloc (B2)	4.20	40	30	1.33				Vérifiée

**Tableau I.2 : Pré dimensionnement des poutres secondaires**

Donc on adopte pour les poutres secondaires les sections suivantes :

- Bloc (B1) : poutre  $(b \times h) = 30 \times 40 \text{ cm}^2$
- Bloc (B2) : poutre  $(b \times h) = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

**I.2. Les poteaux :**

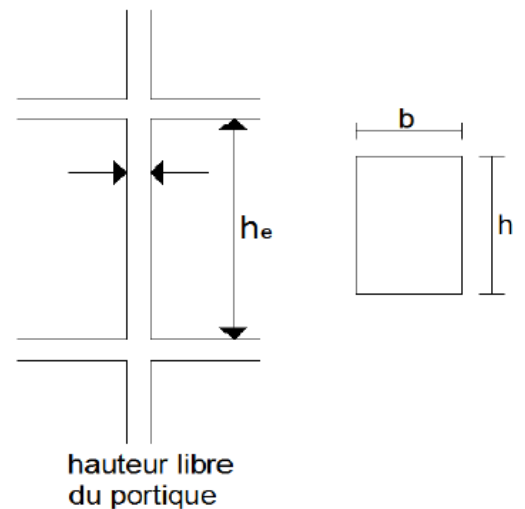
Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée et vérification au flambement.

Les calculs seront menés pour un poteau qui reprend les grandes surfaces. Le RPA 99 préconise en zone sismique **IIa** que Les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

$$D \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Zone IIa}$$

$$D \geq \frac{h_e}{15} \quad \text{RPA 99V 2003 Art 7.4.1}$$

$h_e$  : la hauteur libre de portique



**Figure I.1 : Coffrage des poteaux**

On adopte préalablement la section des poteaux :

	$h_e$ (m)	Diamètre choisi (cm)
Bloc (B1)	6.55	50
Bloc (B2)	3.95	40

**Tableau I.3 : dimensions adoptées**

❖ **Descente de charge :**

La descente de charges est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du haut vers le bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

❖ **Vérification des poteaux :**

Dans notre étude les efforts maximum sont tirés à partir du model ROBOT :

- Bloc (B1)  $\Rightarrow N_u = 216.86 \text{ KN}$
- Bloc (B2)  $\Rightarrow N_u = 569.67 \text{ KN}$

**A- Vérification à la compression simple :**

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6f_{c28} \quad \text{Avec } B: \text{ la section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{216.86 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.014 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.196 \text{ m}^2 > 0.014 \text{ m}^2$$

Vérifiée

**B- Vérification au flambement :**D'après le **BAEL 91** on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e \times A_s}{B \times \gamma_s} \right]}$$

 $B_r$  : Section réduite du béton. $A_s$  : Section des armatures. $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton. $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité des aciers $\alpha$  : coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .Le rapport  $\frac{A_s}{B} = 2\%$ 

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \Rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcul l'élanement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  $l_f$  : Longueur de flambement.  $l_f = 0.7l_0$  $l_0$  : Longueur du poteau $i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  $I$  : Moment d'inertie:  $I = \frac{\pi \times D^4}{64}$  (Section séculaire)

	$l_0$ (m)	$l_f = 0.7l_0$ (m)	$B$ (m <sup>2</sup> )	$I$ (m <sup>4</sup> )	$i$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$B_r$ (m <sup>2</sup> )
Bloc (B1)	6.85	4.79	0.196	$3.06 \times 10^{-3}$	0.125	38.32	0.68	0.181
Bloc (B1)	4.25	2.97	0.125	$1.25 \times 10^{-3}$	0.10	29.7	0.74	0.113

Tableau I.4 :vérification au flambement

- Bloc (B1) :  $B_r = 0.181 > 0.0125$
- Bloc (B2) :  $B_r = 0.113 > 0.0302$

Il n'y a aucun risque de flambement des poteaux

### I.3. Dimensions adoptées :

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Bloc (B1) : Poteaux circulaires de diamètre de 50cm
- Bloc (B2) : Poteaux circulaires de diamètre de 40cm

*CHAPITRE II*  
**CHAPITRE II**  
*Etude des éléments*  
***secondaires***

II.1 Pré dimensionnement du plancher :II.1.1 Introduction :

Un plancher est une aire généralement plane qui a trois fonctions principales :

- Limiter les étages
  - Supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation
  - L'isolation thermique et phonique.
- On distingue deux types de planchers :
- Plancher à corps creux
  - Plancher en dalle pleine en béton armé

Pour la partie en béton armé de notre projet, on opte pour un plancher à corps creux.

II-1.2 Plancher à corps creux

Ce type de plancher, est généralement utilisé dans les bâtiments de faibles surcharges d'exploitation tel que les habitations, les bâtiments de bureaux, les hôpitaux ....etc.

Un plancher à corps creux est constitué d'hourdis creux, qui ne sont que des éléments de remplissage et qui ne jouent aucun rôle de résistance. Les parois latérales et supérieures de l'hourdis constituent un coffrage pour les poutrelles qui forment la partie résistante du plancher et à la dalle de compression coulée sur toute la surface du plancher qui répartit et transmet les différentes charges aux poutrelles.

On définit la hauteur totale d'un plancher à corps creux par :

$$h_t = h_{cc} + h_{ddc}$$

$h_{cc}$  : Hauteur du corps creux

$h_{ddc}$  : Hauteur de la dalle de compression

Selon le *BAEL*

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5} \quad [7]$$

$l_{max}$  : Longueur maximale dans le sens de disposition des poutrelles

$$l_{max} = 5.50m$$

$$h_t \geq 24.44cm$$

Donc on opte pour un 20+5

❖ Charges permanentes :Etage courant (Plancher corps creux 20+5)

Charges permanentes sur le plancher à corps creux (étage courant)	
Carrelage (ep=2cm)	0.44 KN /m <sup>2</sup>
Chape en mortier de pose (ep=2cm)	0.4KN/M <sup>2</sup>
Corps creux + dalle de compression	3.2KN/m <sup>2</sup>
Enduit +plâtre (ep=2cm)	0.4KN/m <sup>2</sup>
Cloison légère (ep=10cm)	0.9KN/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL</b>	<b>5.35 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.1 :** Charges permanentes sur l'étage courant [11]Terrasse inaccessible

Charges permanentes sur le plancher à corps creux (terrasse inaccessible)	
Etanchéité multicouches (ep=2cm)	0.12 KN/m <sup>2</sup>
Forme de pente (ep=6.5 cm)	0.143 KN/m <sup>2</sup>
Isolation thermique (ep=1.5 cm)	0.27 KN/m <sup>2</sup>
Corps creux+ dalle de compression (20+5) cm	3.2 KN/m <sup>2</sup>
Enduit de plâtre (ep=2cm)	0.4 KN/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL</b>	<b>4.93 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.2 :** Charges permanentes sur la terrasse [11]❖ Charge d'exploitation :✓ Etage courant (Plancher corps creux 20+5) :

Q=3.5 KN/m<sup>2</sup>

✓ Terrasse inaccessible

Q= 1KN/m<sup>2</sup>

**II-1.3 Pré dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T<sub>e</sub> en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutre continue semi encastree elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

$b$  : Largeur de la table de compression.

$h$  : Épaisseur du plancher = 20+5cm.

$L_x$  : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

$l_y$  : Distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$$

Soit :  $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$  : distance entre deux nervures Successives.

$L_y$  : la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires

$$L_y = 600 - 50 = 550\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 550/10)$$

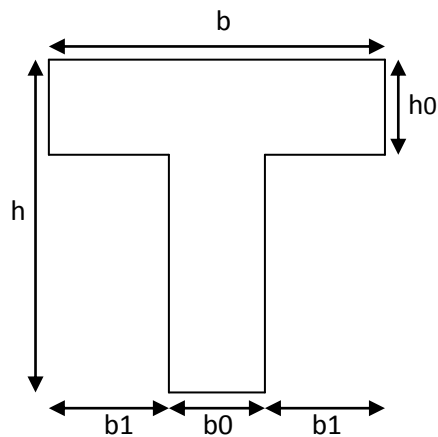
$$b_1 \leq \min (27.5 ; 55)$$

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 5 \times 27.5 + 10 = 65$$

Soit :  $b = 65\text{cm}$



**Figure II.1:** Schéma d'une poutrelle



**II-1.3-1 Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

- **Plancher terrasse inaccessible :**  $G = 4.93 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$   
 $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 4.93 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 5.30 \text{ KN/ml}$   
 $q_s = (G + Q) \times b = (4.93 + 1) \times 0.65 = 3.85 \text{ KN/ml}$
- **Plancher étage courant :**  $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$   
 $q_u = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5) \times 0.65 = 8.10 \text{ KN/ml}$   
 $q_s = (5.35 + 3.5) \times 0.65 = 5.75 \text{ KN/ml}$

**II-1.3-2 Calcul des sollicitations :****- Méthodes de calculs :**

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de CAQUOT

● **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire :  $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Que le rapport :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- La fissuration est peu nuisible.

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ( $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ ).

● **Condition d'application de la méthode de CAQUOT**

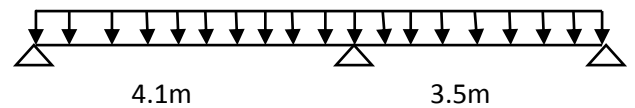
Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

• **Les différents types des poutrelles**

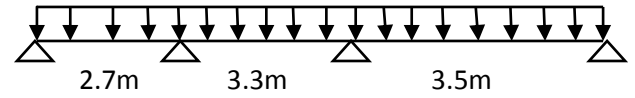
*Plancher courant et terrasse inaccessible :*

On distingue trois types de poutrelles :

Type 01



Type 02



Type 03

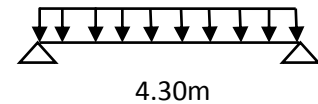


Figure II.2: Schéma des types de poutrelles

**II-1.3-3 Etude des poutrelles :**

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour les trois types de poutrelles.

Donc on utilise la méthode forfaitaire pour la détermination des efforts dans les poutrelles

a) **Principe de la méthode forfaitaire :** [BAEL 91]

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$  : Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

$M_0$  : Moment isostatique.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche.

$M_t$  : Moment en travée.

Les conditions à vérifiées.

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$  : pour les appuis de rive.

✓ Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *la RDM*.

**b) Calcul des efforts :**

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après

<i>Plancher courant : poutrelle de type 01</i>					
Travée	$l_i$ (m)	$M_0$	V (KN)	$M_i$ $M_{i+1}$ (KN)	Mt (KN.m)
AB	4.1	17.02	$V_A = 16.6$ $V_B = -18.26$	$M_A = 0$ $M_B = -10.21$	13.95
BC	3.6	13.12	$V_B = 16.03$ $V_C = -14.58$	$M_B = -10.21$ $M_C = 0$	9.59

**Tableau II.3 :** Efforts appliqués sur la poutrelle type 01 du plancher courant

<i>Plancher terrasse: poutrelle de type 01</i>					
Travée	$l_i$ (m)	$M_0$	V (KN)	$M_i$ $M_{i+1}$ (KN)	Mt (KN.m)
AB	4.1	11.13	$V_A = 16.6$ $V_B = -18.26$	$M_A = 0$ $M_B = -6.67$	9.13
BC	3.6	8.58	$V_B = 16.03$ $V_C = -14.58$	$M_B = -6.67$ $M_C = 0$	6.27

**Tableau II.4 :** Efforts appliqués sur la poutrelle type 01 du plancher terrasse

<i>Plancher courant : poutrelle de type 02</i>					
Travée	$l_i$ (m)	$M_0$	V (KN)	$M_i$ $M_{i+1}$ (KN)	Mt (KN.m)
AB	2.7	7.38	$V_A = 10.93$ $V_B = -12.03$	$M_A = 0$ $M_B = -5.51$	11.02
BC	3.3	11.02	$V_B = 13.36$ $V_C = -14.7$	$M_B = -5.51$ $M_C = -6.2$	6.68
CD	3.5	12.40	$V_C = 14.17$ $V_D = -15.60$	$M_C = -6.2$ $M_D = 0$	10.78

**Tableau II.5 :** Efforts appliqué sur la poutrelle type 02 du plancher courant

<i>Plancher terrasse : poutrelle de type 02</i>					
Travée	$l_i$ (m)	$M_0$	V (KN)	$M_i$ $M_{i+1}$ (KN)	Mt (KN.m)
AB	2.7	4.83	$V_A = 7.15$ $V_B = -7.85$	$M_A = 0$ $M_B = -3.60$	3.18
BC	3.3	7.21	$V_B = 8.74$ $V_C = -9.62$	$M_B = -3.60$ $M_C = -4.05$	4.75
CD	3.5	8.11	$V_C = 9.27$ $V_D = -10.20$	$M_C = -4.05$ $M_D = 0$	5.98

**Tableau II.6 :** Efforts appliqués sur la poutrelle type 02 du plancher terrasse

<i>Plancher courant : poutrelle de type 03</i>					
Travée	$l_i$ (m)	$M_0$	V (KN)	$M_i$ $M_{i+1}$ (KN)	Mt (KN.m)
AB	4.3	18.72	$V_A = 17.41$ $V_B = -17.41$	$M_A = 0$ $M_B = 0$	20.15

**Tableau II.7 :** Efforts appliqués sur la poutrelle type 03 du plancher courant

Plancher terrasse : poutrelle de type 03					
Travée	$l_i$ (m)	$M_0$	V (KN)	$M_i$ $M_{i+1}$ (KN)	Mt (KN.m)
AB	4.3	12.25	$V_A = 11.40$ $V_B = -11.40$	$M_A = 0$ $M_B = 0$	13.72

**Tableau II.8 :** Efforts appliqués sur la poutrelle type 03 du plancher terrasse

c) **Ferraillage:**

**-Type 01 :**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

- ✓ si  $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ).
- ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

On a:  $M_{\max}^t = 13.95$  KN.m;  $M_{\max}^a = -10.21$  KN.m;  $V_{\max} = -18.26$  KN

**+ Ferraillage en travée :**

$$M_{\max}^t = 13.95 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.05 \times \left( 0.18 - \frac{0.05}{2} \right) = 71.53 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$  D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65\*20) cm<sup>2</sup>.

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.95 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a } \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.059$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.175 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{\max}^t}{z \times f_{st}} = \frac{13.95 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3 \text{ HA10} = 2.36 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage des appuis de rive :**

Pour les appuis de rive qu'on ferraille avec :  $M_a^r = 0.15 M_{\max}^t = 2.09 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = 6.99 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 8.77 \times 10^{-3}$$

$$z = 0.179 \text{ m}$$

$$A = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 1 \text{ HA8} = 0.5 \text{ cm}^2$$

**Appuis intermédiaires :**

Au niveau de l'appui la table est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance

⇒ La section étudiée  $b_0 \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.21 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.222$$

$$\alpha = 0.317$$

$$z = 0.157 \text{ m}$$

$$A = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 3 \text{ HA10} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage des autres types sont résumés dans les tableaux suivants :

<i>Plancher courant : Type 01</i>						
	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	13.95	0.046	0.059	0.175	2.28	3HA10= 2.36 cm <sup>2</sup>
En appui de rive	2.09	$6.99 \cdot 10^{-3}$	$8.77 \cdot 10^{-3}$	0.179	0.35	1HA8 = 0.50 cm <sup>2</sup>
En appui intermédiaire	10.21	0.222	0.317	0.157	1.86	3HA10= 2.36 cm <sup>2</sup>

**Tableau II.9 :** Ferrailage de la poutrelle type 01 du plancher courant

<i>Plancher terrasse : Type 01</i>						
	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	9.13	0.030	0.038	0.177	1.48	3HA8 A=1.51cm <sup>2</sup>
En appui de rive	1.37	$4.56 \times 10^{-3}$	$5.73 \times 10^{-3}$	0.179	0.22	1HA8 A = 0.5 cm <sup>2</sup>
En appui intermédiaire	6.67	0.022	0.028	0.178	1.07	3HA8 A=1.51cm <sup>2</sup>

**Tableau II.10 :** Ferrailage de la poutrelle type 01 du plancher terrasse

<i>Plancher courant : Type 02</i>						
	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	11.02	0.036	0.047	0.176	1.79	3HA10= 2.36
En appui de rive	1.65	$5.52 \times 10^{-3}$	$6.93 \times 10^{-3}$	0.179	0.26	1HA8 A = 0.5 cm <sup>2</sup>
En appui intermédiaire	6.2	0.02	0.026	0.178	1.02	HA12 A=1.51 cm <sup>2</sup>

**Tableau II.11 :** Ferrailage de la poutrelle type 02 du plancher courant

<i>Plancher terrasse : Type 02</i>						
	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	5.98	0.020	0.025	0.178	0.96	3HA8 A=1.51cm <sup>2</sup>
En appui de rive	0.90	$3 \times 10^{-3}$	$3.75 \times 10^{-3}$	0.179	0.14	1HA8 A = 0.5 cm <sup>2</sup>
En appui intermédiaire	4.05	0.088	0.115	0.171	0.67	HA10 A=0.79 cm <sup>2</sup>

**Tableau II.12** : Ferrailage de la poutrelle type 02 du plancher terrasse

<i>Plancher courant : Type 03</i>						
	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	20.15	0.067	0.087	0.173	3.33	3HA12= 3.41
En appui de rive	3.03	0.010	0.012	0.179	0.48	1HA8 A = 0.5 cm <sup>2</sup>

**Tableau II.13** : Ferrailage de la poutrelle type 03 du plancher courant

<i>Plancher terrasse : Type 03</i>						
	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	13.72	0.045	0.058	0.175	2.24	3HA10= 2.36
En appui de rive	2.10	0.045	0.058	0.175	0.34	1HA8 A = 0.5 cm <sup>2</sup>

**Tableau II.14** : Ferrailage de la poutrelle type 03 du plancher terrasse



**II-1.3-4 Vérification:****a) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.81 \text{ cm}^2 > A_{\min}$  ....condition vérifiée.

En appui :

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2.$$

$A_u = 0.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**b) Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}.$$

Soit :  $A_t = 2 \text{ HA6} = 0.57 \text{ cm}^2$  .( Un étrier et une épingle)

**c) Calcul de l'espacement :**

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 12.6 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec  $K = 1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte:  $St = 15 \text{ cm}$ .

**d) Vérification à l'effort tranchant :**

La fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \tau_u^- = \min((0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa})) = 3.25 \text{ MPa}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18.26 \cdot 10^{-3}}{0.1 \cdot 0.18} = 1.014 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.014 \text{ MPa} \leq \tau_u^- = 3.25 \text{ MPa}$$

*Condition vérifiée.*

**e) Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = \min(0.13 \cdot f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{18.26 \times 10^{-3} \left( \frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.05} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.95 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.25 \text{ MPa}$$

*Condition vérifiée.*

**f) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**

➤ **Appui de rive :**

$$A_a = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{2.09 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.045 \text{ cm}^2. \quad \text{Avec : } A_a = 2.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.28 \text{ cm}^2 > 0.045 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Appui intermédiaire :**

$$A_a \geq \left[ V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[ 18.26 \times 10^{-3} - \frac{10.21 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right] * \frac{\gamma_s}{f_e} = - 1.28 \text{ cm}^2 < 0.$$

Donc aucune vérification à faire.

• **A l'ELS :**

a) **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

b) **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y$$

➤ **En travée :**

$$q_s = 0.65 * (G + Q) = 5.75 \text{ KN/m.}$$

$$M_{ser} = 12.05 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tser}^{max} = 9.87 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1.60 \text{ cm}^2$$

○ **Position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 - 30A_s (d - y) = 0 \Rightarrow y^2 - 30 \times 1.6 \times 10^{-4} \times (0.18 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.027 \text{ m}$$

○ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s (d - y)^2 = \frac{1 \times 0.027^3}{3} + 15 \times 1.6 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.027)^2 = 6.27 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I = 12401 \text{ cm}^4$$

$$\frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.87 \times 10^{-3}}{6.27 \times 10^{-5}} \times 0.027 = 4.25 \text{ MPa}$$

*Condition vérifiée*

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$$

➤ **En appuis :**

$$M_{ser}^{max} = 7.25 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1.26 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 - 30A_s (d - y) = 0 \Rightarrow y^2 - 30 \times 1.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.024 \text{ m}$$

c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{1 \times 0.024^3}{3} + 15 \times 1.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.024)^2 = 0.506 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$I = 5792 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.25 \times 10^{-3}}{0.506 \times 10^{-4}} \times 0.024 = 3.43 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$$

Ce tableau résume la vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

type	Plancher	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table nervure	Effort tranchant	
		Appui de rive	Appui intermédiaire	$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$	La bielle	cisaillement
		$A_L \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$	$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$		$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0.a$ $V_u \leq 129.6 \text{ Kn}$	$\frac{V_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau} = 3.25$
02	Courant	$A_l = 0.5$ $A_l \geq 0.45$ vérifiée	$A_l \geq -0.69$ Pas D'influence	$\tau_u = 0.81 \text{ Mpa}$ vérifiée	$V_u = 15.6 \text{ Kn}$ vérifiée	$\tau_u = 0.86 \text{ Mpa}$ vérifiée
	Terrasse	$A_l = 0.5$ $A_l \geq 0.29$ vérifiée	$A_l \geq -0.53$ Pas D'influence	$\tau_u = 0.53 \text{ Mpa}$ vérifiée	$V_u = 10.20 \text{ Kn}$ vérifiée	$\tau_u = 0.56 \text{ Mpa}$ vérifiée
03	Courant	$A_l = 0.5$ $A_l \geq 0.5$ vérifiée		$\tau_u = 0.91 \text{ Mpa}$ vérifiée	$V_u = 17.41 \text{ Kn}$ vérifiée	$\tau_u = 0.96 \text{ Mpa}$ vérifiée
	Terrasse	$A_l = 0.5$ $A_l \geq 0.32$ vérifiée		$\tau_u = 0.60 \text{ Mpa}$ vérifiée	$V_u = 11.40 \text{ Kn}$ vérifiée	$\tau_u = 0.63 \text{ Mpa}$ vérifiée

Tableau II.15 : Vérification des armatures longitudinales et transversales

La vérification à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles est résumée dans le tableau suivant :

type	Plancher	position	$M_{service}$	$A_s$	$y$	$I \times 10^{-4}$	$\sigma_b$	$\overline{\sigma_b}$	observation
			$Kn.m$	$cm^2$	$m$	$m^4$	$Mpa$	$Mpa$	
02	Courant	travée	7.65	1.51	0.026	0.595	3.34	15	<i>vérifiée</i>
		Appui intermédiaire	4.4	0.79	0.02	0.330	2.7	15	<i>vérifiée</i>
		Appui de rive	1.15	0.5	0.015	0.215	0.8	15	<i>vérifiée</i>
	Terrasse	travée	7.05	1.51	0.026	0.595	3.08	15	<i>vérifiée</i>
		Appui intermédiaire	4.05	0.79	0.02	0.330	2.45	15	<i>vérifiée</i>
		Appui de rive	1.05	0.5	0.015	0.215	0.73	15	<i>vérifiée</i>
03	Courant	travée	14.88	3.39	0.038	1.21	4.67	15	<i>vérifiée</i>
		Appui de rive	2.23	0.5	0.015	0.215	1.56	15	<i>vérifiée</i>
	Terrasse	travée	13.72	2.36	0.023	0.913	3.45	15	<i>vérifiée</i>
		Appui de rive	2.05	0.5	0.015	0.215	1.43	15	<i>vérifiée</i>

Tableau II.16 : Vérification des poutrelles à l'état limite de compression du béton

**d) Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

**e) Evaluation de la flèche**

**BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93.**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\begin{aligned} \diamond \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \diamond \frac{A}{b_0 \times d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{455} = 0.046 < \frac{1}{16}$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Tel que :

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ij}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$$

**f) Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser}$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser}$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser}$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

**• Contraintes ( $\sigma_s$ ) :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

Plancher courant			
	La charge permanente sans la charge de revêtement	La charge permanente qui revient à la poutrelle.	La charge permanente et la surcharge d'exploitation
$q_{ser}$ (KN/m)	2.66	3.47	5.75
$M_{ser}$ (KN.m)	5.59	7.30	12.08
$\sigma_s$ (MPa)	103.45	135.10	223.56

**Tableau II.17 :** Sollicitation dans les poutrelles de type 01 sous les différents cas de charge

**Inerties fictives ( $I_f$ ) :**

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; \quad I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

- **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

- **Propriété de la section :**

Moment d'inertie de la section total homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 45598.93cm^4$$

$$I_0 = 45598.93cm^4$$

$$I = 12401cm^4$$

$$A_s = 2.36cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0131$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$y = 0.027 \text{ m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.0131} = 3.25 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.25 = 1.30$$

- **calcul des inerties fictives :**

$$\mu_j = 0.51$$

$$\mu_g = 0.60$$

$$\mu_p = 0.73$$

$$f_{ij} = 18874.44 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = 17002.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = 14872.91 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = 28179.12 \text{ cm}^4$$

- **calcul des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{5.59 \times 10^{-3} \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 18874.44 \times 10^{-8}} = 1.54 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{7.30 \times 10^{-3} \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 17002.97 \times 10^{-8}} = 2.24 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{12.08 \times 10^{-3} \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 14872.91 \times 10^{-8}} = 4.25 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{7.3 \times 10^{-3} \times 4.55^2}{10 \times 10721.4 \times 17002.97 \times 10^{-8}} = 6.73 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- **La flèche totale  $\Delta f$  :**



$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (6.73 - 1.54 + 4.25 - 2.24) \times 10^{-3} = 7.2 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f = 0.72 cm < f_{adm} = 0.82 cm$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Pour les autres types de poutrelles les résultats sont groupés dans les tableaux suivants :

poutrelles	type	$L_{max}$ (m)	$q_j$	$q_g$	$q_p$	$M_j^{ser}$	$M_g^{ser}$	$M_p^{ser}$
			$Kn/m$	$Kn/m$	$Kn/m$	$Kn.m$	$Kn.m$	$Kn.m$
étage courant	02	3.50	2.66	3.47	5.75	4.07	5.31	8.80
	03	4.30	2.66	3.47	5.75	6.14	8.02	13.28
Plancher terrasse	02	3.50	2.19	3.20	4.82	3.35	4.9	7.38
	03	4.30	2.19	3.20	4.82	5.05	7.40	11.67

Tableau II.18 : Sollicitation sous les différents cas de charge dans les autres type de poutrelles

poutrelles	type	$I \times 10^{-4}$	$I_0 \times 10^{-4}$	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\sigma_j$	$\sigma_g$	$\sigma_p$	$\mu_j$	$\mu_g$	$\mu_p$
		(m <sup>4</sup> )					Mpa	Mpa	Mpa			
étage courant	02	0.936	4.73	0.0125	3.31	1.32	57.69	104.94	206.05	0.305	0.50	0.70
	03	1.24	4.83	0.0176	2.35	0.94	59.41	108.39	212.6	0.42	0.62	0.78
Plancher terrasse	02	0.806	4.68	0.0105	3.96	1.58	68.45	124.50	184.46	0.302	0.50	0.63
	03	0.936	4.73	0.0125	3.31	1.32	82.64	150.45	222.98	0.437	0.62	0.72

Tableau II.19 : les valeurs des différents coefficients

Poutrelles	type	$I_{fij}$	$I_{fig}$	$I_{fip}$	$I_{fvg}$	$f_{ij}$	$f_{ig}$	$f_{ip}$	$f_{vg}$	$\Delta f$	$f_{adm}$	observation
		$(\times 10^{-4} m^4)$				(mm)						
étage courant	02	2.58	1.96	1.56	3.13	0.45	1.08	2.66	2.03	3.16	7	vérifiée
	03	2.68	2.15	1.86	3.35	0.88	2.01	4.57	3.89	5.56	8.6	vérifiée
Plancher terrasse	02	2.34	1.74	1.48	2.88	0.50	1.22	2.11	2.20	2.60	7	vérifiée
	03	2.12	1.71	1.53	2.86	1.12	2.55	4.20	4.56	5.09	8.6	vérifiée

Tableau II.20 : Vérification de la flèche

Schémas de ferrailage des poutrelles :



a)Plancher courant

b) terrasse

*inaccessible*

*Figure II.3 : Ferrailage des poutrelles de type 01*



a)Plancher courant

b) terrasse

*inaccessible*

*Figure II.4 : Ferrailage des poutrelles de type 02*



a)Plancher courant

b) terrasse *inaccessible*

Figure II.5 : Ferrailage des poutrelles de type 03

**II.2 Etude de l'acrotère :****II-2.1. Introduction :**

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

**II-2.2. Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, servant de garde corps contre toute chute accidentelle. C'est un système isostatique, assimilé à une console de 100 cm de largeur (mètre linéaire) et de 10 cm d'épaisseur, encastrée à sa base dans le plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre  $G$  et à une surcharge d'exploitation  $Q$  estimée à 1 KN/ml appliquée à son extrémité.

Les dimensions de l'acrotère sont les suivantes :

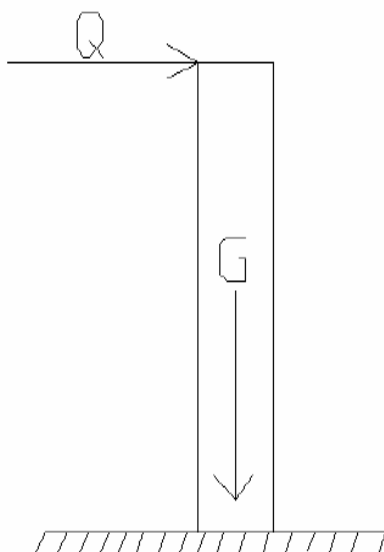


Figure II.6 : Modélisation des charges sur l'acrotère

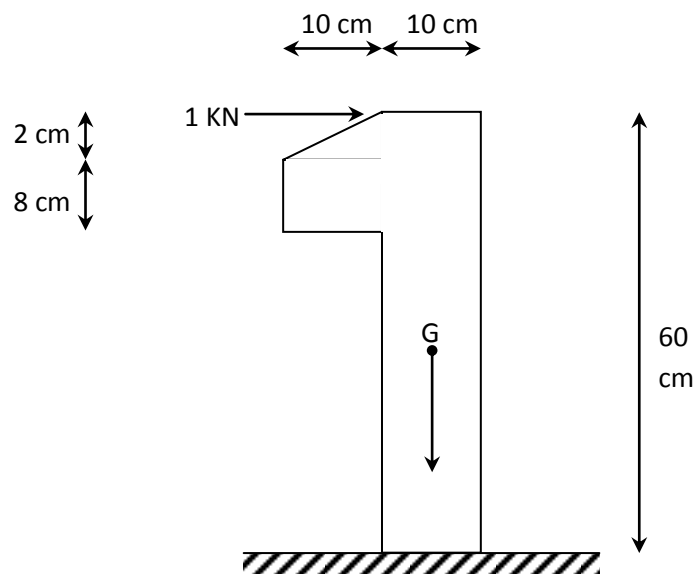


Figure II.7 : Dimension de l'acrotère

**II-2.2-1. Evaluation des charges :****a) Charges permanentes :**

Poids propre:  $G_p = S \times \rho$

- Poids volumique :  $\rho_{BA} = 25 \text{ KN/m}^3$ .
  - Surface de l'acrotère :  $S = 0,069 \text{ m}^2$ .
- $G = 1,725 \text{ KN/ml}$ .

b) Charges d'exploitation :  $Q = 1,0 \text{ KN/ml}$

**II-2.2-2. Combinaison d'action :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries, et le calcul sera effectué à l'E.L.U et à l'E.L.S.

$$\begin{cases} E.L.U \Rightarrow 1.35G + 1.5Q \\ E.L.S \Rightarrow G + Q \end{cases}$$

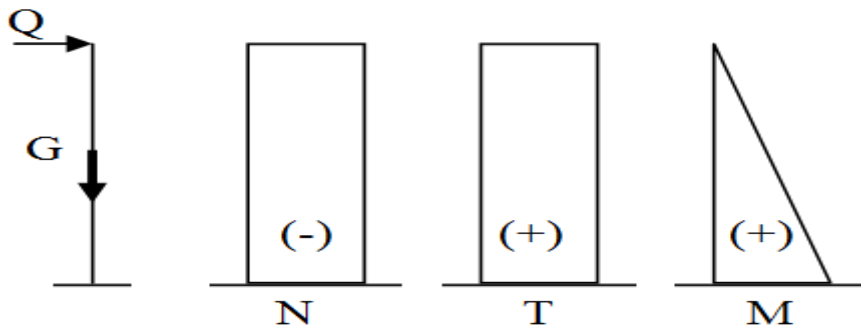


Figure II.8: diagramme des efforts

	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$T(KN)$
<i>ELU</i>	0.9	2,33	1.5
<i>ELS</i>	0.6	1.725	0.10

Tableau II.21 : sollicitation de calcul

**II-2.2-3. Ferrailage de l'acrotère**

L'acrotère est considéré comme une section rectangulaire de dimension :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 10 \text{ cm}; d' = d'' = 2 \text{ cm}; d = h - d' = 10 - 2 = 8 \text{ cm}.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; \gamma_b = 1,5; f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}; f_e = 400 \text{ Mpa}; \gamma_s = 1,15; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}.$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.33} = 0.38m$$

$$\begin{cases} e = 0.38m > \frac{h}{2} = 0.05m \\ N \text{ est de compression} \end{cases} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Pour flexion composée avec section partiellement comprimé  $\Rightarrow$  on calcul dans la flexion simple avec un moment fictif  $M_{ua}$  et on trouve les sections d'aciers fictives  $A_{1s}$  et  $A'_{1s}$ .

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d \times f_{bu}} = 0.0107$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0.0134$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0796$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2$$

#### II-2.2-4. Vérification à l'ELU :

##### a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte pour 4HA6} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

##### b) Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 1.13/4 = 0.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

##### c) Espacement :

1. Armatures principales :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .
2. Armatures de répartition :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

##### d) Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0,15 \times f_{c28} / \gamma_b; 4Mpa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2,5; 4Mpa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2,5Mpa$$

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} \Rightarrow \tau_u = 0,0187 MPa.$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

**II-2.2-5. Composante horizontale de la charge sismique :**

Le règlement parasismique algérien (RPA 99) préconise une vérification des éléments non structuraux dont l'acrotère fait partie à la composante horizontale de la charge sismique. Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule (6-3 du RPA99/2003) :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$A = 0.2$  Coefficient d'accélération de zone

$C_p = 0.8$  Facteur de force horizontale

$W_p = 1,725 KN$  Poids de l'acrotère.

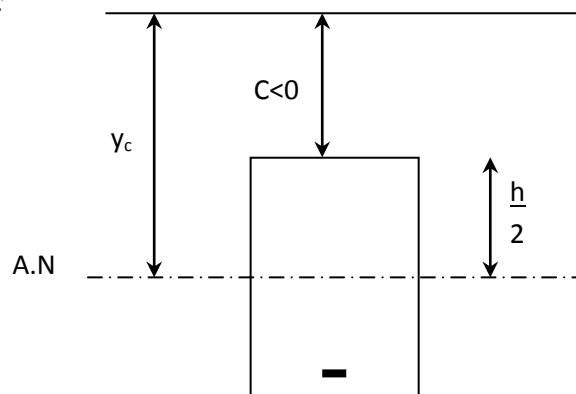
D'où  $F_p = 1.104 KN$  Or  $1.5Q = 1.5KN \Rightarrow F_p < 1.5Q$  donc le calcul à l'état accidentel n'est pas nécessaire.

**II-2.2-6. Vérification à l'état limite de service :**

$$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 34,78cm \geq \frac{h}{2} - d' = 3,0cm$$

Donc la section est partiellement comprimée

Position de l'axe neutre :



**Figure II.9 :** Position de l'axe neutre

- $C$  : Distance du centre de pression et la résultante des forces extérieures à la fibre la plus comprimée.

- $y_c$ : Distance de l'axe neutre au centre de pression.
  - $N_{ser} > 0 \Rightarrow C < 0$
  - Si  $C = h/2 - e_0 = -29,78 \text{ cm}$ .
- $$y_{ser} = y_c + C \quad \text{et} \quad e_a = e_0 + (d - h/2).$$

On écrivant le bilan des forces appliquées à la section, et on montre que  $y_c$  est la solution de l'équation suivante :

$$y_c^3 + p.y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3.c^2 - 90.(c - d').\frac{A'_s}{b} + 90.(d - c).\frac{A_s}{b}$$

$$q = -2.c^3 - 90.(c - d').\frac{A'_s}{b} + 90.(d - c)^2.\frac{A_s}{b}$$

$$\text{Or: } A'_s = 0$$

$$p = -3.c^2 + 90.(b - c).\frac{A_s}{b} = -2612,60$$

$$q = -2.c^3 + 90.(d - c)^2.\frac{A_s}{b} = 51009,41$$

La solution de l'équation de 3<sup>ème</sup> degré est obtenue comme suite :

$$\Delta = q^2 + \left[ \frac{4.p^3}{27} \right] = -39931695,38 \quad \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul } \cos\varphi$$

$$\cos\varphi = \left( \frac{3.q}{2.p} \right) \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,992 \quad \Rightarrow \quad \cos\varphi = 172^\circ 94'$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 59,02 \text{ cm}$$

$$y_1 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 31,58 \text{ cm}$$

$$y_2 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -58,97 \text{ cm}$$

$$y_3 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 27,39 \text{ cm}$$

$y_c$  est comprise entre  $c$  et  $(c + h) \Rightarrow c < y_c < (c + h)$

$$29,78 \text{ cm} < y_c < 39,78 \text{ cm}$$

### Calcul des contraintes

Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{12} + 15[A_s \cdot (d - y_{ser})^2 + A'_s \cdot (y_{ser} - d')^2] \quad \text{Or : } A'_s = 0.$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \cdot (1,8)^3}{12} + 15 \cdot [1,13 \cdot (8 - 1,8)^2] = 802,52 \text{ cm}^4$$

Le coefficient des contraintes est :  $K = \frac{N_{ser} \cdot y_c}{I} = 0,024 \text{ KN} / \text{m}^3$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 0,024 \times 31,18 = 0,75 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 0,75 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}.$$

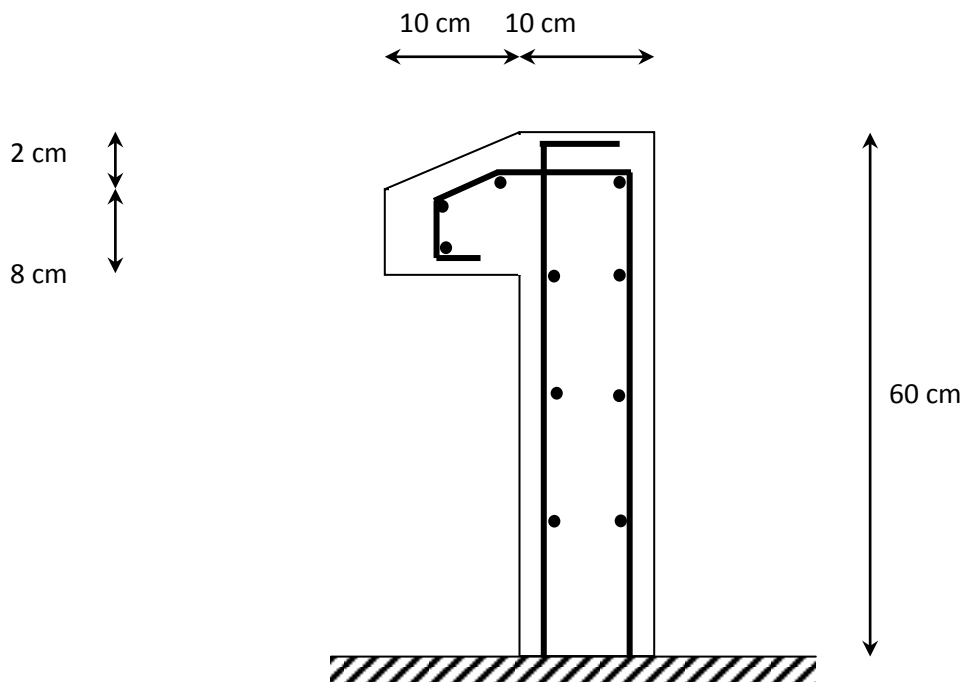
*Condition vérifiée*

$$\sigma_{st} = n \times K \times (d - y_{ser}) = 22,32 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 24 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{st} = 22,32 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 24 \text{ Mpa}$$

*Condition vérifiée*

● **Schéma de Ferrailage de l'acrotère :**



**Figure II.10:** schéma de ferrailage de l'acrotère



**II.3 Etude des escaliers :****II-3.1 Introduction :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite des plans horizontaux permettent de passer d'un étage à un autre, c'est l'élément de la liaison entre deux étages, et par conséquent entre les espaces qui existent sur ses niveaux, l'escalier est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

L'architecte François Blondel (1618-1686) est l'auteur d'une relation entre le giron (  $g$  ) et la hauteur (  $h$  ) d'une marche d'un escalier :  $g + 2h = 63$ , les dimensions étant données en cm. Un tel escalier est agréable à monter pourvu qu'il respecte les normes modernes : le giron doit mesurer entre 24 et 32 cm et la hauteur d'une marche au maximum 18 cm. Ces normes sont valables pour un logement.

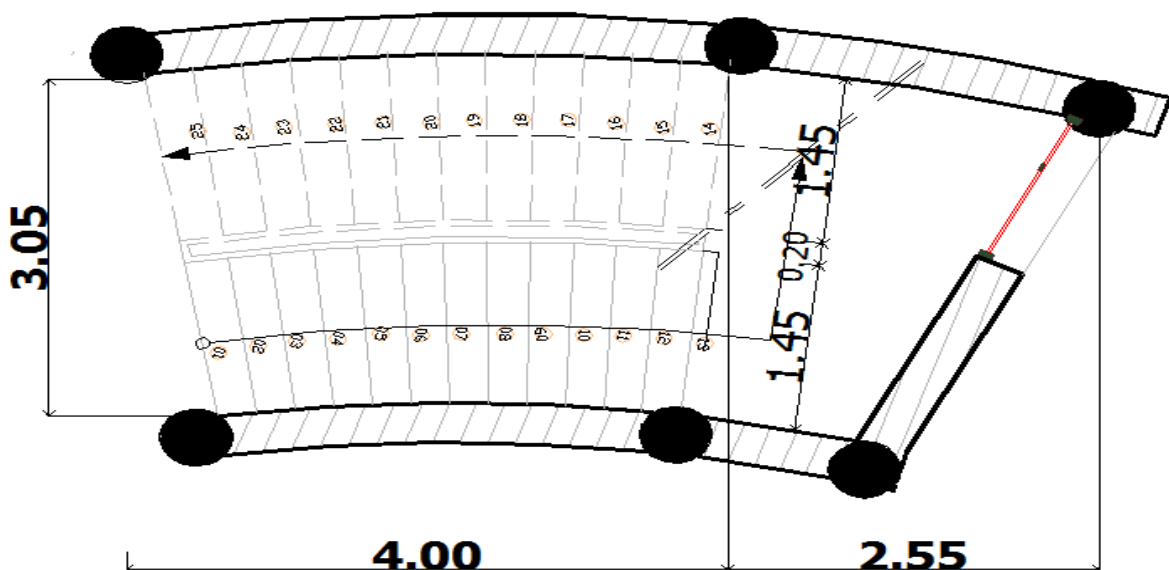
On veut construire un escalier de hauteur totale 4.25 m, répondant aux normes précitées.

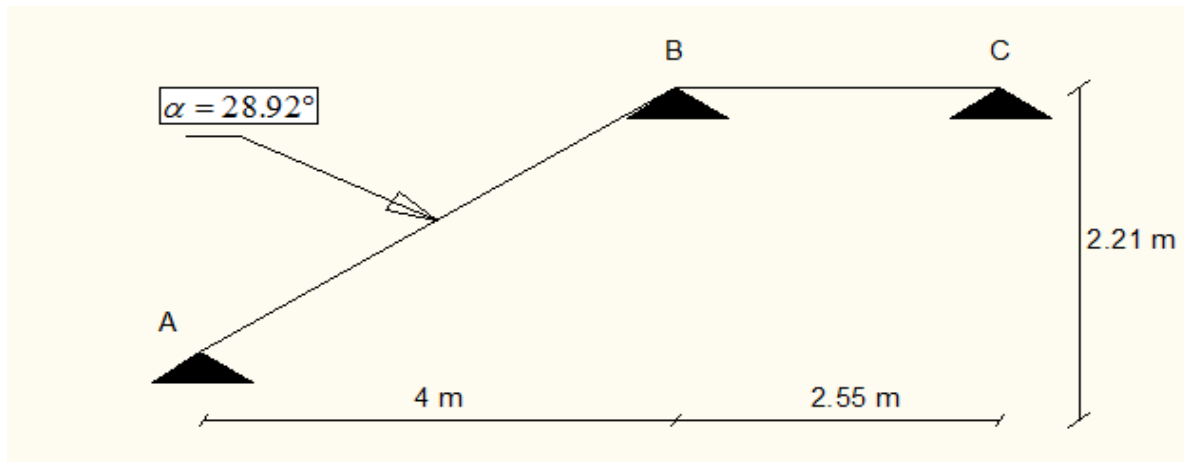
Il faut :

- a) Calculer le nombre de marches nécessaires ainsi que le giron et la hauteur des marches de cet escalier.
- b) Calculer la pente de cet escalier.

**II-3.2. Méthode de calcul :**

- L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.
- Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.
- Un escalier à deux volées avec deux un palier intermédiaire



**Figure II.11** : dimensions des escaliers à deux volées**Figure II.12** : coupe des escaliers✓ Condition d'accès facile :

Pratiquement :

La largeur  $g$  :  $22 < g < 33 \text{ cm}$ On prend :  $h = 17 \text{ cm}$ ,  $g = 30 \text{ cm}$ . $2h + g = m$  avec  $59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm}$ Donc :  $59 \text{ cm} \leq m = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$ II.3-3. Etude du paillage✓ Epaisseur de la paillasse :La longueur de la ligne de foulée sera :  $L = 4.00 \text{ m}$ .

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 13.33 \leq e \leq 20 \text{ m} ; \text{ On adopte } e = 15 \text{ cm}.$$

**II.3-3-1. Evaluation des charges et surcharges :**

Désignation des éléments	PALIER (KN/m <sup>2</sup> )	VOLEE (KN /m <sup>2</sup> )
Poids de la dalle	25*0.15=3.75	25*0.15/cos(28.92)=4.28
Poids des marches	0.00	25*0.17/2=2.12
Mortier de pose vertical	0.00	20*0.02*0.17=0.068
Mortier de pose horizontal	20*0.02=0.4	20*0.02=0.40
Carrelage de pose horizontal	22*0.02=0.44	22*0.02=0.44
Carrelage vertical	0.00	22*0.02*0.17=0.074
Garde corps	0.00	0,60
Enduit en plâtre	0.25	0.25

**Tableaux II.22 : Charges et surcharges appliquées à l’escalier**

$G_v=8.23KN/m^2$ ;  $G_p=4.84KN/m^2$ ;  $Q=2.5KN/m^2$ .

❖ **Combinaison de charges :**

✓ **Pour la volée :**

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.86KN / m$

ELS :  $q_s = G + Q = 10.73KN / m$

✓ **Pour le palier :**

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.28KN / m$

ELS :  $q_s = G + Q = 7.34KN / m$

**II.3-3-2. Calcul du ferrillage :**

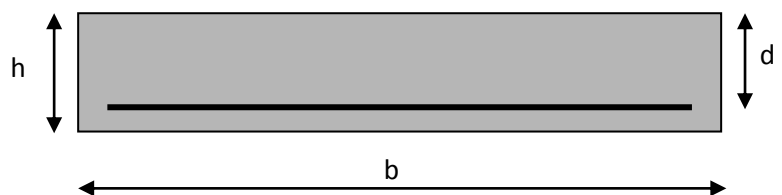
Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée:  $M_t = 11.88KN.m$

En appuis:  $M_a = 25.26KN.m$

$b = 100 \text{ cm.}$



**Figure II.13 : Section à ferriller**

$$d = 13 \text{ cm.}$$

$$h = 15 \text{ cm.}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté} (cm^2/ml)$
En travée	25.26	0.079	0.103	0.124	5.82	6T12=6.79
En appuis	11.88	0.037	0.047	0.127	2.67	4T10=3.14

**Tableau II.23** : Résumé des résultats de ferrailage.

On adopte:  $S_t=17\text{cm}$  (en travée).

$S_t=25\text{cm}$  (en appui).

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 \quad \Rightarrow \quad \text{En travée: } A_r = 6.79/4 = 1.69\text{cm}^2.$$

$$\text{En appui: } A_r = 2.67/4 = 0.66\text{cm}^2.$$

Donc, on adopte :

En travée 4HA8=2.01cm<sup>2</sup> ;  $S_t=25\text{cm}$ .

### II.3-3-3. Vérification :

• **la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.15 * 2.1 / 400 = 1.81\text{cm}^2.$$

On a :  $A > A_{\min}$

*condition vérifiée.*

• **l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.33\text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{29.72 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.23\text{MPa} < \tau_u^-.$$

*Condition vérifiée.*

• **des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A_s \geq \left[ V_u + \frac{M_U}{0.9 * d} \right] * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s = \left[ 29.72 * 10^{-3} - \frac{11.88 * 10^{-3}}{0.9 * 0.13} \right] * \frac{1.15}{400} = -2.06 * 10^{-4} m^2.$$

$A_s \leq 0 \Rightarrow$  Aucune vérification à faire.

- **Ecartement des barres :**

- armature principales :  $S_{\max} \leq \min(3 * h, 33cm) = 33cm.$

*Condition vérifiée.*

- **A'ELS :**

- ✓ **Etat limite d'ouverture de fissures :**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

- ✓ **Etat limite de compression du béton :**

On a une fissuration peu nuisible, donc en doit vérifie la contrainte du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{t28} = 15MPa.$$

$$V^{max} = 21.47KN$$

$$M_t = 18.24KNm$$

$$M_d = -8.58KNm$$

	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{Adobté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	18.24	0.076	0.99	0.124	4.19	4T12=4.52
En appuis	-8.58	0.035	0.045	0.127	1.93	4T8=2.01

**Tableau II.24 :** Résumé des résultats de ferrailage.

- ❖ **En appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{t28} = 15MPa.$$

$$A' = 0$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - 15 \times A \times (d - y)^2 = 0$$

➤ **Calcul de y :**

$$0.5y^2 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$$

$$y = 0.056 \text{ m}$$

➤ **Calcul de I :**

$$I = \frac{1}{3} \times 0.056^3 - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.13 - 0.056)^2 = 2.81 \times 10^{-4}$$

$$I = 2.81 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y = 1.71 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

❖ **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$A' = 0$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - 15 \times A \times (d - y)^2 = 0$$

➤ **Calcul de y :**

$$0.5y^2 + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$$

$$y = 0.071 \text{ m}$$

$$I = \frac{1}{3} \times 0.071^3 - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times (0.13 - 0.071)^2 = 2.81 \times 10^{-4}$$

$$I = 9.57 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y = 13.53 MPa$$

Condition vérifiée

	Mser (KN.m)	I(m <sup>4</sup> )	Y(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	-21.16	$2.81 \times 10^{-4}$	5.6	13.53	15
travée	47.09	$9.57 \times 10^{-5}$	7.1	1.71	15

Tableau II.25 : Vérification des contraintes

On constate que toutes les contraintes sont vérifiées

• **Etat limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \dots\dots\dots(1). \\ h/l \geq M_t / 10M_0 \dots\dots\dots(2). \\ A/b.d \leq 4.2 / f_c \dots\dots\dots (3). \end{array} \right.$$

On a: h=15cm.

L=400cm.

$$(1) \Leftrightarrow h/l = 15 / 400 = 0.037 < 1/16.$$

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	j(charges permanentes sans revêtement )	g(charges permanentes avec revêtement)	P(charges combinées)
Volée	7	8.23	10.73
palier	3.75	4.24	6.74
Mser (KNm)	11.9	14	18.24

Tableau II.26 : différentes charges appliquées

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Si } L > 5\text{m.} \quad (\text{d'après le CBA})$$

$$f_{adm} = \frac{4}{500} = 0.8\text{cm}$$

$$Y = 7.1\text{cm}$$

$$I = 9.57 \times 10^{-5}\text{m}^4$$

$$E_i = 32164.2\text{MPa}$$

$$E_v = 10721.4\text{MPa}$$

$$L = 4\text{m}$$

$$A_s = 4.52\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.0034$$

$$\lambda_i = 0.05 \times \frac{f_{t28}}{5\rho} = 6.17$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 2.47$$

➤ **Calcul de  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s \times (A_s + C)^2 \quad \text{tel que } C = 2\text{cm}$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^3}{2} + 15A_s \times d \right) = 0.017\text{m}$$

$$V_2 = h - V_1 = 0.13\text{m}$$

$$I_0 = 8.111 \times 10^{-4}\text{m}^4$$

➤ **Calcul de  $f_{gi}$  :**

La flèche due aux charges permanentes avec revêtements :



$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^g \times (d - y)}{I} = 129.46 Pa$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = 0.048 > 0$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_i} = 6.88 \times 10^{-4} m^4$$

$$f_{gi} = 1.01 \times 10^{-3} m$$

➤ *Calcul de  $f_{gv}$*

$$I_{fv} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} = 7.79 \times 10^{-4} m^4$$

$$f_{gv} = 2.62 \times 10^{-3} m$$

➤ *Calcul de  $f_{ji}$*

La flèche due aux charges permanentes sans revêtements :

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^j \times (d - y)}{I} = 110.04 Pa$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = -0.021 < 0$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1} = 8.92 \times 10^{-4} m^4$$

$$f_{ji} = 6.63 \times 10^{-4} m$$

➤ *Calcul de  $f_{pi}$*

La flèche due aux charges permanentes et d'exploitations :

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^g \times (d - y)}{I} = 168.68 MPa$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = 0.163 > 0$$

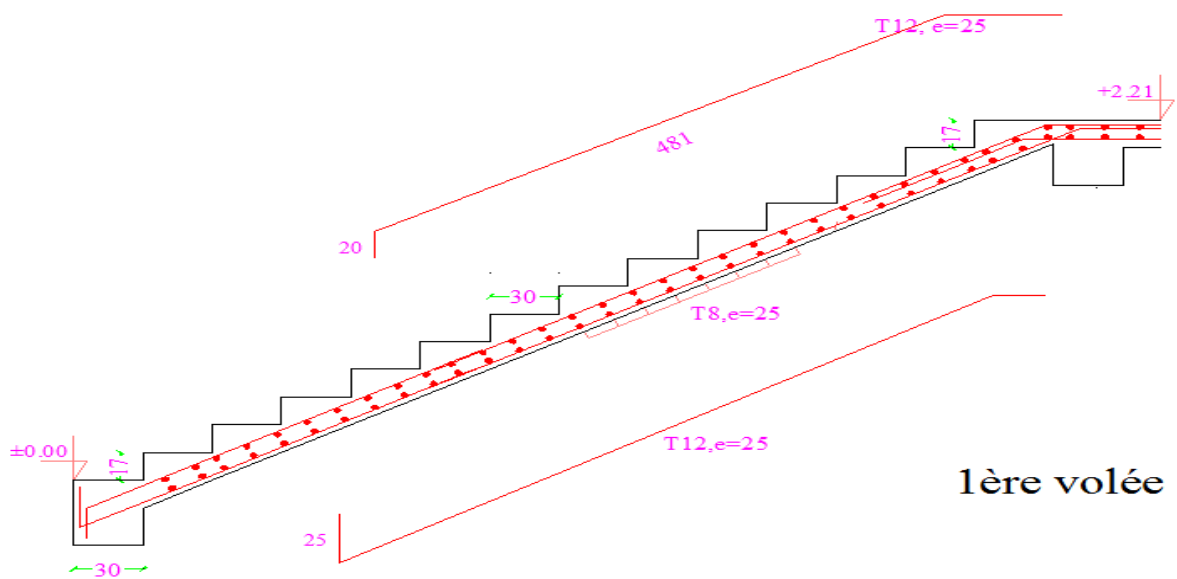
$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} = 4.44 \times 10^{-4} m^4$$

$$f_{pi} = 2.039 \times 10^{-3} m$$

Donc :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} + f_{ji} = 2.98 \times 10^{-3} m$$

**Condition vérifiée**



**Figure II.14** : ferrailage de la 1<sup>ère</sup> volée

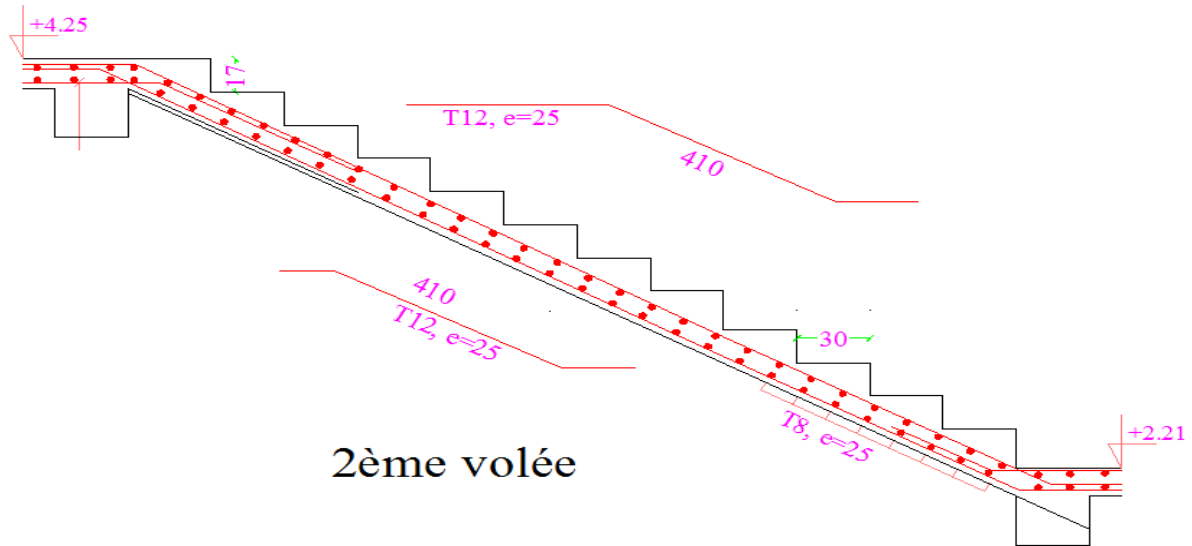


Figure II.14 : ferrailage de la 2<sup>ème</sup> volée

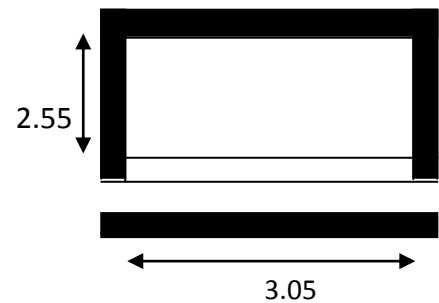
#### II-4. Etude du palier :

L'étude de cette partie se fera en considérant le palier comme une dalle encastrée sur quatre appuis.

$$l_x = 3.05m$$

$$l_y = 2.55m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.83 \geq 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$



#### II.4.1. Calcul des sollicitations :

- A'ELU :

On a:

$$G_p = 4.84KN/ml$$

$$Q = 2.5KN/ml$$

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 10.28KN / m^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0583 & \dots\dots\dots(\text{Annexe6}). \\ \mu_y = 0.6491 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0583 * 10.28 * 2.55^2 = 3.89 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y * M_x = 0.6491 * 3.89 = 2.53 \text{KN.m} \end{cases}$$

o En travée :

$$M_{t_x} = 0.85 * M_x = 3.30 \text{KN.m.}$$

$$M_{t_y} = 0.85 * M_y = 2.15 \text{KN.m.}$$

o En appui :

$$M_a = 0.3 * M_x = 1.16 \text{KN.m.}$$

**II.4.2. Ferrillages :**

Sens		Mt (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Travée	x-x	3.30	0.0137	0.0173	0.129	0.73	4HA10=3.14
	y-y	2.15	$8.96 * 10^{-3}$	0.011	0.129	0.477	4HA10=3.14
appui		1.16	$4.83 * 10^{-3}$	$6.05 * 10^{-3}$	0.129	0.257	4HA8=2.01

**Tableau II.27 : Résumé des résultats de ferrillage.**

**III.4.3. Espacement des armatures :**

Sens x-x:  $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on adopte  $St_y = 25\text{cm}$  .

Sens y-y :  $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $St_x = 25\text{cm}$  .

**II.4.4. Vérifications :**

• **la condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 > A_s = 0.73 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 > A_s = 0.73 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ Donc on ferraille avec } A_x^{\min} \text{ et } A_y^{\min}$$

- ***l'effort tranchant :***

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$ .

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{10.28 * 5.15}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.79}{2}} = 11.08 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{11.08 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.085 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

- **A'ELS:**

✓ ***Etat limite de compression de béton :***

$$P = G + Q = 4.84 + 2.5 = 7.34 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_{xser} = 0.0596 * 7.34 * 2.55^2 = 2.84 \text{ KN.m}.$$

$$M_{t_{yser}} = 0.7518 * 2.84 = 2.13 \text{ KN.m}.$$

- ***Sens x-x :***

$$A_x = 0.632 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d = 0.$$

$$\Rightarrow y = 1.01 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2 = 13.98 * 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 2.03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

**Condition**

***vérifiée***

- ***Sens y-y :***

$$A_y = 0.473 \text{ cm}^2 ; \quad y = 2.5 \text{ cm} ; \quad I = 1.303 \times 10^{-5} \text{ m}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 4.08 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} .$$

Condition

vérifiée

✓ *Etat limite d'ouverture des fissures :*

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ *Etat limite de déformation :*

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 * M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = 0.058 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

		j(charges permanentes sans revêtements )	g(charges permanentes avec revêtements)	P(charges combinées)
palier		3.75	4.84	7.34
Mser (KNm)	X-X	4.36	5.62	8.53
	Y-Y	3.04	3.93	5.96

Tableau II.28 : les charges appliquées sur le palier

• *Suivant le sens X-X :*

$$l \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{305}{500} = 0.61 \text{ cm}$$

$$Y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = 5.608 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$L = 3.05 \text{ m}$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 2.415 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = 0.05 \times \frac{f_{t28}}{5\rho} = 8.694$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 3.477$$

➤ **Calcul de  $I_0$**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s \times (A_s + C)^2 \quad \text{tel que } C = 2 \text{ cm}$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^3}{2} + 15A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1 =$$

$$I_0 = 2.955 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul de  $f_{gi}$**

La flèche due aux charges permanentes avec revêtements :

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^g \times (d - y)}{I} = 149.612 \text{ Pa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = -0.0365 < 0$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1} = 3.250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{gi} = 5.007 \times 10^{-4} \text{ m}$$

➤ **Calcul de  $f_{gv}$**

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1} = 3.250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{gv} = 5.007 \times 10^{-4} \text{ m}$$

➤ **Calcul de  $f_{ji}$**

La flèche due aux charges permanentes sans revêtements :

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^j \times (d - y)}{I} = 115.918 Pa$$

$$\mu_{ij} = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = -0.141 < 0$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1} = 3.250 \times 10^{-4} m^4$$

$$f_{ji} = 3.879 \times 10^{-4} m$$

➤ **Calcul de  $f_{pi}$**

La flèche due aux charges permanentes et d'exploitations :

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^P \times L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^P \times (d - y)}{I} = 226.89 MPa$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = 0.143 > 0$$

$$I_{fpi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} = 1.444 \times 10^{-4} m^4$$

$$f_{pi} = 1.70 \times 10^{-3} m$$

Donc :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} + f_{ji} = 0.208 cm$$

*la flèche est vérifiée*

- **Suivant le sens Y-Y :**

$$l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{255}{500} = 0.51 cm$$

$$Y = 3.06 cm$$

$$I = 5.608 \times 10^{-5} m^4$$

$$E_i = 32164.2 MPa$$

$$E_v = 10721.4 MPa$$

$$L = 2.55 m$$



$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 2.415 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = 0.05 \times \frac{f_{t28}}{5\rho} = 8.694$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 3.477$$

➤ **Calcul de  $I_0$**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s \times (A_s + C)^2 \quad \text{tel que } C = 2 \text{ cm}$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^3}{2} + 15A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1 =$$

$$I_0 = 2.955 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul de  $f_{gi}$**

La flèche due aux charges permanentes avec revêtements :

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^g \times (d - y)}{I} = 104.580 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = -0.181 < 0$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1} = 3.250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{gi} = 2.446 \times 10^{-4} \text{ m}$$

➤ **Calcul de  $f_{gv}$**

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1} = 3.250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{gv} = 2.446 \times 10^{-4} \text{ m}$$

➤ **Calcul de  $f_{ji}$**

La flèche due aux charges permanentes sans revêtements :

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^j \times (d - y)}{I} = 81.02 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ij} = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = -0.274 < 0$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1} = 3.250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{ji} = 1.895 \times 10^{-4} \text{ m}$$

#### ❖ Calcul de $f_{pi}$

La flèche due aux charges permanentes et d'exploitations :

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fi}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^p \times (d - y)}{I} = 158.598 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{c28}} = -0.0118 > 0$$

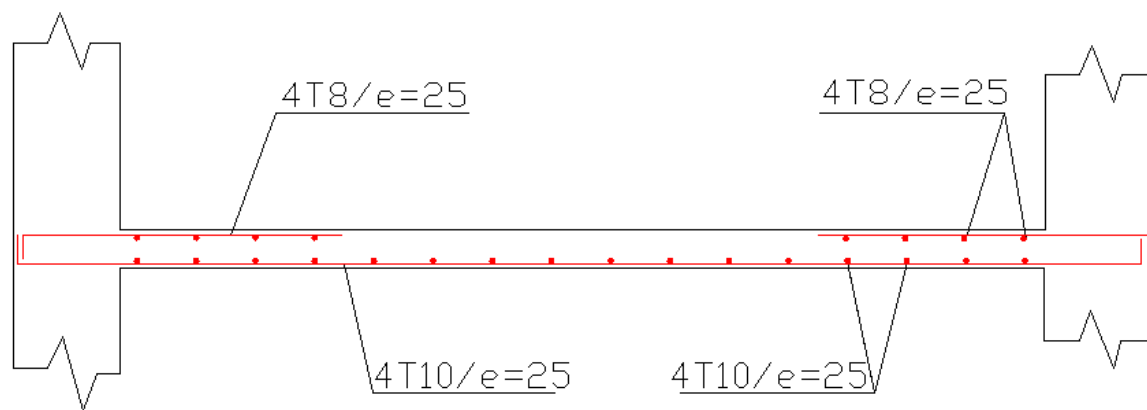
$$I_{fpi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} = 3.250 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{pi} = 3.710 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Donc :

$$f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} + f_{ji} = 0.056 \text{ cm}$$

*La flèche est vérifiée*



**Figure II.15** : Ferrailage de la dalle pleine dans les sens x-x et y-y

**II.5 Les gradins :**

Le calcul des gradins se fait de la même manière que les escaliers ; leurs dimensions sont les suivantes :

- La monté : 5.69m
- La hauteur de chaque niveau : 20cm
- La largeur : 120 cm sauf le dernier a 200cm
- La longueur est : 6.5m

**II.5.1 Calcul des éléments des gradins :****a) charges et surcharges sur les gradins :**

- ✓ Charges permanentes :
  - Poids propre de la tole : 0.25KN/m<sup>2</sup>
  - Poids du support : 0.1KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Charges d'exploitation :
  - Q=6KN/m<sup>2</sup> DTR (B.C.2.2)

$$q = \frac{(0.25 + 6) \times 1.2}{2} + 0.1 = 3.85 \text{KN/ml}$$

**b) pré dimensionnement du support :**

le pré dimensionnement se fait selon la condition de la stabilité (flèche)

$$f_z = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times I_y \times E} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 3.85 \times 6500^3 \times 300}{384 \times 210000} = 1966.71 \text{cm}^4$$

Donc on opte pour un IPE220 qui a les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 2772 \text{cm}^4 \\ I_z = 205 \text{cm}^4 \\ W_{ply} = 285 \text{cm}^3 \\ W_{plz} = 85.1 \text{cm}^3 \\ A_{vz} = 15.9 \text{cm}^2 \\ G = 26.2 \text{Kg/ml} \end{array} \right.$$

Vérification au moment fléchissant

La condition à vérifier est :

$$M_{sd} \leq M_{pl}$$

$$q_u = \frac{(1.35 \times 0.25 + 1.5 \times 6) \times 2}{2} + 1.35 \times 0.262 = 9.69 \text{KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{9.69 \times 6.5^2}{8} = 51.18 \text{KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 60.88 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 51.18 \text{KN.m} < M_{pl} = 60.88 \text{KN.m}$$

*Condition vérifiée*

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

La condition à vérifier est :

$$V_{sd} \leq V_{pl}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 31.49 \text{KN}$$

$$V_{pl} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = 188.71 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 31.49 \text{KN} < V_{pl} = 188.71 \text{KN}$$

*Condition vérifiée*

**c) pré dimensionnement du Limon:**

$$G = \frac{G_{tol} \times 2}{2} + \frac{G_{support}}{2} + G_{Limon}$$

$$G = 0.631 \text{KN/ml}$$

D'où on aura :

**ELU:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.631 + 1.5 \frac{(6 \times 6.5)}{2} = 30.10 \text{KN}$$

**ELS:**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 0.631 + \frac{(6 \times 6.5)}{2} = 20.13 \text{KN}$$

Le pré dimensionnement se fait selon la condition de stabilité (flèche) :

$$f_z = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times I_y \times E} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$\text{Avec } l = \sqrt{1^2 + 5.6^2} = 5.68m$$

$$\tan \alpha = \frac{1}{5.6} = 0.17 \Rightarrow \alpha = 10.12^\circ$$

$$q_s = 20.13 \times \cos 10.12 = 19.81KN/ml$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 19.81 \times 5680^3 \times 300}{384 \times 210000} = 6754.91cm^4$$

Donc on opte pour un UPN300, qui a les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 8030cm^4 \\ I_z = 495cm^4 \\ W_{ply} = 630cm^3 \\ W_{plz} = 130cm^3 \\ A_{vz} = 31.8cm^2 \\ G = 46.2Kg/ml \end{array} \right.$$

Vérification au moment fléchissant

La condition à vérifier est :

$$M_{sd} \leq M_{pl}$$

$$q_u = \left[ 1.35 \times \left( 0.462 + \frac{0.25 \times 6.5}{2} + 0.262 \times 2 \right) + 1.5 \times \frac{6 \times 6.5}{2} \right] \times \cos 10.12 = 31.18KN/ml$$

$$M_{sd} = \frac{31.18 \times 5.68^2}{8} = 125.65KN.m$$

$$M_{pl} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 134.59KN.m$$

$$M_{sd} = 125.65KN.m < M_{pl} = 134.59KN.m$$

**Condition vérifiée**

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

La condition à vérifier est :

$$V_{sd} \leq V_{pl}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 88.55KN$$

$$V_{pl} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0 \times \sqrt{3}}} = 392.23KN$$

$$V_{sd} = 88.55KN < V_{pl} = 392.23KN$$

**Condition vérifiée**

Donc on utilise un IPE220 pour les supports et un UPN300 pour les Limons.



*CHAPITRE III*  
***CHAPITRE III***  
*Etude sismique*



**III. Etudes sismique des blocs B1 et B2 :**

**III.1 Détermination du coefficient d'amortissement  $\xi$  :**

Nous avons une structure en portiques béton, Donc  $\xi = 6\%$  [9]

Blocs	$\xi$ %	$\eta$
Bloc B1	$\xi = 6\%$	$\eta_b = 0.875 > 0.7$
Bloc B2	$\xi = 6\%$	$\eta_b = 0.875 > 0.7$

**Tableau III.1 :** valeurs du coefficient d'amortissement

**III.2 Estimation de la période fondamentale :**

Blocs	$h_N$ (m)	$C_T$	T (S)
Bloc B1	11.1	0.05	0.304
Bloc B2	8.5	0.05	0.249

**Tableau III.2 :** valeurs de la période fondamentale

**III.3 Détermination du facteur d'amplification dynamique :**

$$T \leq T_2$$

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

Donc  $D = 2.5\eta$

Blocs	D
Bloc (B1)	2.18
Bloc (B2)	2.18

**Tableau III.3 :** valeurs du facteur d'amplification dynamique

**III.4 Coefficient de comportement :**

Portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide : **R = 3.5**

**III.5 Facteur de qualité :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$$Q = 1 + 0.25 = 1.25$$

**III.6 Poids de la structure :**

W : Poids total de la structure

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$\beta = 0,3$$

**III.7 La force sismique totale à la base de la structure :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [9]$$

Blocs	W (KN)	A	D	Q	R	V (KN)
Bloc (B1)	3547.40	0.2	2.18	1.25	3.5	552.38
Bloc (B2)	2431.67	0.2	2.18	1.25	3.5	378.64

**Tableau III.4 :** La force sismique totale à la base de la structure

**III.8 Résultat de calcul :**

Blocs	$V_d^x$ (KN)	$V_d^y$ (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	observation
Bloc (B1)	216.86	123.87	441.90	Non vérifiée
Bloc (B2)	569,67	138.73	302.91	Non vérifiée

**Tableau III.5 :** Vérification de l'effort tranchant à la base

D'après l'article 4.3.6 de l'RPA, si  $V_{dy} \leq 0.8V_{st}$  on doit augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments....) en multipliant  $E_x, E_y$  par le rapport  $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dy}}$  [1.63, 2.85], [1, 1.74] Respectivement.

**III.9 Pourcentage de participation de masse :**

● **Bloc B1 :**

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,36	63,92	26,54	63,92	26,54
2	0,33	90,38	92,79	26,45	66,25
3	0,28	92,31	92,91	1,93	0,12
4	0,12	97,26	92,91	4,95	0
5	0,12	97,35	95,85	0,09	2,94
6	0,11	97,37	97	0,02	1,15
7	0,06	97,47	97,03	0,1	0,03
8	0,05	97,62	97,32	0,15	0,29
9	0,05	98,3	97,5	0,68	0,18
10	0,05	99,01	97,81	0,71	0,32

**Tableau III.6 :** pourcentage de participation massique du bloc B1 par ROBOT

On remarque aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de **30%**.

$$T_{ROBOT} = 0.36 \text{ s} < 1.3T_{RPA} = 0.39$$

● **Bloc B2 :**

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,21	68,35	0,22	68,35	0,22
2	0,2	72,56	75,45	4,21	75,23
3	0,15	84,91	85,47	12,35	10,02
4	0,08	93,23	85,76	8,32	0,29
5	0,08	93,65	97,2	0,42	11,43
6	0,06	98,73	98,23	5,08	1,03
7	0,03	98,82	98,28	0,1	0,05
8	0,03	98,85	98,32	0,02	0,04
9	0,02	99,01	98,79	0,16	0,47
10	0,02	99,04	98,84	0,04	0,05

**Tableau III.7 :** pourcentage de participation massique du bloc B2 par ROBOT

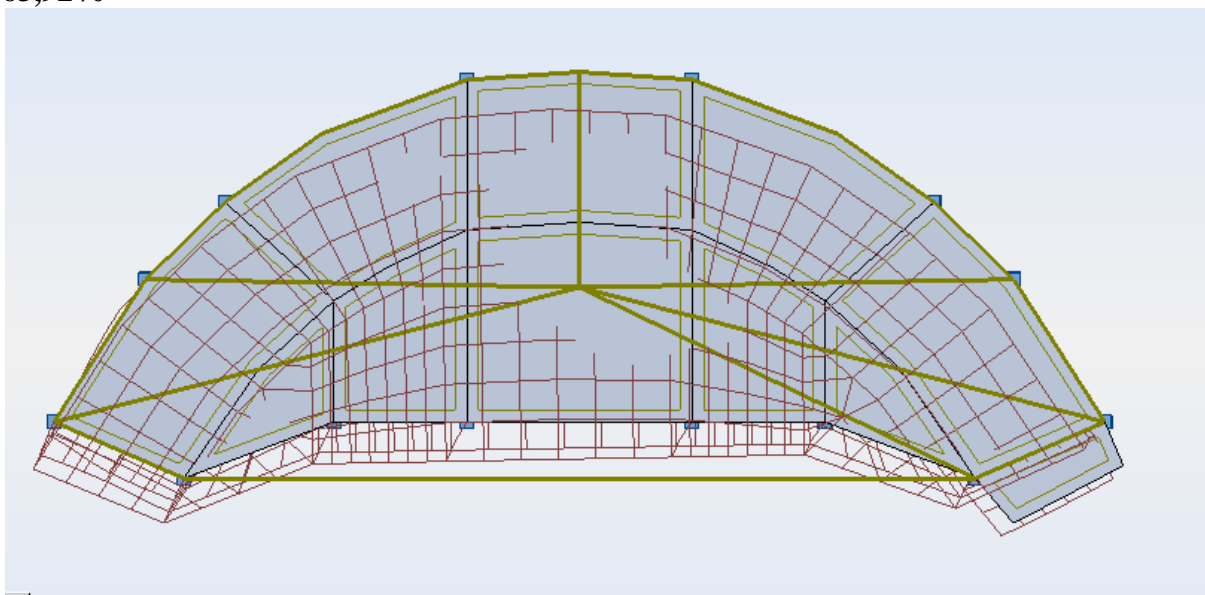
On remarque aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de **30%**.

$$T_{ROBOT} = 0.21 \text{ s} < 1.3T_{RPA} = 0.32$$

### III.10 Les réponses modales de la structure :

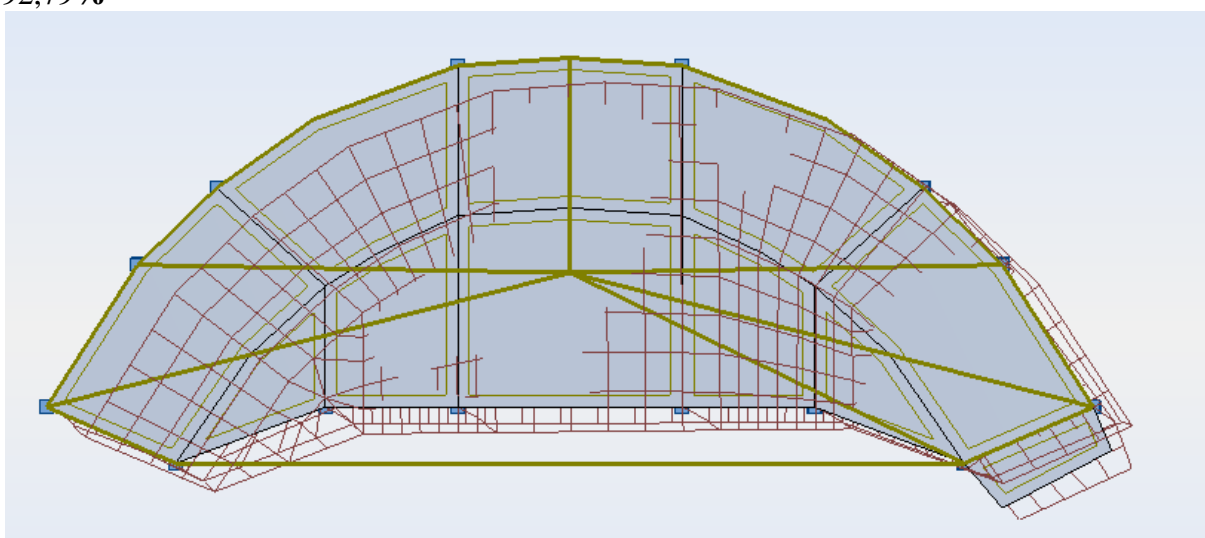
- Déformation modale :
- Bloc B1 :

**Mode 1 : Translation suivant X-X, période T = 0,36 s, taux de participation de la masse 63,92%**



**Figure III.1 : Mode de déformation (1)**

**Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période T = 0,33s, taux de participation de la masse 92,79%**



**Figure III.2 : Mode de déformation (2)**

Mode 3 : Rotation, période  $T = 0,28s$

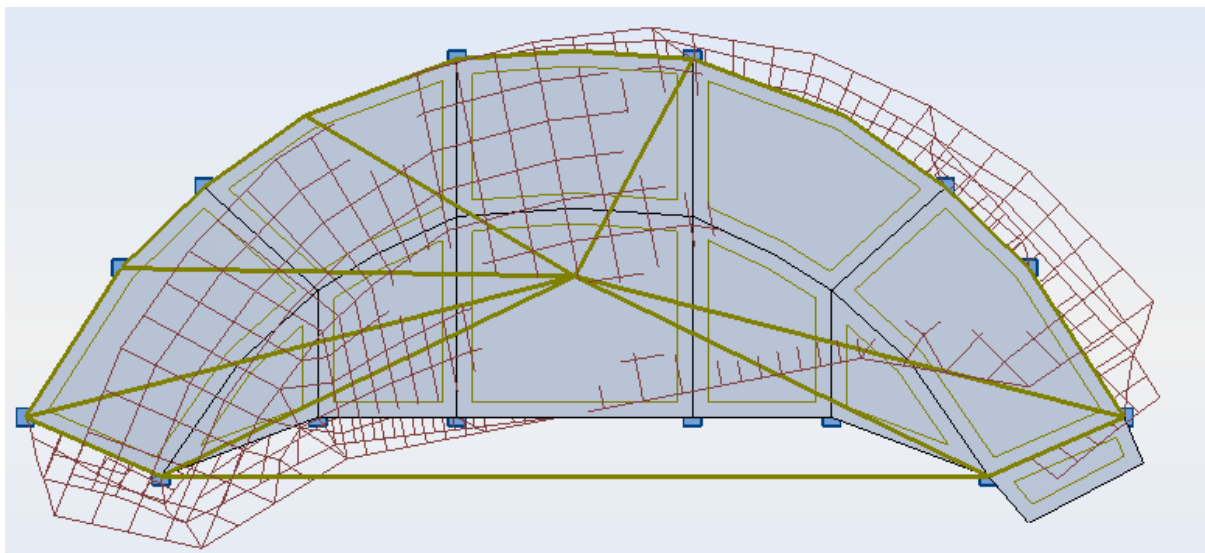


Figure III.3 : Mode de déformation (3)

● Bloc B2 :

- Mode 1 : Translation suivant X-X, période  $T = 0,21 s$ , taux de participation de la masse 68,35%

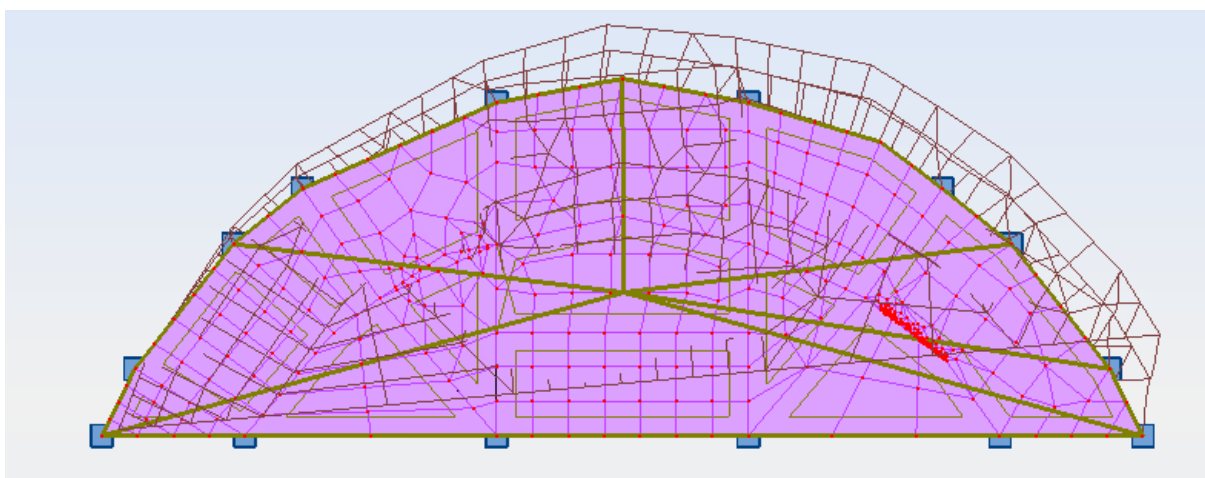
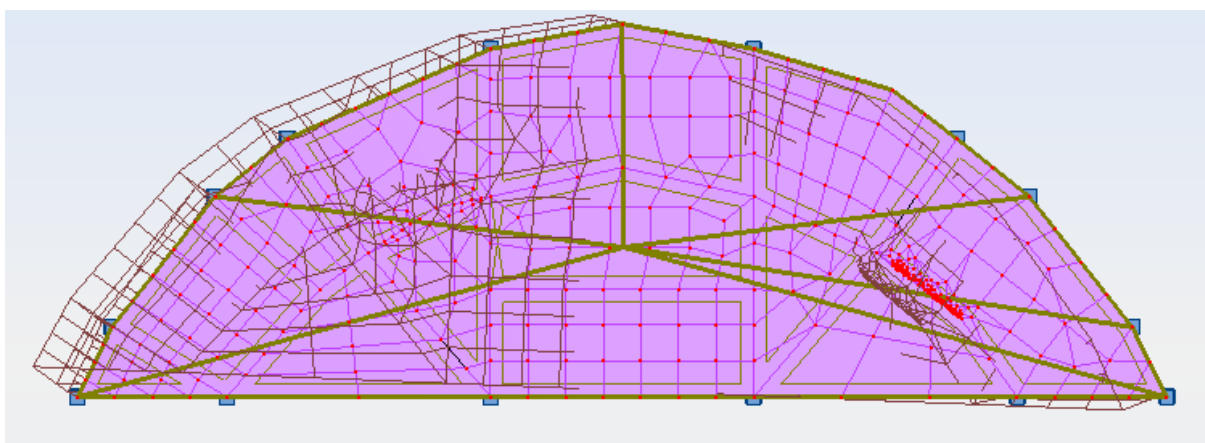


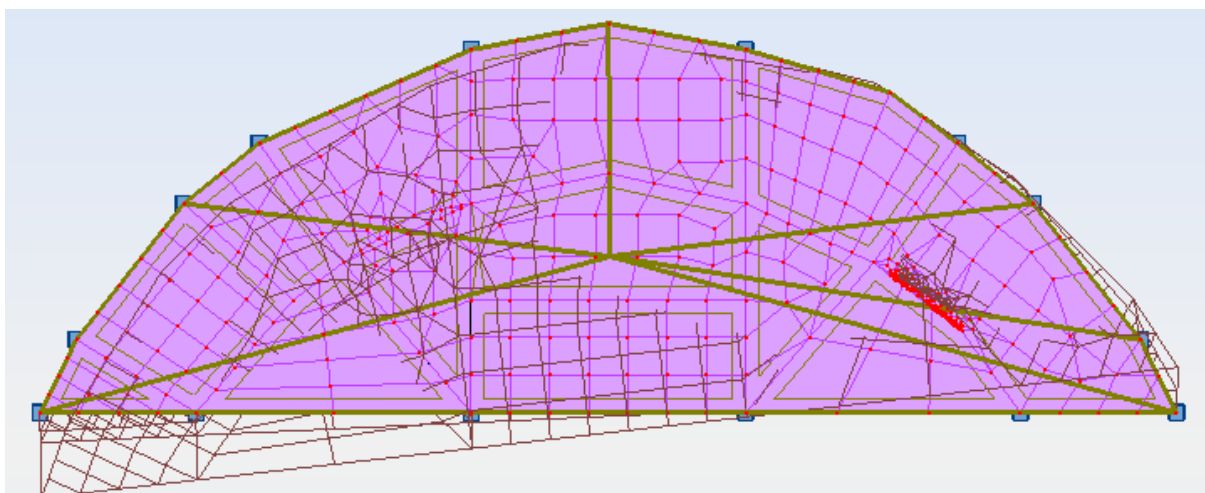
Figure III.4 : Mode de déformation (1)

**Mode 2 : Translation suivant Y-Y , période  $T = 0,20s$  , taux de participation de la masse 75,45%**



**Figure III.5 :** Mode de déformation (2)

**Mode 3 : Rotation, période  $T = 0,15s$**



**Figure III.6 :** Mode de déformation (3)

## III.11 Vérification des déplacements

III.11.1 1<sup>er</sup> Cas : situation durable :

		Combinaisons	Déplacements max (cm)
<b>Bloc B1</b>	Suivant X	1.35G + 1,5Q	0.2
	Suivant Y	1.35G + 1,5Q	0.1
	Suivant Z	1.35G + 1,5Q	0.7
<b>Bloc B2</b>	Suivant X	1.35G + 1,5Q	0.3
	Suivant Y	1.35G + 1,5Q	0.2
	Suivant Z	1.35G + 1,5Q	0.8

Tableau III.8 : Déplacement max en situation durable

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{950}{150} = 6.33\text{cm} \\ \frac{h}{125} = \frac{950}{125} = 7.6\text{cm} \\ \frac{L_{B1}}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm} \\ \frac{L_{B2}}{200} = \frac{655}{200} = 3.27\text{cm} \end{array} \right.$$

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

III.11.2 2<sup>ème</sup> Cas : situation accidentelle :

Niveau	Blocs	Déplacement (cm)	
		Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	Bloc B1	0.4	0.3
	Bloc B1	1.7	1.1

Tableau III.9 : Déplacement max en situation accidentelle

$$\frac{h}{100} = \frac{950}{100} = 9.5\text{cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 9.5 cm, donc ils sont vérifiés.

### III.12 Effet de deuxième ordre

➤ Sens X-X :

Blocs	Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$	$\theta_k$
Bloc B1	6.85	0.4	177.37	552.38	6.55	0.00063	0.0002
Bloc B2	4.25	1.1	121.58	378.64	3.95	0.0043	0.0013

**Tableau III.10** : Effet P- $\Delta$  suivant X-X

$\left\{ \begin{array}{l} \theta_k = 0.0002 < 0.1 \\ \theta_k = 0.0013 < 0.1 \end{array} \right.$ 
 Donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

➤ Sens Y-Y :

Blocs	Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$	$\theta_k$
Bloc B1	6.85	0.3	177.38	552.38	6.55	0.00047	0.00015
Bloc B2	4.25	1.1	121.58	378.64	3.95	0.0029	0.00095

**Tableau III.11** : Effet P- $\Delta$  suivant Y-Y

$\left\{ \begin{array}{l} \theta_k = 0.00015 < 0.1 \\ \theta_k = 0.00095 < 0.1 \end{array} \right.$ 
 Donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.



*CHAPITRE IV*  
**CHAPITRE IV**  
*Ferraillage des éléments*  
***Ferraillage des éléments***  
*structuraux*  
***structuraux***

**IV. Ferrailage des éléments structuraux :****IV.1 Etude des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivants :

1)  $1,35G + 1,5Q$

2)  $G + Q$

3)  $G + Q + E$

**RPA 99 v2003 (Art 5.2)**

4)  $G + Q - E$

5)  $0,8G + E$

6)  $0,8G - E$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

$N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

$N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

**IV.1.1 Les recommandations du RPA 99 v2003 :****IV.1.1.1 Les armatures longitudinales :****RPA 99 v 2003 (Art 7.4.2.1)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal est de:  $0,8 \% \frac{\pi \times D^2}{4}$  (Zone IIa).

- Leur pourcentage maximal est de :

- 3 % en zones courantes.
- 6 % en zones de recouvrement.

- Le diamètre minimal est de 12 mm.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant résume le ferrailage des poteaux :

Type	Diamètre du poteau (cm)	$A_{min} (cm^2)$ $= 0.8\%A$	$A_{max} (cm^2) = 3\%A$ Zone courante	$A_{max} (cm^2)$ $= 6\%A$ Zone nodale
Poteau (B1)	50 cm	15.70	58.90	117.8
Poteau (B2)	40 cm	10.05	37.70	75.39

**Tableau IV.1 :** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA

**IV.1.1.2 Les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad [9]$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$t$  : Espacement entre les armatures transversales telle que :

$$t \leq \text{Min} (10\Phi_l, 15\text{cm}) \quad \text{Zone nodale}$$

$$t' \leq 10\Phi_l \quad \text{Zones courante } (\Phi_l \text{ diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau})$$

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode correcteur par effort tranchant.

$$\rho = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5$$

La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en pourcentage est :

$$A^{min} = 0.3\%$$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{D} \right)$$

Avec :

$D$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de  $10\Phi$ .

**VI.1.2- Ferrailage:****VI.1.2.1. Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage des poteaux se fait pour le cas extrême, en introduit ainsi les sollicitations les plus défavorables dans le logiciel **ROBOT EXPERT**, et on vérifiera par la suite le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003 en zone IIa.

Les Résultats de ferrailage des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Bloc (B1)	216.68	18.96	0	-136.21	-37.16	6.85	30.55	152.57	0	15.7	8HA16
Bloc (B2)	596.67	31.81	0	-54.74	-60.51	9.57	80.10	403.41	6.22	15.7	8HA16

**Tableau IV.2 :** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

**VI.1.2.2. Armature transversale :**

Diamètre de la section (cm)	50	40
$\phi_l^{max}$	1.6	1.6
$\phi_l^{min}$	1.6	1.6
$l_f$ (cm)	4.795	2.975
$\lambda_g$	8.59	5.95
$t_{zone\ nodale}$ (cm)	15	15
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15	15
$V_u$ (KN)	65.8	59.91
$A^t$ (cm <sup>2</sup> )	1.64	1.87
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> ) zone nodale	5.89	10.05
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> ) zone courante	15.70	10.05
$A_{adoptee}^t$ (cm <sup>2</sup> )	16.08	8HA16= 16.08
Nombre de barres	8HA16	8HA16

**Tableau IV.3 :** Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Conformément aux règles du **RPA 99 V2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.  $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max}$ . Ce qui est vérifiée dans notre cas.

**IV.1.3 Vérifications :**

**a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement  $\lambda$

$B_r$  : Section réduite du béton

As : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

$L = 4.25 \text{ m} ; N^{\max} = 596.67 \text{ KN}.$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 4,25 = 2,97m$  (longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{D}{4} 0,08m$  (rayon de giration)

$D'ou \ \lambda = \frac{2,97}{0,1} = 29,7 \Rightarrow \alpha = 0,74$

$B_r = 0,113m^2$  (section réduite)

Donc

$$N_u = 0,74 \times \left( \frac{0,113 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 9,57 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 5421,28KN$$

On a  $N_{\max} = 596.67 < 5421.28 \text{ KN}$  la condition est vérifié ; donc pas de risque de flambement.

**IV.2 Etudes des poutres:**

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 à savoir :

- 1,35 G+1,5 Q
- G + Q
- G + Q + E
- 0,8 G + E
- 0,8 G – E

**RPA99 (Article 5.2)**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue un seul type de poutre, Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers données par le RPA 99 en zone IIa.

**IV.2.1 Recommandation du RPA99 :****IV.2.1.1 Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5%,  $A_t^{\min} = 0,5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \Phi$  (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

**IV.2.1.2 Armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$  dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre  $\Phi_1$  est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**IV.2.2 Ferrailage des poutres :****IV.2.2.1 Ferrailage des poutres principales :****a) Les armatures longitudinales**

Le ferrailage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraites du logiciel SAP 2000, et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003.

Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
55×30	Appui/Z <sub>c</sub>	37.16	66.21	3.41	8.25	4HA14+2HA12=8.41
	Travée /Z <sub>r</sub>	19.01		2.19		4HA14+2HA12=8.41

**Tableau IV.4 :** Les armatures longitudinales dans les poutres

Z<sub>c</sub> : zone courante

$Z_r$  : zone de recouvrement

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

**b) Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(1,4 ; \frac{55}{35} ; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1,4 ; 1,57 ; 3) = 1,4 \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi = 10 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (un cadre+un etrier)

**c) Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{3,14 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,3} = 104,66 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} = 40 \text{ cm} \quad \text{BAEL 91 (Art H.III.3)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{66,21 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,50} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq 176,28 \text{ cm}$$

Et d'après le **RPA99/version2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \quad \text{On adopte un espacement de } \mathbf{20 \text{ cm}} \text{ pour la zone courante}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min(13,75 ; 2)$$

On adopte un espacement de **10 cm** pour la zone nodale sur une longueur de  $l = 2 \times 55 = 110 \text{ cm}$

$$A^{\min} = 0,003 \times S_t \times d = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,7 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**IV.2.2.2 Vérifications des poutres principales:****a) Condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**b) Vérifications des contraintes tangentielles**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \text{ tel que } : \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{F.P.N}) \text{ BAEL 91 (Art H.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Section	V <sub>u</sub> (KN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
55×30	66.21	0.44	3,25

**Tableau IV.5 : Vérification des contraintes tangentielles**

$$\tau_u = 1.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ Pas de risque de cisaillement.}$$

**c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :****➤ En appui de rive :**

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

**➤ En appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Les résultats de la vérification des armatures longitudinales au cisaillement sont résumés dans le tableau suivant :

section	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>u</sub> <sup>a</sup> (MN.m)	Ap rive (cm <sup>2</sup> )	Ap inter (cm <sup>2</sup> )
55×30	14,04	0,214	1.9	-1.4

**Tableau IV.6 : Vérification au cisaillement**



**d) Vérification à l'ELS :**

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$y = 16,72cm$$

$$I = 186460,65cm^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{26,10 \times 10^6}{186460,65 \times 10^4} \times 167,2 = 4,23MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4,23 < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \text{la compression est vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service. Nous allons évaluer la flèche selon les règles du BAEL 91(Article B.6.5) et du CBA 93.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$(1) \Rightarrow \frac{55}{600} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.091 > 0.0625$$

Vérifiée

$$(2) \Rightarrow \frac{55}{700} = 0,078 > \frac{98.168}{10 \times 183.91} = 0,053$$

Vérifiée

$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{14,04 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,46} = 0,0101 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Vérifiée

Les trois conditions sont satisfaites, donc le calcul des flèches peut être exclu.

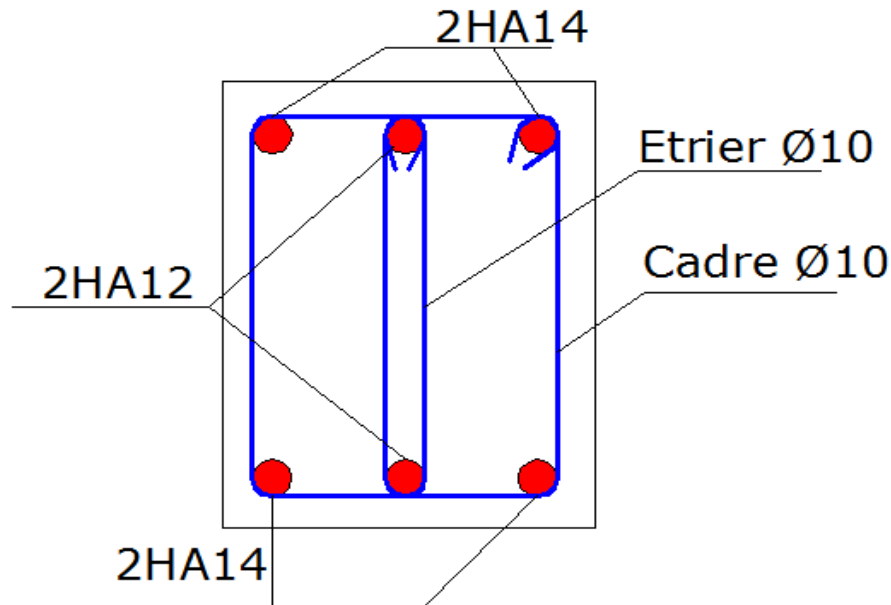


Figure IV.1 : Schéma de ferraillage des poutres principales en travées et aux appuis

**IV.2.2.3 Ferraillage des poutres secondaires :**

**a. Les armatures longitudinales:**

Le ferraillage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraites du logiciel SAP 2000, et cela après comparaison avec le ferraillage minimum donné par le RPA99 V2003.

Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
40×30	Appui/Z <sub>c</sub>	23.77	45.27	2.91	5.25	6HA12=6.78
	Travée /Z <sub>r</sub>	15.22		2.01		6HA12=6.78

Tableau IV.7 : Les armatures longitudinales dans les poutres.

Z<sub>c</sub> : zone courante

Z<sub>r</sub> : zone de recouvrement

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

**b. Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(1,2 ; \frac{35}{35} ; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1,2 ; 1 ; 3) = 1 \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

**c. Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,3} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} = 31,5 \text{ cm}$$

BAEL 91 (Art H.III.3)

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq 164,92 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{45,27 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,3} = 0.50 \text{ MPa}$$

Et d'après le **RPA99/version2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \quad \text{On adopte un espacement de } \mathbf{15 \text{ cm}} \text{ pour la zone courante}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min(8,75 ; 14,4)$$

On adopte un espacement de **8 cm** pour la zone nodale sur une longueur de  $l = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

$$A^{\min} = 0,003 \times S_t \times d = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**IV.2.2.4 Vérifications des poutres secondaires:****a). Condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{r28}}{f_e} = 1,26 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**b). Vérifications des contraintes tangentielles**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \text{ tel que } : \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{F.P.N}) \text{ BAEL 91 (Art H.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$V_u$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
40×30	47.27	0.50	3,25

**Tableau IV.8 :** Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau_u = 0.50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ Pas de risque de cisaillement.}$$

**c). Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :****➤ En appui de rive :**

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

**➤ En appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Les résultats de la vérification des armatures longitudinales au cisaillement sont résumés dans le tableau suivant :

section	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$M_u^a$ (KN.m)	Ap rive (cm <sup>2</sup> )	Ap inter (cm <sup>2</sup> )
40×30	6.79	29.24	1.30	-1.81

**Tableau IV.9 :** Vérification au cisaillement

**d). Vérification à l'ELS :**

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$y = 11,27 \text{ cm}$$

$$I = 49995,08 \text{ cm}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16,73 \times 10^6}{49995,08 \times 10^4} \times 112,7 = 3,77 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3,77 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{la compression est vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service. Nous allons évaluer la flèche selon les règles du BAEL 91(Article B.6.5) et du CBA 93.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$(1) \Rightarrow \frac{35}{500} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,07 > 0,0625$$

Vérifiée

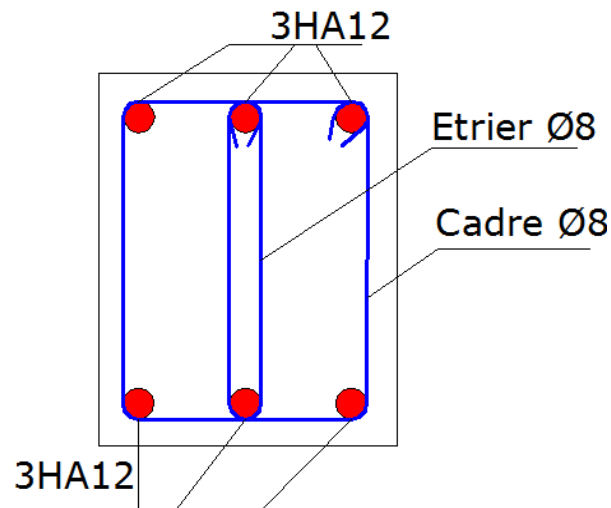
$$(2) \Rightarrow \frac{40}{500} = 0,08 > \frac{28}{10 \times 21.125} = 0,073$$

*Vérifiée*

$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.79 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,37} = 0,0061 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

*Vérifiée*

Les trois conditions sont satisfaites, donc le calcul des flèches peut être exclu.



**Figure IV.2 :** Schéma de ferrailage des poutres secondaires en travées et aux appuis

*Partie D- Etude de  
l'infrastructure et de la  
stabilité d'ensemble*

# CHAPITRE I

## *Etude l'infrastructure*



**I.1 Introduction :**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure, les transmettre et les répartir au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

- **Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

La contrainte admissible du sol site  $S_3$   $\sigma_{sol} = 2$  bar

La profondeur d'ancrage :  $D = 2$ m.

D'après le **RPA 99 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action accidentelles suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

**I.2 dimensionnement des semelles isolées :****I.2.1 semelle de type (I):****I.2.1.1 Détermination des sollicitations:**

Les sollicitations les plus défavorables sont données par le logiciel ROBOT est sont regroupés dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
$N^{\max}$ (KN)	437.44	569.67	412.31
$M_y$ (KN.m)	12.10	6.31	4.52
$M_z$ (KN.m)	43.56	21.28	15.22
$V_y$ (KN)	8.31	7.39	5.67
$V_x$ (KN)	5.77	2.29	1.64

**Tableau I.1 :** Les sollicitations à la base des poteaux

**I.2.1.2 Pré dimensionnement de la semelle :**

Les poteaux de notre structure sont circulaire de diamètre  $D$ , dans les calculs on les considère comme des poteaux de section carrée ( $a \times b = D^2$ ), donc les semelles sont carrées ( $A*B$ ).

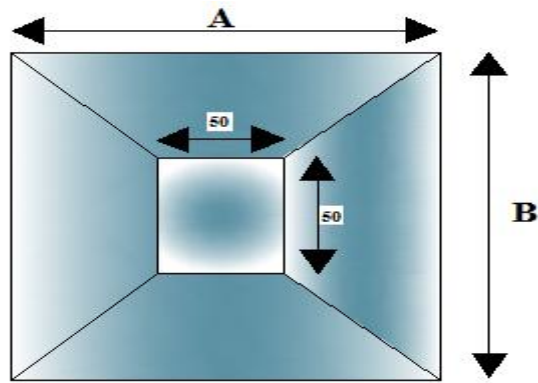


Figure I.1 : Semelle isolé.

$$N_{max} = 569.67 \text{ KN}$$

- Critère de non poinçonnement:

On doit vérifier :  $\sigma_M \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$\sigma_M$  : La contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante :

$\overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$  (Donnée du rapport de sol)

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{21.28}{569.67} = 3.73 \text{ cm}$$

$$\sigma_M = \frac{569.67 \times 10^{-3}}{B^2} \left( 1 + \frac{6 \times 0.037}{B} \right) \leq 0.2$$

$$B^3 - 2.848B - 0.632 > 0$$

Soit :  $A = B = 1.8 \text{ m}$

### 1.2.1.3 Dimensionnement de la semelle:

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \frac{1.8-0.5}{4} = 32.5 \text{ cm}$$

soit  $d = 35 \text{ cm}$

$$h = d + c = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$$

$l_1$  : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0.40 = 1.60 \text{ m}$$

• **Poids de la semelle:**

$$P = 1,8^2 \times 0,40 \times 25 = 32.4 \text{ KN}$$

• **Poids de l'amorce de poteau**

$$P = 0.5^2 \times 1.60 \times 25 = 10 \text{ KN}$$

• **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + e_y \times p \quad \text{Avec } (e_y = \frac{M_y}{N}; e_z = \frac{M_z}{N})$$

$$M_{bz} = M_z + e_z \times p$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
$N^{\max}$ (KN)	479.84	612.07	454.71
$M_{by}$ (KN.m)	13.27	6.78	4.98
$M_{bz}$ (KN.m)	47.78	22.86	16.78
$V_y$ (KN)	8.31	7.39	5.67
$V_x$ (KN)	5.77	2.29	1.64

**Tableau I.2 :** Les sollicitations à la base de la semelle type 1

• **Vérification des contraintes :**

On a :  $e = \frac{M}{N}$

$$\begin{cases} \frac{A}{6} = 0,3 \Rightarrow \text{sensA} \\ \frac{B}{6} = 0,3 \Rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

• **Sens A :**

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \quad \text{Avec : } (e_0 = \frac{M_z}{N})$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

• **Sens B :**

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \quad \text{Avec : } (e_0 = \frac{M_y}{N})$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \quad [12]$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	$e_0$ (m)	$\sigma_{max}$ (bar)	$\sigma_{min}$ (bar)	$\sigma_{moy}$ (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,1	1,97	0,098	1,50 < 2
		Sens B	0,027	1,34	0,013	1 < 2
Situation Durable	ELU	Sens A	0,037	1,65	0,164	1,27 < 2
		Sens B	0,011	1,82	0,182	1,41 < 2
	ELS	Sens A	0,037	1,23	0,123	0,95 < 2
		Sens B	0,011	1,35	0,135	1,04 < 2

**Tableau I.3** : Vérification des contraintes dans le sol (type1)

Les contraintes moyennes sont toutes vérifiées donc on opte pour une semelle carrée de cotés **A = 1,8m** et **B = 1.8m**.

- **Vérification de la stabilité au renversement:** (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5)

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45m \rightarrow \text{sensA} \\ \frac{B}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45m \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

sens A :  $e_0 = 0,1m$

sens B :  $e_0 = 0,027m$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

#### **I.2.1.4 Ferraille :**

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sensA} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

- Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sensA}$$

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sensB}$$

- Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensA}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensB}$$

**a)-situation accidentelle:**

❖ **Armatures parallèle à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,027 > \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,027 > \frac{1,8}{24} = 0,073 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 479,84 \left( 1 + \frac{3 \times 0,027}{1,8} \right) = 501,43 \text{KN}$$

$$N' = 501,43 \text{KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{501,43 \times 10^{-3} \times (1,8 - 0,5)}{8 \times 0,35 \times 348} = 6,69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,69 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures parallèle à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,1 > \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,1 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$Z_A = 0,9 \times d_A = 0,9 \times 0,35 = 0,315$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,1) \left( \frac{\frac{1,8}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{1,8}{2} - 0,1} \right)^2 \frac{479,84}{27}$$

$$M_1 = 94,14 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{94,14 \times 10^{-3}}{0,315 \times 348} = 7,4 \text{ cm}^2$$

$$A = 8,58 \text{ cm}^2$$

**b) situation durable :**

**b-1) à l'ELU :**

❖ **Armatures parallèle à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,011 < \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,011 < \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 612,07 \left( 1 + \frac{3 \times 0,011}{1,8} \right) = 623,29 \text{ KN}$$

$$N' = 623,29 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{623,29 \times 10^{-3} \times (1,8 - 0,5)}{8 \times 0,35 \times 348} = 8,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,31 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armatures parallèles à " A " :

$$\begin{cases} e_0 = 0,037 < \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,037 < \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 612,07 \left( 1 + \frac{3 \times 0,037}{1,8} \right) = 649,81 \text{ KN}$$

$$N' = 649,81 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{649,81 \times 10^{-3} \times (1,8 - 0,5)}{8 \times 0,35 \times 348} = 8,67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,67 \text{ cm}^2$$

**b-2) E L S :**

## ❖ Armatures parallèles à " B " :

$$\begin{cases} e_0 = 0,011 < \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,011 < \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 454,71 \left( 1 + \frac{3 \times 0,011}{1,8} \right) = 463,04 \text{ KN}$$

$$N' = 463,04 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{463,04 \times 10^{-3} \times (1,8 - 0,5)}{8 \times 0,35 \times 348} = 6,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,17 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armatures parallèle à " A " :

$$\begin{cases} e_0 = 0,037 < \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,037 < \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 454,71 \left( 1 + \frac{3 \times 0,037}{1,8} \right) = 482,75 \text{ KN}$$

$$N' = 482,75 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N'(A-a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{482.75 \times 10^{-3} \times (1.8 - 0.5)}{8 \times 0.35 \times 348} = 6.44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.44 \text{ cm}^2$$

**c) Condition de non fragilité :**

$$\text{Min } A_A = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h$$

$$\text{Min } A_A = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 180 \times 40$$

$$\text{Min } A_A = 8.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h$$

$$\text{Min } A_B = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 180 \times 40$$

$$\text{Min } A_B = 8.69 \text{ cm}^2$$

**d) Dispositions constructives:**

Les armatures seront munies des crochets si :

( $l_s > B/4$  dans le sens B ; et  $l_s > A/4$  dans le sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

$l_s$  : longueur de scellement

$$\psi_s = 1.5 \rightarrow HA$$

**Suivant B :** on prend pour le sens B, des barres HA12

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 \text{ cm} < \frac{180}{4} = 45 \text{ cm}$$

➤ L'encrage droit des barres est suffisant.

**(BAEL91)**

**Suivant A :** on prend pour le sens A, des barres HA12

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 \text{ cm} < \frac{180}{4} = 45 \text{ cm}$$

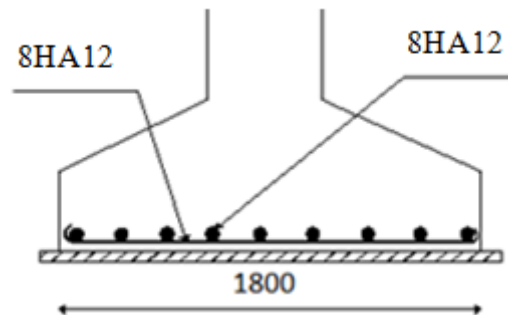
Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais elles peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:



Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barre	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$l_s$ (cm)	$S_t$ (cm)
		ELU	ELS					
$A_s$ (B)	6.69	8.31	6.17	8.69	8HA12	9.05	42.32	23
$A_s$ (A)	8.58	8.67	6.44	8.69	8HA12	9.05	42.32	23

**Tableau I.4 :** Les armatures des semelles type 1



**Figure I.2 :** Ferrailage de la semelle type 1

#### **I.2.1.4 Calcul des longrines type(I):**

##### **❖ Introduction :**

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

##### **❖ Pré dimensionnement :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie  $S_2$  et  $S_3$

30 cm x 30 cm : site de catégorie  $S_4$

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : ( 30x35) cm<sup>2</sup>

##### **❖ Ferrailage :**

##### **➤ Armatures longitudinales :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left( \frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

$\alpha$ : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$N_u^{\max}$  : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 12$  (zone IIa, site S3)

$$ELU \rightarrow N_t = \left( \frac{569.67}{12} \right) = 47.47 \text{ KN}$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left( \frac{412.31}{12} \right) = 34.36 \text{ KN}$$

$$\text{et } A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{47.47 \times 10^{-3}}{348} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{34.36 \times 10^{-3}}{348} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% B = 0.6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 6.3 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec  $A_{\min}$

Soit **6HA12**, avec  $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2.1}{400} = 5.51$$

$$5.51 \text{ cm}^2 < 6.79 \text{ cm}^2 \quad \text{est vérifiée}$$

**b) Vérification de la flèche :**

$$q_s = \frac{412.31}{6} = 68.71 \text{ KN/ml}$$

La plus grande portée est :  $l=6.5\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{650}{200} = 3.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187.5 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 68.71 \times (650)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 107187.5} = 7.09 < 3.25 \quad \text{non vérifiée}$$

On doit augmenter la hauteur de longrine.

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{5q_s l^3 200}{384E} = \frac{5 \times 68.71 \times 650^3 \times 200}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 233996.57 \text{ cm}^4$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{233996.57 \times 12}{30}} = 45.40 \text{ cm}$$

On opte pour une longrine de section (30x50) cm<sup>2</sup>

➤ **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à : min (20 cm, 15Φ)

$$S_t < (20\text{cm}, 15 \times 0,8) = 12\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

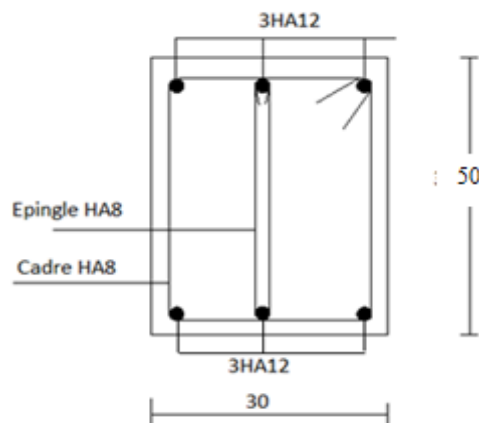


Figure I.3 : Schéma de ferrailage des longrines

**I.2.2 semelle de type (II):**

**I.2.2.1 Pré dimensionnement de la semelle :**

Les potelets sont en HEA280, dans le calcul on les considère comme étant des poteaux de section carrée (30 × 30 cm<sup>2</sup>).

$$N_{max} = 313.97 \text{ KN}$$

- Critère de non poinçonnement:

On doit vérifier :  $\sigma_M \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$\sigma_M$  : La contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante :

$\overline{\sigma}_{sol} = 0.2MPa$  (Donnée du rapport de sol)

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{127.85}{300.77} = 0.42 \text{ m}$$

$$\sigma_M = \frac{300.77 \times 10^{-3}}{B^2} \left( 1 + \frac{6 \times 0.42}{B} \right) \leq 0.2$$

$$B^3 - 1.5B - 3.41 > 0$$

Soit :  $A = B = 1.9m$

### 1.2.2.2 Dimensionnement de la semelle:

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \frac{1.9-0.3}{4} = 0,40cm$$

soit  $d = 35cm$

$$h = d + c = 40 + 5 = 45 \text{ cm}$$

$l_1$  : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0,45 = 1,55 \text{ m}$$

- Poids de la semelle:

$$P = 1,9^2 \times 0,45 \times 25 = 40.61 \text{ KN}$$

- Poids de l'amorce de poteau

$$P = 0.3^2 \times 1.55 \times 25 = 3.48 \text{ KN}$$

- Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + e_y \times p$$

$$M_{bz} = M_z + e_z \times p$$

$$\text{Avec } (e_y = \frac{M_y}{N}; e_z = \frac{M_z}{N})$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
$N^{\max}$ (KN)	219.11	300.77	214.86
$M_{by}$ (KN.m)	98.35	127.85	90.87
$M_{bz}$ (KN.m)	0.2	0.27	0.10

**Tableau I.5 :** Les sollicitations à la base de la semelle type (II)

**I.2.2.3 Vérification des contraintes :**

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	$e_0$ (m)	$\sigma_{\max}$ (bar)	$\sigma_{\min}$ (bar)	$\sigma_{moy}$ (bar)
Situation accidentelle		Sens A	$9.11 \times 10^{-4} \approx 0$	0.73	0.73	$0.73 < 2$
		Sens B	0.44	2.63	-	$1.97 < 2$
Situation Durable	ELU	Sens A	$\approx 0$	0.95	0.95	$0.95 < 2$
		Sens B	0,42	2.27	-	$1.70 < 2$
	ELS	Sens A	$\approx 0$	0.72	0.123	$0,95 < 2$
		Sens B	0,35	2.58	-	$1,94 < 2$

**Tableau I.6 :** Vérification des contraintes dans le sol (type II)

Les contraintes moyennes sont toutes vérifiées donc on opte pour une semelle carrée de cotés **A= B = 1.9m**.

• **Vérification de la stabilité au renversement**

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1,9}{4} = 0,47m \rightarrow \text{sensA} \\ \frac{B}{4} = \frac{1,9}{4} = 0,47m \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

sens A:  $e_0 = 0m$

sens B:  $e_0 = 0,44m$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

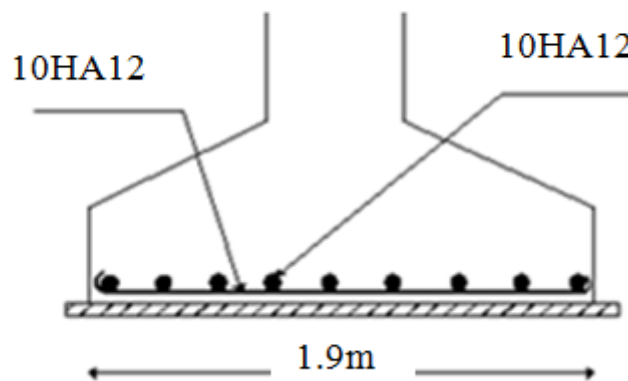
**I.2.2.4 Ferraille :**

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-après

$$\text{Min } A_A = 10,32cm^2$$

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barre	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>s</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)
		ELU	ELS					
A <sub>s</sub> (B)	7.99	10.13	6.68	10.32	10HA12	11.31	42.32	23
A <sub>s</sub> (A)	4.21	5.56	4.25	10.32	10HA12	11.31	42.32	23

**Tableau I.7 :** Les armatures des semelles isolées de type (II)



**Figure I.3 :** Ferrailage de la semelle isolée de type (II)

**I.2.2.5 Ferrailage du fût en béton :**

Les fondations sont ancrées à D =2 m ; l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension (50x50) cm<sup>2</sup> Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée.

❖ **Ferrailage longitudinal:**

$$\begin{cases} N = 300.77KN \\ M = 127.85KN.m \\ V = 68.04KN \end{cases}$$

$e_0$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

$l$  : Hauteur totale du Poteau

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{127.85}{300.77}$$

$$e_0 = 0.42m$$

$$A = (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.05)0.5 \times 0.5 \times 14.2$$

$$A = 454.47KN$$

$$B = N_u(d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 127.86 + 300.77 \left( 0.45 - \frac{0.5}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 188.01KN.m$$

$$B = 300.77(0.45 - 0.05) - 188.01$$

$$B = -67.70$$

$$A = 454.47KN > B = -67.70KN$$

La section est partiellement comprimée, le calcul de ferrailage se fera en flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{188.01 \times 10^{-3}}{1.9 \times 0.45^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.034$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = 0.043$$

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

$$z = 0.448m$$

$$A_t = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}}$$

$$A_t = 12.06cm^2$$

$$A_s = A_t - \frac{N_u}{f_{st}}$$

$$A_s = 3.42cm^2$$

Le RPA exige une section minimale

$$A_s^{min} = 0.8\% b h \text{ cm}^2$$

$$A_s^{min} = 0.8 \times 10^{-2} \times 50 \times 50$$

$$A_s^{min} = 20 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec :

$$A_s^{min} = 20 \text{ cm}^2$$

On choisit :

$$8HA14 + 4HA16 = 20.36 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage transversal :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{68.04 \times 10^{-3}}{1.9 \times 0.45}$$

$$\tau_u = 0.079 \text{ MPa}$$

Selon le BAEL 91 :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \text{fissuration nuisible et très nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.079 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

*Condition vérifiée*

\*Selon BAEL91 :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right) \end{cases}$$

$S_t$  : L'espace entre les armatures transversales

$\varphi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$h$  : La hauteur de la section

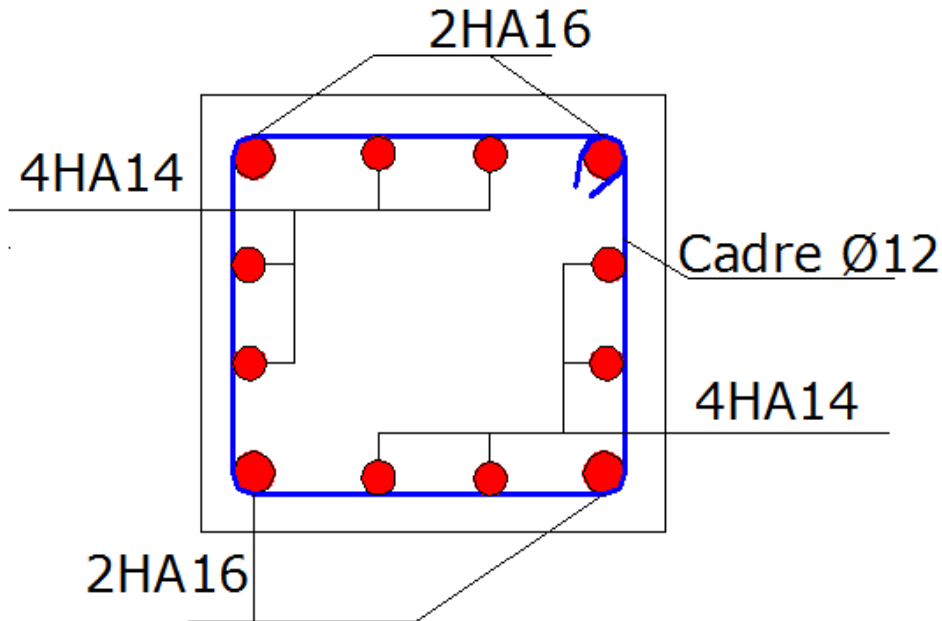
$b$  : La largeur de la section

$A_t$  : Section d'armature transversale



$$\begin{cases} S_t \leq 40\text{cm} \\ \varphi_t \leq 1.4\text{cm} \\ A_t \geq 2\text{ cm}^2 \end{cases}$$

2HA12 soit  $A_t = 2.26\text{ cm}^2$



*Figure I.4* : Schéma de ferrailage du fût

### **I.3 dimensionnement des semelles filantes :**

Dans le cas des semelles filantes, il n'existe qu'un sens de flexion. La semelle est armée perpendiculairement à sa longueur par les armatures principales transversales de section  $A$  [ $\text{cm}^2$ ], celles-ci sont maintenues par les armatures longitudinales de répartition de section  $A_r$  [ $\text{cm}^2$ ] comme le montre la figure ci-après.

La section d'armature  $A$  est obtenue par calcul selon BAEL91.

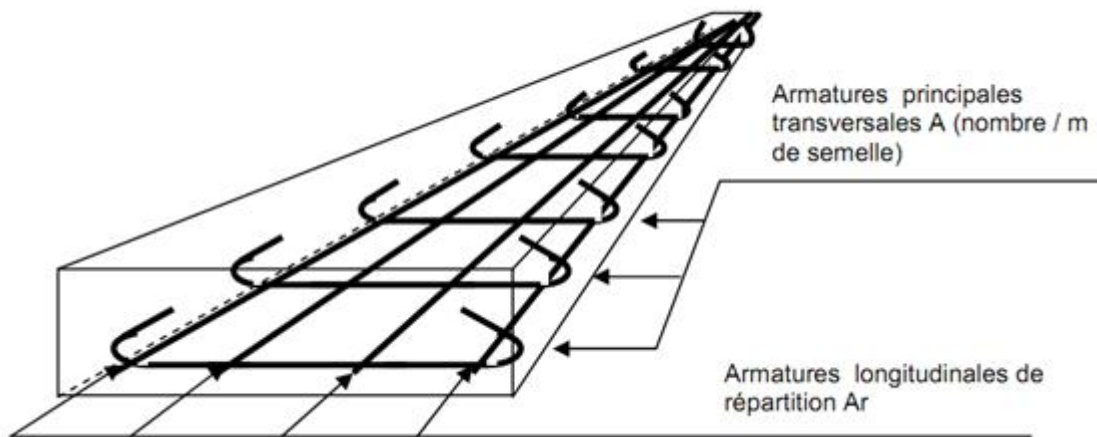


Figure I.5 : schéma de ferrailage d'une semelle filante

### I.3.1 semelle (Type III):

Nous allons faire le calcul de la semelle sous poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A \times L} \Rightarrow A \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

- $B$  : Largeur de la semelle.
- $L$  : Longueur de la semelle.
- $N$  : l'effort normal amené par le poteau

$$N = \sum N_i$$

$$A \geq \frac{3486.55 \times 10^{-3}}{0.2 \times 23.9}$$

$$A \geq 0.73m$$

Pour des raisons constructives on opte  $A = 1.3m$

La hauteur de la semelle est donnée par la condition de rigidité :

$$h_t \geq \frac{A - a}{4} + c$$

$c$  : L'enrobage  $c = 5cm$

$$h_t \geq \frac{1.3 - 0.7}{4} + 0.05 = 20cm$$

On prend  $h_t = 30cm$

**I.3.1.1 Vérification en tenant compte du poids de la semelle :**

❖ Le poids de la semelle :

$$P = A \times L \times h_t \times 25$$

$$P = 1.3 \times 23.9 \times 0.3 \times 25$$

$$P = 233.02 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A \times L} \left( 1 + \frac{6e_0}{L} \right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{2479.43}{3719.57} = 0.66 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{3719.57 \times 10^{-3}}{1.3 \times 23.9} \left( 1 + \frac{6 \times 0.66}{23.9} \right) \Rightarrow \sigma = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

**I.3.1.2 Vérification des contraintes :**

$$\text{Si : } e = \frac{M}{N} < \left\{ \frac{A}{6} = 0,21 \Rightarrow \text{sens A} \right.$$

**On a :**

Sens A :

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \quad \text{Avec : } \left( e_0 = \frac{M_z}{N} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Si non :

$$\sigma^{max} = \frac{2N}{3 \left( \frac{A}{2} - e_0 \right) L}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma^{max}}{4}$$

Cas de chargement		sens	$e_0$ (m)	$\sigma_{\max}$ (bar)	$\sigma_{moy}$ (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0.41	3.43	2.57 > 2
Situation Durable	ELU	Sens A	0,43	5.11	3.83 > 2
	ELS	Sens A	0,42	3.59	2.69 > 2

**Tableau I.8 :** Vérification des contraintes dans le sol (type I)

Les contraintes moyennes ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à

$$L = 25.2m \text{ et } A = 1.8m$$

### I.3.1.3 Vérification de la stabilité au renversement

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \left\{ \frac{A}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45m \rightarrow \text{sens A} \right.$$

$$\text{sens A: } e_0 = 0,42m$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

### I.3.1.4 Ferrailage de la semelle filante :

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \left\{ e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sens A} \right.$$

$$(2) \left\{ e_0 < \frac{A}{24} \right.$$

- Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

- Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$

$$M_1 = \left( 4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0 \right) \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens A}$$

**a)-situation accidentelle:**

- Armatures à "A":

$$\begin{cases} e_0 = 0,41 > \frac{1,8}{6} = 0,3 \\ e_0 = 0,41 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$Z_A = 0,9 \times d_A = 0,9 \times 0,15 = 0,135m$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,7 - 9 \times 0,41) \left( \frac{\frac{1,8}{2} - 0,35 \times 0,7}{\frac{1,8}{2} - 0,41} \right)^2 \frac{2584,11}{27}$$

$$M_1 = 475,92KN.m$$

$$A_s = \frac{475,92 \times 10^{-3}}{0,135 \times 348} = 91,80cm^2$$

$$A = 3,64cm^2$$

**b) situation durable :****b-1) à l'ELU:**

- Armatures à "A":

$$\begin{cases} e_0 = 0,43 > \frac{1,8}{6} = 0,3 \\ e_0 = 0,43 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$Z_A = 0,9 \times d_A = 0,9 \times 0,15 = 0,135m$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,7 - 9 \times 0,43) \left( \frac{\frac{1,8}{2} - 0,35 \times 0,7}{\frac{1,8}{2} - 0,43} \right)^2 \frac{3486,55}{27}$$

$$M_1 = 637,05KN.m$$

$$A_s = \frac{637,05 \times 10^{-3}}{0,135 \times 348} = 135,60cm^2$$

$$A = 5,38cm^2$$

**b-2) à l'ELS:**

- Armatures à "A":

$$\begin{cases} e_0 = 0,42 > \frac{1,8}{6} = 0,3 \\ e_0 = 0,42 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$Z_A = 0,9 \times d_A = 0,9 \times 0,15 = 0,135m$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,7 - 9 \times 0,42) \left( \frac{\frac{1,8}{2} - 0,35 \times 0,7}{\frac{1,8}{2} - 0,42} \right)^2 \frac{2451,63}{27}$$

$$M_1 = 449,77 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{449,77 \times 10^{-3}}{0,135 \times 348} = 95,73 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,79 \text{ cm}^2$$

**c) Condition de non fragilité :**

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h$$

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 180 \times 20$$

$$\text{Min } A_A = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_L = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times 1 \times h$$

$$\text{Min } A_L = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 20$$

$$\text{Min } A_L = 2,42 \text{ cm}^2$$

**d) Dispositions constructives:**

Les armatures seront munies des crochets si :

( $l_s > B/4$  dans le sens B ; et  $l_s > A/4$  dans le sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

$l_s$  : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

**Suivant A :** on prend pour le sens A, des barres HA12

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} < \frac{180}{4} = 45 \text{ cm}$$

Suivant L : on prend pour le sens L, des barres HA10

$$l_s = \frac{1 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 35,26 \text{ cm} < \frac{2520}{4} = 630 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais elles peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de Barre/ml	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	l <sub>s</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)
		ELU	ELS					
A <sub>s</sub> (A)	3.64	5.38	3.79	4.34	5HA12	5.65	42.32	20
A <sub>s</sub> (L)	0.91	1.35	0.94	2.42	4HA10	3.14	630	25

Tableau I.9 : Les sections d'armatures de la semelle filante

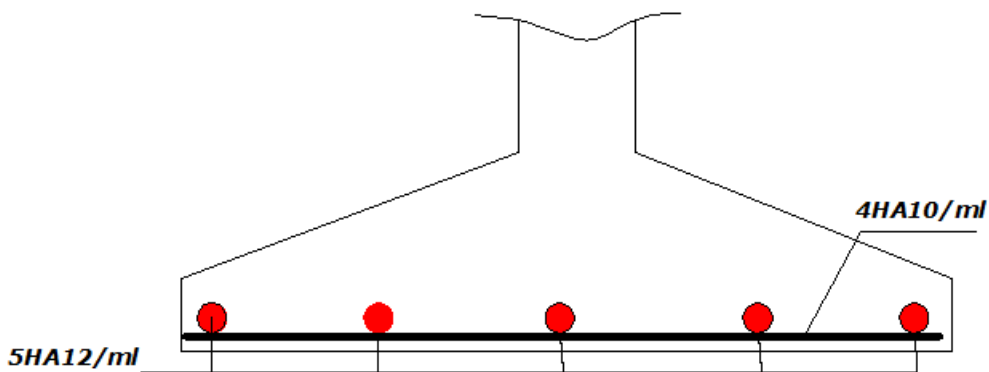


Figure I.6 : Schéma de ferrailage de la semelle filante de type (I)

**I.3.1.5 Ferrailage du fût en béton armé :**

$$\begin{cases} N = 618.86 \text{ KN} \\ M = 554.55 \text{ KN.m} \\ V = 291.36 \text{ KN} \end{cases}$$

On a :

$$A = 1942.27 \text{ KN} > B = -386.89 \text{ KN}$$

La section est partiellement comprimée, le calcul de ferrailage se fera en flexion simple

❖ **Ferrailage longitudinal :**

$$A_s = 17.24 \text{ cm}^2$$

Le RPA exige une section minimale

$$A_s^{\min} = 0.8\% b h \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0.8 \times 10^{-2} \times 100 \times 70$$

$$A_s^{\min} = 56 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec :

$$12\text{HA}20 + 4\text{HA}25 \quad A_l = 57.34 \text{ cm}^2$$

### ❖ Ferrailage transversal

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPa}$$

Selon le BAEL 91 :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \text{fissuration nuisible et très nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

*Condition vérifiée*

\*Selon BAEL91 :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_t \leq 40 \text{ cm} \\ \varphi_t \leq 2 \text{ cm} \\ A_t \geq 2.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$2\text{HA}8 + 2\text{HA}10 \text{ soit } A_t = 2.58 \text{ cm}^2$$



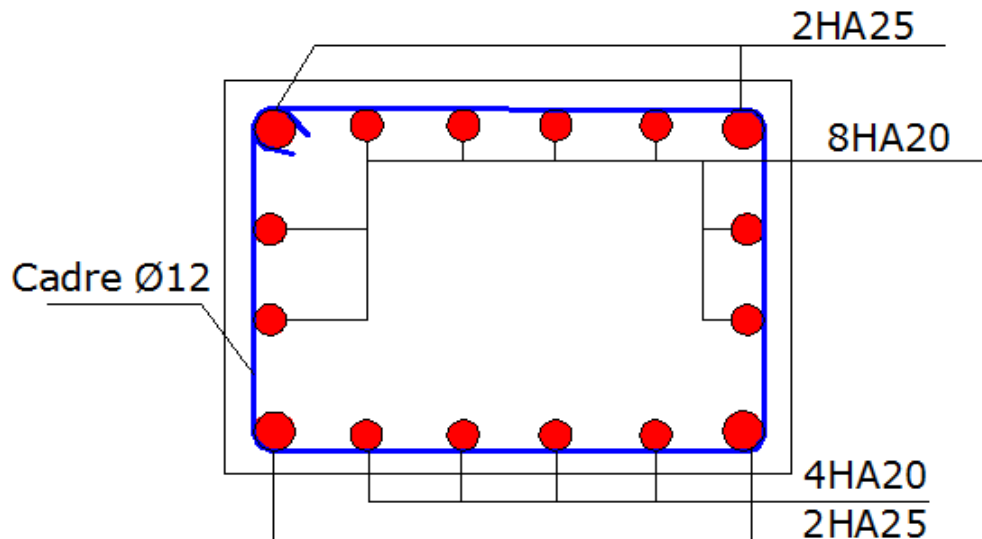


Figure I.7 : Schéma de ferrailage du fût de la semelle type (III)

### I.3.1.5 Ferrailage des longrines :

#### ❖ Longrine de type(I) :

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : ( 25X30) cm<sup>2</sup>

#### ➤ **Ferrailage :**

##### ✓ **Armatures longitudinales :**

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{20 \times 10^{-3}}{348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{20 \times 10^{-3}}{348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 25 \times 30$$

$$A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec  $A_{\min}$

Soit **4HA12**, avec  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

#### a) **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{25 \times 30 \times 2,1}{400} = 3,93$$

$$3,93 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{est vérifiée}$$

### b) Vérification de la flèche

$$q_s = 20 \text{ KN / ml}$$

La plus grande portée est :  $l=2.8\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{2800}{200} = 14 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{25 \times 30^3}{12} = 56250 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 20 \times (2800)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 56250 \times 10^4} = 0,135 \text{ mm} < 14 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### II.5.3.2 Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à :  $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < (20 \text{ cm}, 15 \times 0,8) = 12 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10 cm en zone nodale.

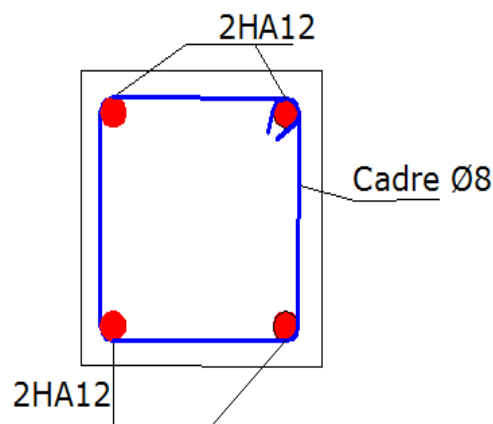


Figure I.8: Schéma de ferrailage de la longrine type (I)

### ❖ Longrine de type(II) :

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (35X40) cm<sup>2</sup>

❖ **Armatures longitudinales :**

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{36,25 \times 10^{-3}}{348} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{25,72 \times 10^{-3}}{348} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 35 \times 40$$

$$A_{\min} = 8,4 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec  $A_{\min}$

Soit **8HA12**, avec  $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$

**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{35 \times 40 \times 2,1}{400} = 7,35$$

$$7,35 \text{ cm}^2 < 9,05 \text{ cm}^2 \quad \text{est vérifiée}$$

**b) Vérification de la flèche**

$$q_s = 20 \text{ KN / ml}$$

La plus grande portée est :  $l=6.5\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{6500}{200} = 32,5 \text{ mm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{35 \times 40^3}{12} = 186666,66 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 51,45 \times (6500)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 186666,66 \times 10^4} = 3,05 \text{ mm} < 32,5 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**II.5.3.2 Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à :  $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < (20 \text{ cm}, 15 \times 0,8) = 12 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

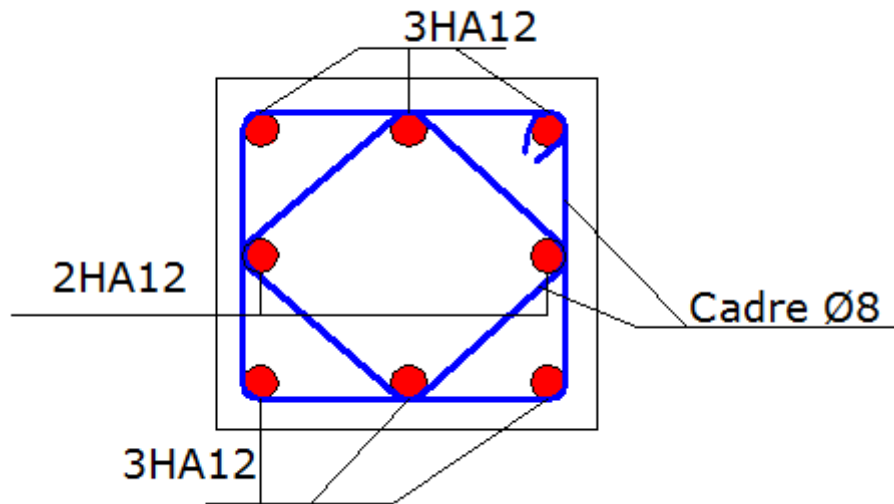


Figure I.9: Schéma de ferrailage de la longrine type (II)

**I.3.2 Semelles filantes (type IV)**

Elle est soumise à un effort normal plus un moment de flexion rapporté au centre de gravité de la section du béton seul à la base du poteau.

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = B \times \frac{a}{b} = B$$

On doit vérifier :  $\sigma_M \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \frac{P}{S} + \frac{M}{I} y \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Les sollicitations les plus défavorables sont :  $\begin{cases} M = 44.52KN.m \\ P = 269.90KN \end{cases}$

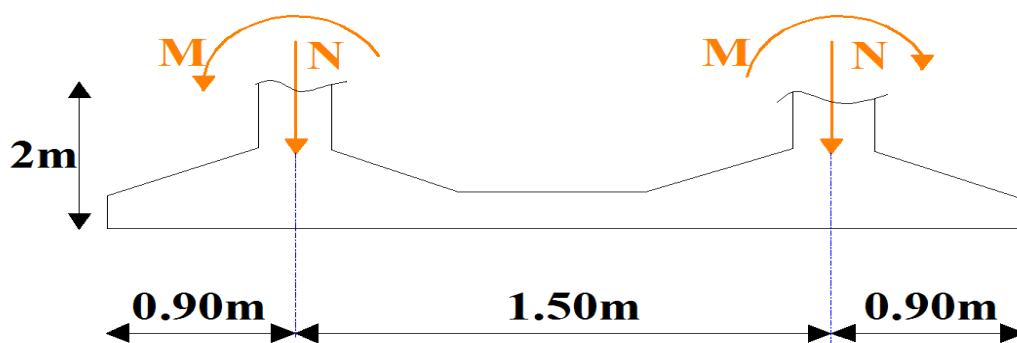


Figure I.10 Efforts sollicitant la semelle filante

L'équation à résoudre est d'ordre 3, on procède par tâtonnement

$$\frac{P}{B^2} + \frac{6M}{B^3} \leq 0.2$$

$$B^3 - 1.349B - 1.335 > 0$$

Pour résoudre cette équation, on procède par tâtonnement

$$\text{Pour } B = 1.5m \quad equ = 0.016 > 0$$

Donc on adopte :  $B = A = 1.5m$

La hauteur de la semelle est donnée par la condition de rigidité :

$$h_t \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) + c; c = 5cm = \text{Enrobage}$$

On adopte  $h_t = 30cm$

### I.3.2.1 Vérification en tenant compte du poids de la semelle :

$$P_t = P + P_{sem}$$

c) **Poids de la semelle :**

$$P_{sem} = B^2 \times h_t \times \gamma_b$$

$$P = 1,5^2 \times 0,30 \times 25 = 16.875 \text{ KN}$$

a) **Poids de l'amorce du poteau :**

$$P_{sem} = a^2 \times h \times \gamma_b$$

$$P = 0,5^2 \times 1,70 \times 25 = 10.625 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P_t = \mathbf{269.90} + 27.5 = 297.40 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :  $\sigma_M \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Avec:

$$\sigma = \frac{P_t}{B^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{P_t} = \frac{44.52}{297.40} = 0.149$$

$$\sigma_M = \mathbf{0.21MPa} > \overline{\sigma_{sol}} = 0.2MPa$$

*Condition non vérifiée*

On remarque bien que la contrainte appliquée sur le sol dépasse sa capacité portante, pour résoudre ce problème on a choisi d'augmenté la section de la semelle.

$$A=B=1.6m$$

$$\sigma_M = \mathbf{0.18MPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0.2MPa$$

*Condition vérifiée*

Pour les files intérieurs de poteaux on a un entraxe de 1,5m , alors aura un chevauchement de fondations, donc on prévoit des semelles filantes sous deux poteaux.

**I.3.2.2 Vérification des semelles filantes :**

Choisissons une semelle filante, de largeur A et de longueur L situé sous un portique formé de 2 poteaux.

On a  $L=3.3m$

Calcul de la largeur A :

$$\sum N_i = 269.90 + 239.02 = 508.92KN$$

$$A \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol} \times \sum l_i} = 0.77m$$

$$A = 0.9m$$

La hauteur de la semelle est donnée par la condition de rigidité :

$$h_t \geq \max\left(\frac{A-a}{4}\right) + c; c = 5cm = \text{Enrobage} \quad h_t \geq 0.15m$$

On adopte  $h_t = 20cm$

**I.3.2.3 Vérification en tenant compte du poids de la semelle :**

$$N = N^{max} + P_{sem} + P_p$$

$$P_{sem} = A \times L \times h_t \times \gamma_b = 0.9 \times 3.3 \times 0.2 \times 25 = 14.85KN$$

$$P_p = A \times L \times h_t \times \gamma_b = 0.5 \times 0.5 \times 1.8 \times 25 \times 2 = 22.5KN$$

$N^{max}$  : effort amené par le poteau.

$P_{sem}$  : Poids propre de la semelle

$P_p$  : Poids propre des deux poteaux

$N$  : effort normal à la base de la fondation

$$\Rightarrow P_t = 265.44 + 239.02 + 1.35(14.85 + 22.5) = 554.88KN$$

**I.3.2.4 Vérification des contraintes :**

$$\text{Si : } e = \frac{M}{N} < \frac{A}{6} \Rightarrow \text{sens A}$$

On a :

**Sens A :**

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{A \times L} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{L} \right)$$

Avec :  $\left( e_0 = \frac{M_y}{N} \right)$

$$\sigma_{Min} = \frac{N}{A \times L} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{L} \right)$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Si non :

$$\sigma^{max} = \frac{2N}{3 \left( \frac{A}{2} - e_0 \right) L}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma^{max}}{4}$$

Cas de chargement	sens	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (bar)	σ <sub>min</sub> (bar)	σ <sub>moy</sub> (bar)
Situation accidentelle	Sens A	0.012	1.61	1.86	1.59 < 2
Situation Durable	ELU	1.38 × 10 <sup>-3</sup>	1.87	1.86	1,86 < 2
	ELS	2.53 × 10 <sup>-3</sup>	1.4	1.39	1.39 < 2

**Tableau I.10:** vérification des contraintes

Les contraintes moyennes sont vérifiées

### **I. 3.2.5 Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :**

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que:

$$e_0 = 0.012 \leq \left\{ \frac{A}{4} = \frac{0.9}{4} = 0.225 \Rightarrow \text{sens A} \right.$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

### **I.3.2.6 Ferrailage de la semelle filante :**

#### **❖ Détermination des armatures de la semelle:**

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \left\{ e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sensA} \right.$$

$$(2) \left\{ e_0 < \frac{A}{24} \right.$$

- Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sensA}$$

- Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensA}$$

#### a)-situation accidentelle:

- Armatures parallèles à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,012 < \frac{0,9}{6} = 0,15 \\ e_0 = 0,012 < \frac{0,9}{24} = 0,037 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 469 \left( 1 + \frac{3 \times 0,012}{0,9} \right) = 487,76 \text{ KN}$$

$$N' = 487,76 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{487,76 \times 10^{-3} \times (0,9 - 0,5)}{8 \times 0,15 \times 348} = 4,67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/ml} = 1,41 \text{ cm}^2$$

#### b) situation durable :

##### b-1) à l'ELU:

- Armatures parallèles à " A ":



$$\begin{cases} e_0 = 0,0013 < \frac{0,9}{6} = 0,15 \\ e_0 = 0,0013 < \frac{0,9}{24} = 0,037 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 554.88 \left( 1 + \frac{3 \times 0,0013}{0.9} \right) = 554.43 \text{ KN}$$

$$N' = 554.43 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{554.43 \times 10^{-3} \times (0.9 - 0.5)}{8 \times 0.15 \times 348} = 5.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/ml} = 1.61 \text{ cm}^2$$

### b-2) à l'E L S:

#### - Armatures parallèles à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,0025 < \frac{0,9}{6} = 0,15 \\ e_0 = 0,0025 < \frac{0,9}{24} = 0,037 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 416.52 \left( 1 + \frac{3 \times 0,0025}{0.9} \right) = 420 \text{ KN}$$

$$N' = 420 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{420 \times 10^{-3} \times (0.9 - 0.5)}{8 \times 0.15 \times 348} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/ml} = 1.21 \text{ cm}^2$$

### c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h$$

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1 \times 0.2$$

$$\text{Min } A_A = 2,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_L = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times L \times h$$

$$\text{Min } A_L = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 90 \times 20$$

$$\text{Min } A_L = 2.17 \text{ cm}^2$$

**d) Dispositions constructives:**

Les armatures seront munies des crochets si :

( $l_s > B/4$  dans le sens B ; et  $l_s > A/4$  dans le sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

$l_s$  : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

**Suivant A :** on prend pour le sens A, des barres HA12

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} < \frac{90}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

**Suivant L :** on prend pour le sens L, des barres HA10

$$l_s = \frac{1 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 35,26 \text{ cm} < \frac{330}{4} = 82.5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais elles peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation Durable		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de Barre/ml	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	l <sub>s</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)
		ELU	ELS					
A <sub>s</sub> (A)	1.41	1.61	1.21	2.41	5HA12	5.65	42.32	20
A <sub>s</sub> (L)	0.35	0.4	0.3	2.17	5HA8	2.51	35.26	20

**Tableau I.11 :** Les sections d'armatures de la semelle filante

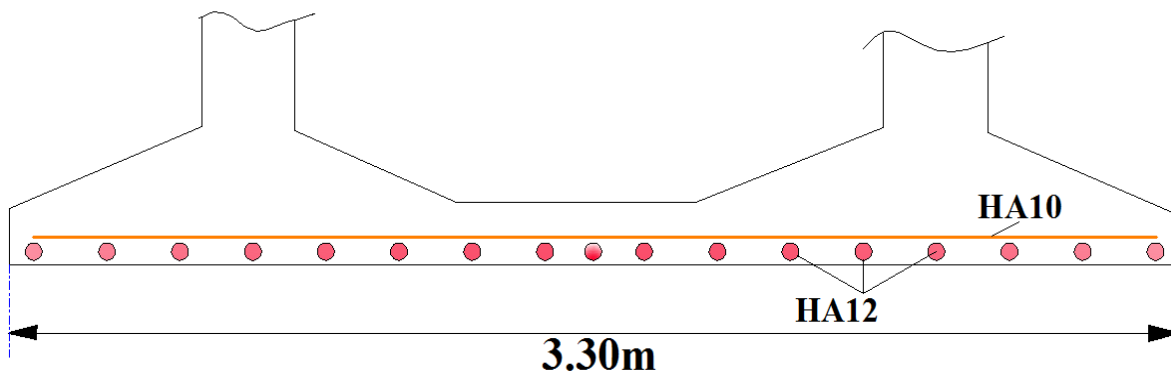


Figure I.11 : ferrailage de la semelle filante (Type IV)

#### I.4 Dimensionnement de la Semelle jumelée (Semelle type V):

##### I.4.1 Pré dimensionnement de la semelle :

$$N = \sum N_i = 108.97 + 97.41$$

$$N = 206.38KN$$

$$M = 16.28KN.m$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A \times B} \left( 1 + \frac{6e_0}{B} \right)$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{0.7}{1} \Rightarrow A = 0.7B$$

$$\sigma = \frac{N_t}{0.7B^2} \left( 1 + \frac{6e_0}{B} \right) < \overline{\sigma_{sol}}$$

$$B^3 - 1.47B \geq 0.69$$

$$\Rightarrow B \geq 1.4m$$

$$A \geq 0.98m$$

On prend :

$$A = 1m \text{ et } B = 1.5m$$

##### I.4.2 Dimensionnement de la semelle:

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.5-1}{4} \\ \frac{1-0.7}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \frac{1.5-1}{4} = 12.5cm$$

$$h = d + 5cm$$

$h = 20\text{cm}$

$l_1$  : hauteur de l'amorce de poteau

$l_1 = 2 - 0,2 = 1,80 \text{ m}$

❖ **Poids de la semelle:**

$P = 1 \times 1.5 \times 0,20 \times 25 = 7.5 \text{ KN}$

❖ **Poids de l'amorce de poteau**

$P = 0.7 \times 1.80 \times 25 = 31.5 \text{ KN}$

D'où le poids de la semelle est égal

$P = 39 \text{ KN}$

**1.4.3 Vérification :**

❖ **Vérification des contraintes :**

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		sens	$e_0$ (m)	$\sigma_{\max}$ (bar)	$\sigma_{\min}$ (bar)	$\sigma_{\text{moy}}$ (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0.067	1.66	0.96	1.48 < 2
		Sens B	0,053	1.60	1.03	1.45 < 2
Situation Durable	ELU	Sens A	0.14	2.26	0.64	1,85 < 2
		Sens B	0,016	1.54	1.36	1,49 < 2
	ELS	Sens A	0.13	1.68	0.53	1.39 < 2
		Sens B	0,03	1,23	0.97	1,16 < 2

**Tableau I.12:** Vérification des contraintes dans le sol (semelle jumelée)

❖ **Vérification de la stabilité au renversement:**

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1}{4} = 0,25\text{m} \rightarrow \text{sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{1.5}{4} = 0,37\text{m} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

sens A:  $e_0 = 0,14\text{m}$

sens B:  $e_0 = 0,053\text{m}$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

❖ **Détermination des armatures de la semelle:**

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sensA} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

- Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sensA}$$

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sensB}$$

- Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensA}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensB}$$

**a)-situation accidentelle:**

- **Armatures parallèle à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,053 < \frac{1,5}{6} = 0,25 \\ e_0 = 0,053 < \frac{1,5}{24} = 0,062 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 197,09 \left( 1 + \frac{3 \times 0,053}{1,5} \right) = 218 \text{KN}$$

$$N' = 218 \text{KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{218 \times 10^{-3} \times (1.5 - 1)}{8 \times 0,15 \times 348} = 2,61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,61 \text{ cm}^2$$

- **Armatures à " A'":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,067 < \frac{1}{6} = 0,16 \\ e_0 = 0,067 > \frac{1}{24} = 0,041 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$Z_A = 0,9 \times d_A = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$$

$$M_1 = (4 \times 1 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,067) \left( \frac{\frac{1}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{1}{2} - 0,067} \right)^2 \frac{197,09}{27}$$

$$M_1 = 14,58 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{14,58 \times 10^{-3}}{0,135 \times 348} = 3,1 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,1 \text{ cm}^2$$

**b) situation durable :**

**b-1) à l'ELU:**

- **Armatures parallèle à " B'":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,016 < \frac{1,5}{6} = 0,25 \\ e_0 = 0,016 < \frac{1,5}{24} = 0,062 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 218,32 \left( 1 + \frac{3 \times 0,016}{1,5} \right) = 225,30 \text{ KN}$$

$$N' = 225,30 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{225,3 \times 10^{-3} \times (1.5 - 1)}{8 \times 0,15 \times 348} = 2,69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,69 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,14 < \frac{1}{6} = 0,166 \\ e_0 = 0,14 > \frac{1}{24} = 0,041 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$Z_A = 0,9 \times d_A = 0,9 \times 0,15 = 0,135m$$

$$M_1 = (4 \times 1 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,14) \left( \frac{\frac{1}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{1}{2} - 0,14} \right)^2 \frac{218,32}{27}$$

$$M_1 = 19,04KN.m$$

$$A_s = \frac{19,04 \times 10^{-3}}{0,135 \times 348} = 4,05cm^2$$

$$A = 4,05cm^2$$

**b-2) E L S:**

- **Armatures parallèles à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,03 < \frac{1,5}{6} = 0,25 \\ e_0 = 0,03 < \frac{1,5}{24} = 0,063 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 166,42 \left( 1 + \frac{3 \times 0,03}{1,5} \right) = 176,40KN$$

$$N' = 176,40KN$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{176,40 \times 10^{-3} \times (1,5 - 1)}{8 \times 0,15 \times 348} = 2,11cm^2$$

$$A_s = 2,11cm^2$$

- **Armatures parallèle à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,13 < \frac{1}{6} = 0,166 \\ e_0 = 0,13 > \frac{1}{24} = 0,041 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$Z_A = 0,9 \times d_A = 0,9 \times 0,15 = 0,135m$$

$$M_1 = (4 \times 1 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,13) \left( \frac{\frac{1}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{1}{2} - 0,13} \right)^2 \frac{166,42}{27}$$

$$M_1 = 14,17 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{14,17 \times 10^{-3}}{0,135 \times 348} = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,01 \text{ cm}^2$$

**c) Condition de non fragilité :**

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h$$

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 20$$

$$\text{Min } A_A = 2,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 150 \times 20$$

$$\text{Min } A_B = 3,62 \text{ cm}^2$$

**d) Dispositions constructives:**

Les armatures seront munies des crochets si :

( $l_s > B/4$  dans le sens B ; et  $l_s > A/4$  dans le sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

$l_s$  : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

**Suivant B :** on prend pour le sens B, des barres HA12



$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32\text{cm} > \frac{150}{4} = 37,5\text{cm}$$

➤ L'encrage droit des barres est suffisant. (BAEL91)

**Suivant A :** on prend pour le sens A, des barres HA12

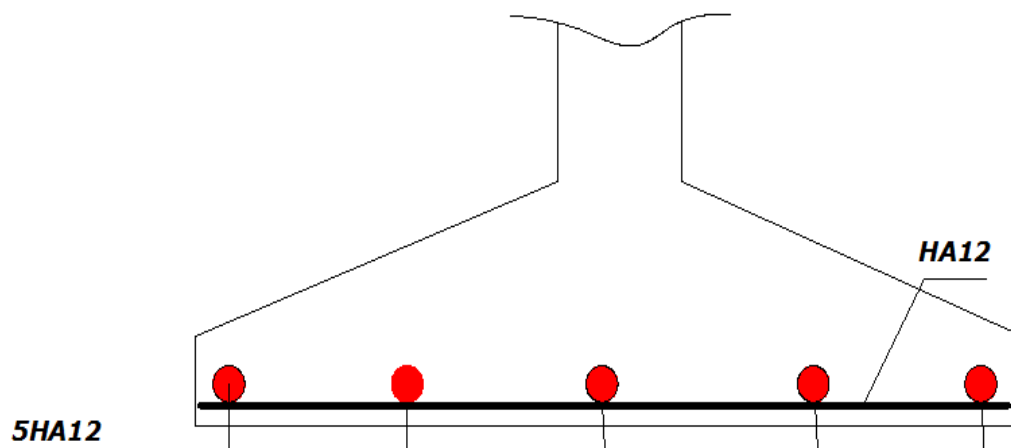
$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32\text{cm} > \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais elles peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barre	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	l <sub>s</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)
		ELU	ELS					
A <sub>s</sub> (B)	2.61	2.69	2.11	3.62	5HA12	5.65	42.32	30
A <sub>s</sub> (A)	3.10	4.05	3.01	2.41	4HA12	4.52	42.32	25

**Tableau I.13:** les armatures de la semelle jumelée



**Figure I.12:** Schéma de ferrailage de la semelle jumelée

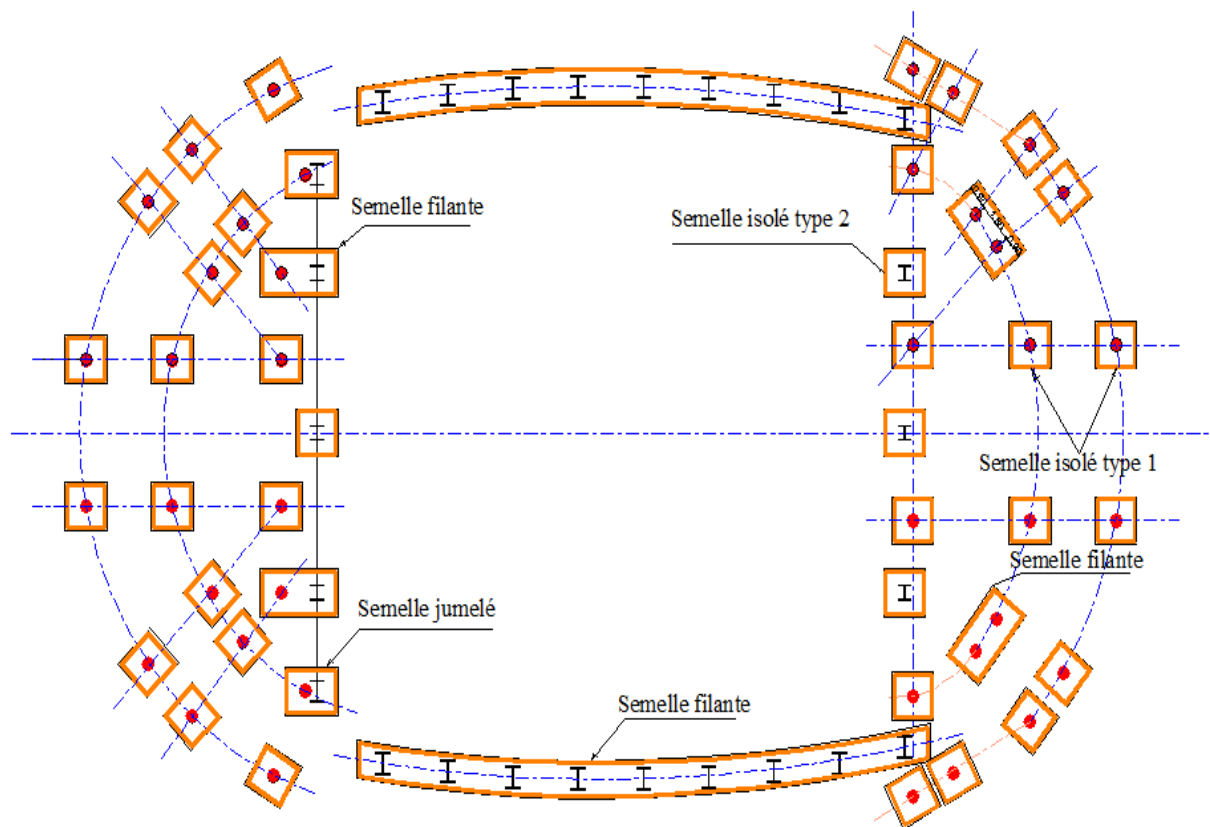


Figure I.13 : Plan de fondations

*CHAPITRE II*  
**CHAPITRE II**  
*Vérification de la*  
***stabilité d'ensemble***

## II.1 Introduction:

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, et la stabilité, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous le vent et le séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

$$\sum \text{Moments résistants (stabilisateurs)} \geq \sum \text{moments renversants.} \quad [13]$$

$$\sum M_{st} \geq \sum M_R$$

## II.2 Détermination des moments renversants ( $M_R$ )

### II.2.1 Cas de vent :

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale ( $F_H$ )
- Une composante verticale ( $F_V$ )

#### a) Vent sur façade principale avec dépression intérieur ( $C_{pi} = -0,5$ )

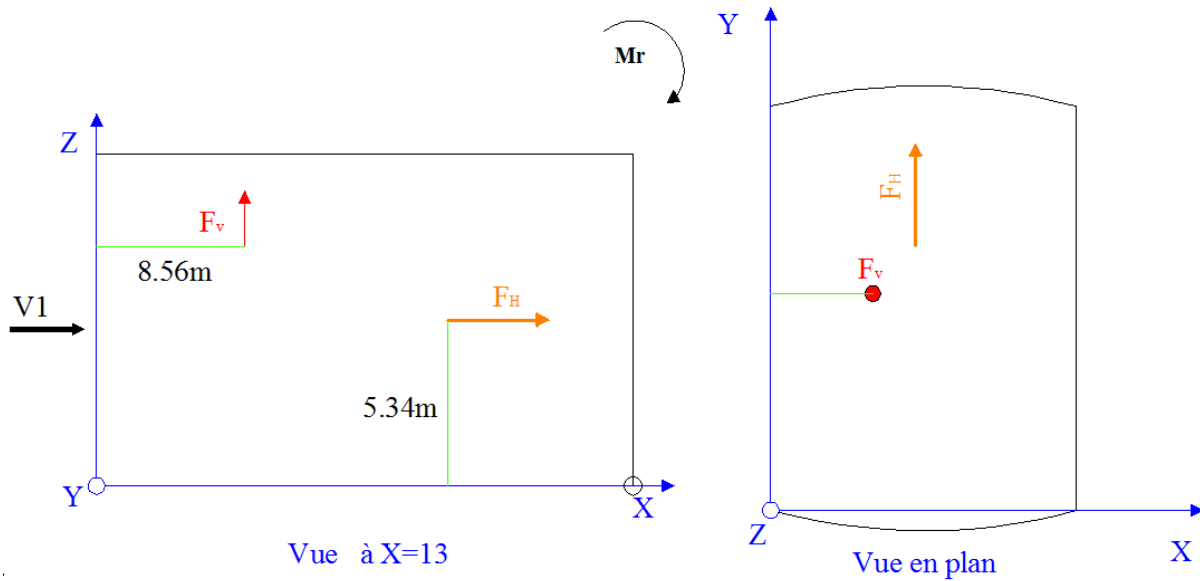
zone	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	753.48	295.2	222.42	0	-	0	4.85
E	115.92	295.2	34.22	0	13	24,5	4.85
F	-589.95	31.72	0	-18.71	13	1.22	5.47
G	-524.40	31.72	0	-16.63	13	1.22	6.1
H	-85.21	253.76	0	-21.62	13	7.32	5.47
$F_r$ (toi)	-	-	0	-	-	-	-
$F_r$ (par)	-	-	0	-	-	-	-
			$F_H=256.64$	-	13	-	5.34
			-	$F_V=-56.96$	13	8.56	-

Tableau II.1 : Vent sur la façade principale  $C_{pi}=-0,5$

### Calcul de $M_R$

$$M_{R/xx} = F_V \times (y - 8.56) + F_H \times z = 477.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times x = 3336.32 \text{ KN.m}$$



**Figure II.1 :** Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade principale avec dépression intérieure

**b) Vent sur façade principale avec surpression intérieure (Cpi=0,8)**

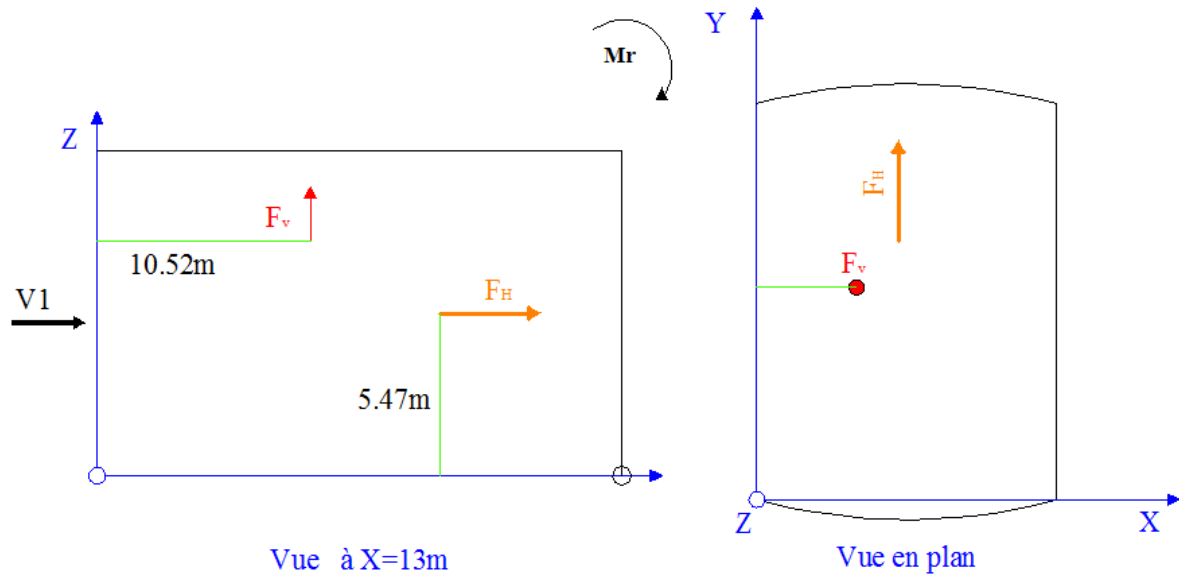
zone	qj (N/m²)	S (m²)	FH (KN)	FV (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	295.2	0	0	-	0	4.85
E	-637.56	295.2	-188.20	0	13	24,5	4.85
F	-1442.10	31.72	0	-45.74	13	1.22	5.47
G	-1367.55	31.72	0	-43.37	13	1.22	6.1
H	-937.36	253.76	0	-237.86	13	7.32	5.47
I	-852.15	319.80		-272.51	13	18.35	6.1
F <sub>r</sub> (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F <sub>r</sub> (par)	-	-	0	-	-	-	-
			F <sub>H</sub> =-188.20	-	-	-	5.47
			-	F <sub>V</sub> =-149,87	13	10.52	-

**Tableau II.2 :** Vent sur la façade principale Cpi=0,8

**Calcul de M<sub>R</sub>**

$$M_{R/xx} = F_V \times (y - 10.52) + F_H \times z = 3124.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times x = 1948.31 \text{ KN.m}$$



**Figure II.2 :** Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade principale avec surpression intérieure

**c) Vent sur la façade latéral avec dépression intérieur (Cpi=-0,5)**

zone	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	F <sub>H</sub> (KN)	F <sub>V</sub> (KN)	Point d'application		
					Y(m)	X(m)	Z(m)
<b>D</b>	753.48	237.65	179.06	0	-	0	4.85
<b>E</b>	115.92	237.65	27.54	0	-	26	4.85
<b>F</b>	-439.18	162.50	0	-71.36	12.25	3.33	5.47
<b>G</b>	-196.65	325	0	-63.91	12.25	13.32	6.1
<b>H</b>	65.55	162.50	0	-10.65	12.25	23.31	5.47
<b>F<sub>r</sub> (toi)</b>	-	-	0	-	-	-	-
<b>F<sub>r</sub> (par)</b>	-	-	0	-	-	-	-
			F <sub>H</sub> =103,30		-	-	5.34
				F <sub>V</sub> =-48,64	12.25	16.49	-

**Tableau II.3 :** Vent sur la façade latérale Cpi=-0,5

**Calcul de M<sub>R</sub>**

$$M_{R/xx} = F_V \times y = 595.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times (x - 16.49) + F_H \times z = 89.05 \text{ KN.m}$$

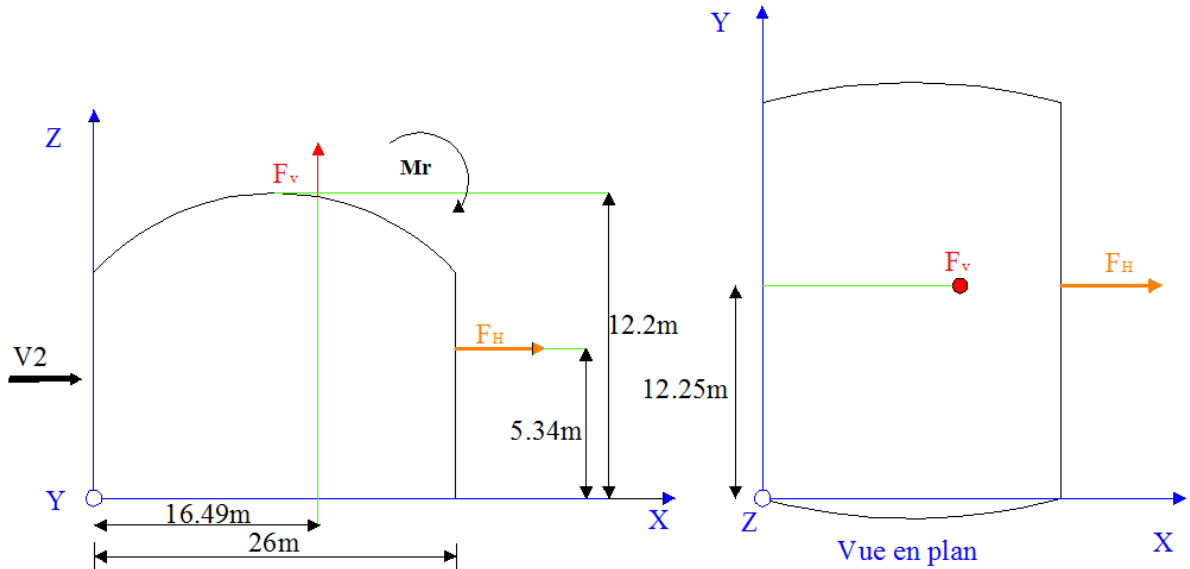


Figure II.3 : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade latérale avec dépression intérieure

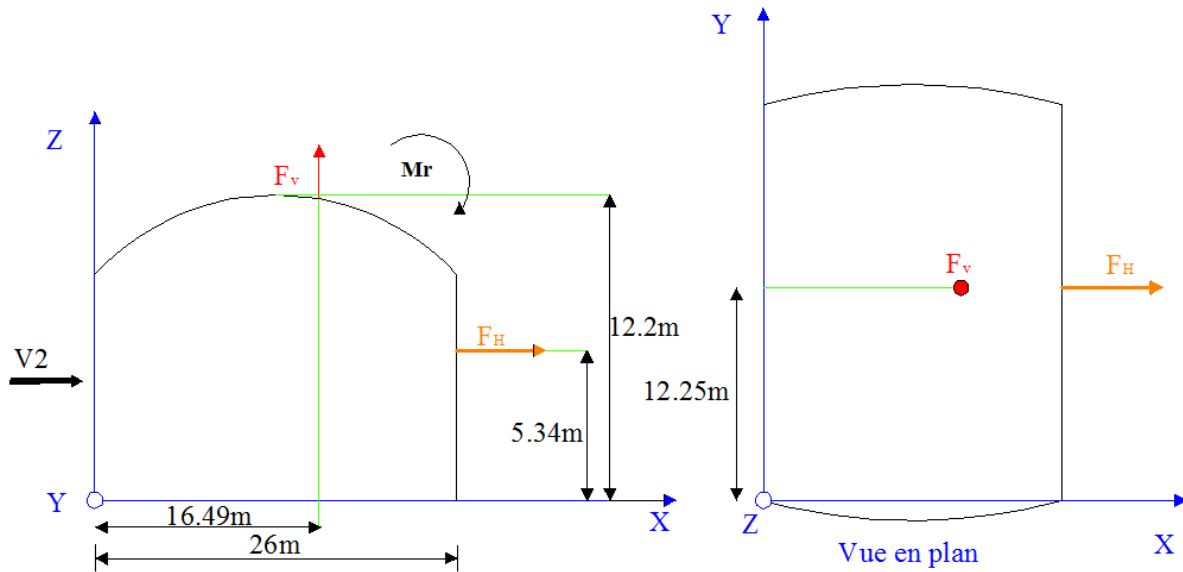
d) Vent sur la façade latérale avec surpression intérieur (Cpi=0,8)

zone	qj (N/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	FH (KN)	FV (KN)	Point d'application		
					Y(m)	X(m)	Z(m)
D	0	237.65	-	-	-	0	4.85
E	-637.56	237.65	-151.51	0	-	26	4.85
F	-1291.33	162.50	0	-209.84	12.25	3.33	5.47
G	-1048.80	325	0	-340.86	12.25	13.32	6.1
H	-786.60	162.50	0	-127.82	12.25	23.31	5.47
F <sub>r</sub> (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F <sub>r</sub> (par)	-	-	0	-	-	-	-
			F <sub>H</sub> =-151.51		-	-	5.34
				F <sub>V</sub> =-226.17	12.25	16,49	-

Tableau II.4 : Vent sur la façade latérale Cpi=0,8

$$M_{R/xx} = F_V \times y = 2770.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times (x - 16.49) + F_H \times z = 2648.60 \text{ KN.m}$$



**Figure II.4 :** Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade latérale avec surpression intérieure

**II.2.2 Cas de séisme**

Le moment de renversement qui peut être par l'action causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

**Réaction à la base :**

Le mode	Réaction				
	F <sub>x</sub> (KN)	F <sub>y</sub> (KN)	F <sub>z</sub> (KN)	M <sub>xx</sub> (KN.m)	M <sub>yy</sub> (KN.m)
<b>CQC</b>	581.04	13.22	344.7	1191.71	54.67

**Tableau II.5 :** Réaction à la base due aux effets sismiques

**N.B :** Vue que l'effort F<sub>z</sub> et positif, donc il ne crée aucun moment de renversement.

**CQC :** combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} = 1191.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} = 54.67 \text{ KN.m}$$

**II.3 Calcul des moments résistant (stabilisateurs)**

1) Poids de la structure :

$$P_T = 5711.42 \text{ KN} \quad (\text{chapitre de l'étude sismique})$$

2) Poids des fondations :



- Semelles filante type I :

$$P_{FI} = 1.8 \times 25.2 \times 0.2 \times 25 \times 2 = 453.6 \text{ Kn}$$

- Semelles filante type II :

$$P_{FII} = 1.9^2 \times 0.45 \times 25 \times 6 = 243.67 \text{ Kn}$$

3) Poids des avants poteaux :

- Avants poteaux des semelles type I  
du fait qu'on a des gradins, la hauteur des avants poteaux varie.

$$P_{API} = (1.8 \times 3 + 2.16 + 2.56 + 2.96 + 3.36 + 3.67 + 4.16 + 4.4) \times (1 \times 0.7 \times 25)$$

$$P_{API} = 503.3 \text{ Kn}$$

- Avants poteaux des semelles type II

$$P_{APII} = 0.5^2 \times 1.55 \times 25 \times 6 = 58.12$$

4) poids total de la structure

$$Pt = 6970,11 \text{ kN}$$

Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

$$M_{st/XX} = 6970,11 \times 13 = 90611.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{st/YY} = 6970,11 \times 12,25 = 85383.84 \text{ KN.m}$$

#### II.4 Vérification au renversement de la structure

	C <sub>pi</sub>	M <sub>R</sub> (KN.m)		M <sub>St</sub> (KN.m)		
		/xx	/yy	/xx	/yy	
Cas de vent	Vent sur la façade principale (V <sub>1</sub> )	-0,5	477.81	3336..32	90611.43	85383.84
		0,8	3124.63	1948.31		
	Vent sur la façade latérale (V <sub>2</sub> )	-0,5	595.84	89.05		
		0,8	2770.58	2648.60		
Cas du séisme		1191.71	54.67			
				0,8.M <sub>st</sub>	0,8.M <sub>st</sub>	
				72489,14	68307,07	

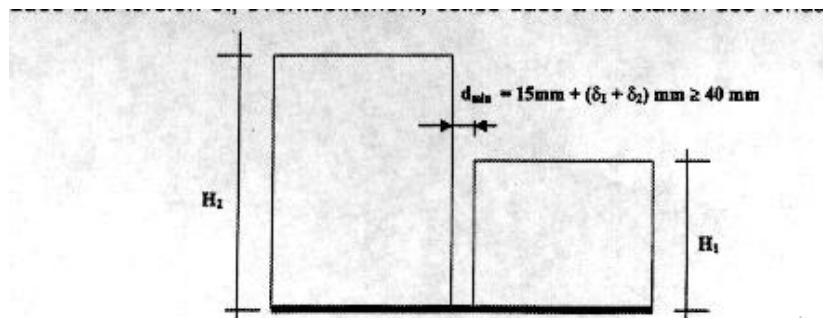
**Tableau II.6 : Vérification au renversement de la structure**

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

### II.5 Calcul du joint sismique :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad (4-19)$$



**Figure joint sismique RPA99/V2003**

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.4.3 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Bloc  $\delta_1 = 4 \text{ mm}$

Bloc charpente :  $\delta_2 = 30 \text{ mm}$

Donc :  $d_{min} = 15 + (30 + 4) = 49 \text{ mm}$

**Donc pour raison de sécurité, on opte pour un joint sismique de 10cm.**

Bloc B2 :  $\delta_1 = 17 \text{ mm}$

Bloc charpente :  $\delta_2 = 30 \text{ mm}$

Donc :  $d_{min} = 15 + (30 + 17) = 62 \text{ mm}$

**On opte pour un joint sismique de 15 cm.**

*CONCLUSION GENERALE*

***CONCLUSION GENERALE***

L'étude de ce projet nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur.

La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que SAP2000, ETABS ou AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- La modélisation représente une part importante de l'étude, elle doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables.
- Les possibilités d'erreurs sont nombreuses, et peuvent se situer à différents niveaux, notamment durant la modélisation, et c'est difficile de s'en apercevoir.
- L'association mécanique des deux matériaux l'acier et le béton, par l'intermédiaire d'une connexion située à l'interface des matériaux, formant ainsi une poutre mixte ce qui a augmenté à la fois la résistance, la rigidité et diminuer la hauteur de celle-ci.
- La bonne conception des assemblages est primordiale pour la stabilité des structures métalliques néanmoins, vaudrait mieux une structure bien assemblée qu'une structure surdimensionnée.
- La complexité du plan d'architecture nous a poussé à opter pour plusieurs types de fondations à savoir : semelles isolées, jumelées et filantes.
- Le rôle très important que jouent les dispositions constructives dans le comportement dynamique de la structure.
- Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans le souci de garantir à l'ouvrage une bonne résistance, et de faciliter l'exécution des travaux au chantier tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement en vigueur.
- L'objectif final du projet est de nous mettre en situation réelle d'ingénieur en Génie Civil, ayant de contraintes physiques, architecturales et économiques à respecter afin d'acquiescer méthodes et rigueur. Analyser des résultats, valider les hypothèses, faire des choix et savoir les justifier tel est le but qu'on s'est fixé.

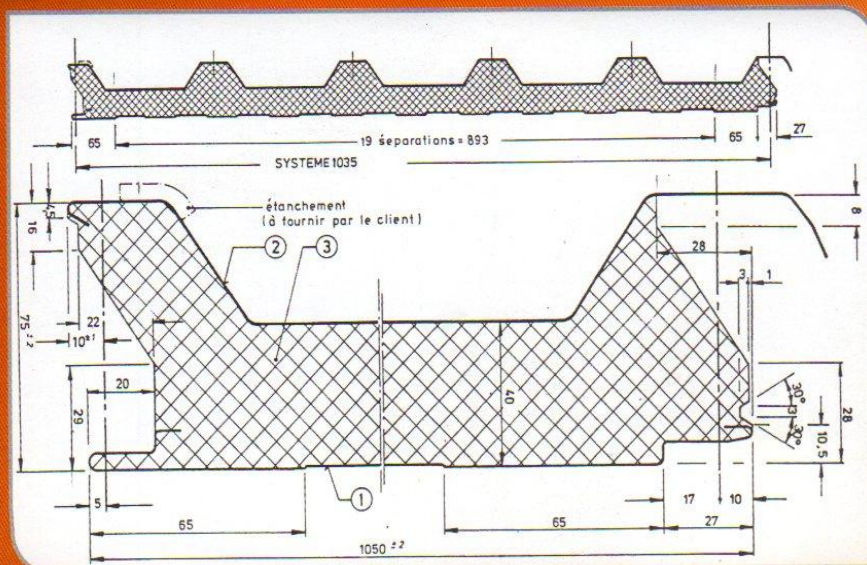
## BIBLIOGRAPHIE

- [1] Eurocode 03
- [2] Cours Master I Construction métallique (Mr BECHEUR)
- [3] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.
- [4] Eurocode 04
- [5] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel*. Eyrolles Paris, 2008
- [6] Cours Master I Construction mixte acier-béton (Mr SADAOU)
- [7] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [8] A.P.K, Constructions métalliques et mixte acier-béton, TOME I. Pierre bourrier et jacques Brozzetti, Eyrolles, 1996
- [9] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [10] Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, DTR B-C 2.4&, Ministère de l'habitat.
- [11] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [12] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [13] Règles de conception et de calcul des structures en acier ‘CCM97’

*ANNEXES*  
*ANNEXES*



## Annexe 01



- |   |  |
|---|--|
| 1 | Tôle de recouvrement, lissée, épaisseur 0.55 mm ou 0.40 mm.                    |
| 2 | Tôle de recouvrement profilé trapézoïdal 35/207, épaisseur 0.75 mm ou 0.60 mm. |
| 3 | Mousse dure PUR sans CFC.  |

### Caractéristiques Géométriques & Techniques

## BATICOMPOS

Filiale du Groupe CEVITAL

**Siège social & Usine :**

BP 75 Beni-Mançour 06 261

W. de Bejaia

Tél. : +213 34 34 01 73

+213 34 34 01 74

+213 34 34 01 76

+213 34 34 01 77

Fax : +213 34 34 01 69

E-mail :

baticompos\_ups@baticompos.com.d

ups\_bmr@yahoo.fr

www.baticompos.com.dz

**Bureau d'Alger :**

Cité Communale "Groupe 2"

N° 3, 1<sup>er</sup> étage

Dar El-Beida - ALGER

Mob. : 06 61 33 30 60

Type	Longueur Maxi.	Largeur Standard	Epaisseur	Poids	Résistance à la Conductibilité	Coefficient de Transmission Thermique	Distance entre traverses maxi. en mm		
							n° Supports de Travée		
	m	mm	mm	Kg/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup> K/W	W/m <sup>2</sup> .K	1	2	3
<i>Surface Prélaquée</i>									
TL 75 P	12	1035	75	14.20	2.32	0.40	*	*	*
<i>Surface Mixte</i>									
TL 75 M <sub>1</sub> , M <sub>2</sub>	12	1035	75	15.21	2.32	0.40	*	*	*
<i>Surface Galvanisée</i>									
TL 75 G	12	1035	75	17.90	2.32	0.40	*	*	*

\*Selon les Calculs Statiques





## Annexe 02

- Les essais d'identification physiques révèlent un sol meuble formé d'argile minérale de forte plasticité, de consistance ferme, d'une compacité moyenne, non actif et proche de la saturation à saturé.
- Les essais oedométriques montrent un sol sur consolidé, moyennement compressible et non gonflant.
- Les essais chimiques effectués révèlent une agressivité nulle vis-à-vis des sulfates. Les tassements calculés aux hypothèses suggérées, montrent des tassements admissibles dans leurs globalités.
- Compte tenu des formations constituant le sol et l'ensemble de ses propriétés mécaniques, le site est classé dans la catégorie S3 (sol meuble) selon le RPA 99.

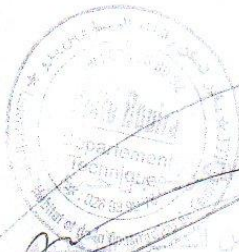
De part l'ensemble de ces résultats, nous suggérons :

► Pour la tour en (R+9) :

- Des fondations de type radier.
- La contrainte à adopter pour le calcul des fondations sera de l'ordre de 1.50 bars.
- L'ancrage adéquat au type de projet

► Pour les blocs en (R+1) et en (R+0)

- Des fondations superficielles type semelles isolées, reliées avec des longrines, une contrainte admissible de 2.00 bars et un ancrage de 2.00 m.
- Pour tout calcul de soutènement, les caractéristiques intrinsèques à prendre en considération sont les suivantes :
  - Une masse volumique de l'ordre de 1.9 t/cm<sup>3</sup>.
  - Un angle de frottement  $\phi$  de 15°
  - Une cohésion C de 0.30 bars.



مدير المهندسين  
رائح شريك





### Annexe 3 :

#### Section réelles d'armatures

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\varnothing$  en mm

$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**Annexe 4 : Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$**


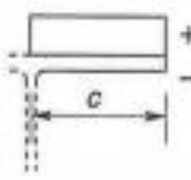
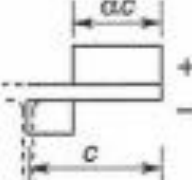
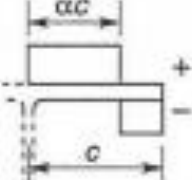
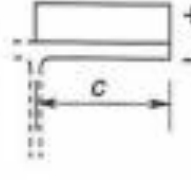
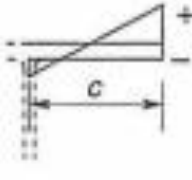
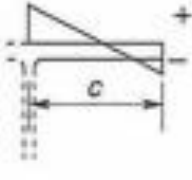
Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe 05

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)			
<p style="text-align: center;"><math>d = h - 3t \quad [t = t_f = t_w]</math></p>			
Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)			
1	$d / t_w \leq 72 \epsilon$	$d / t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d / t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d / t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$
2	$d / t_w \leq 83 \epsilon$	$d / t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d / t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d / t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)			
3	$d / t_w \leq 124 \epsilon$	$d / t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d / t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$ : $d / t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275      355
	$\epsilon$	1	0,92      0,81

- Tableau 100-A-  
(Tableau 5.3.1. de l'Eurocode 3)

Annexe 05

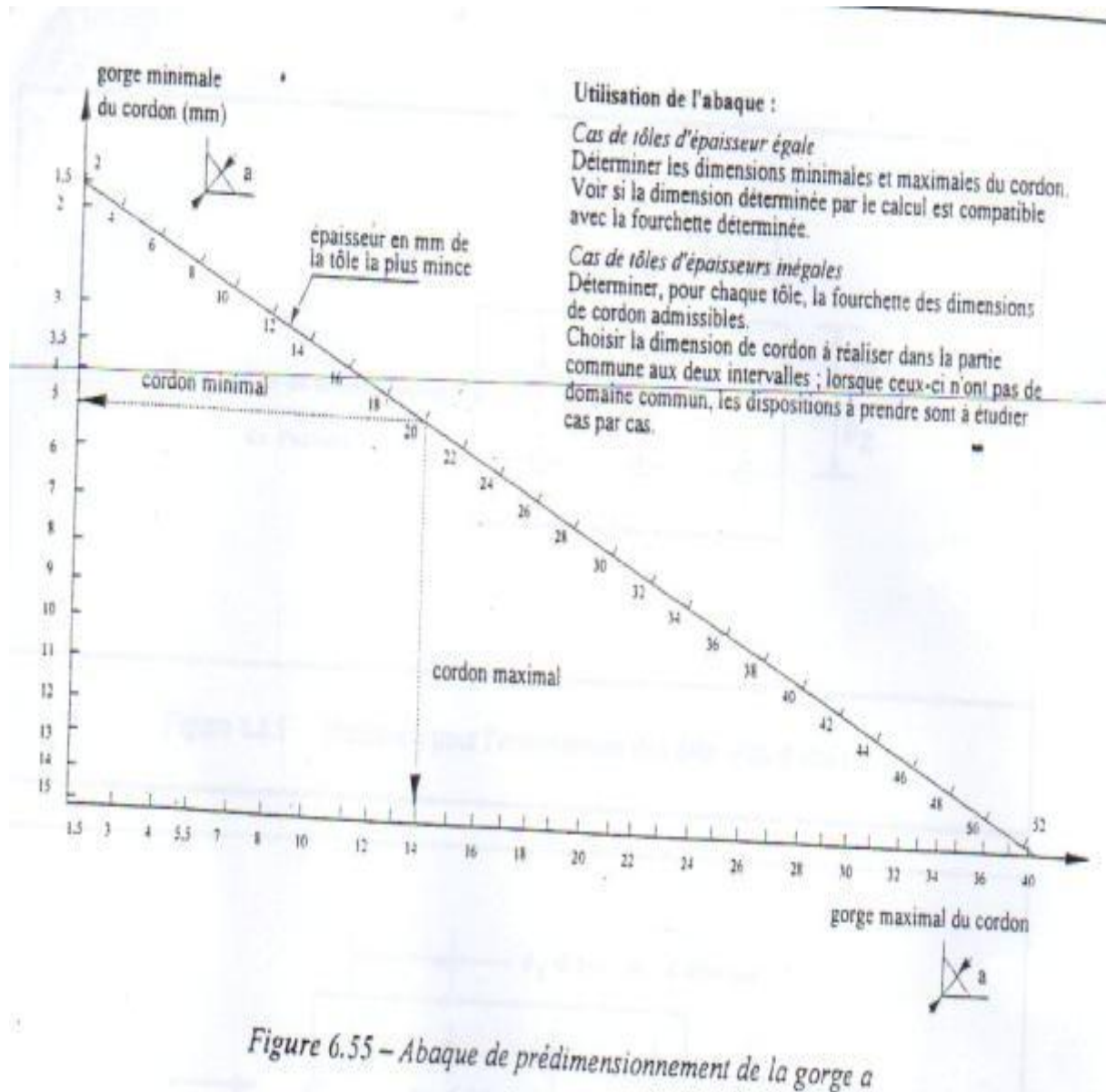
Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Parois internes de semelles en console :				
				
Sections laminées		Sections soudées		
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	Laminées	$c / t_f \leq 10 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 9 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{9}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
2	Laminées	$c / t_f \leq 11 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{11}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 10 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	Laminées	$c / t_f \leq 15 \epsilon$	$c / t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_G}$	
	Soudées	$c / t_f \leq 14 \epsilon$	$c / t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_G}$	
			Pour $k_G$ voir tableau 5.3.3	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81

- Tableau 100-C-  
(Tableau 5.3.1. de l'Eurocode 3)

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$a = \frac{l_2}{l_1}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7933
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

## Annexe 07



## Annexe 08 : Caractéristiques des profils

	G	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	A	h <sub>j</sub>	d	p <sub>min</sub>	p <sub>max</sub>	AL	AG
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t
							x10 <sup>2</sup>						
IPE 80 A*/ www.geniecivil.org (hichem)	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	0,325	64,90
	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	0,328	54,64
IPE A 100*/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	####	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	0,400	49,33
IPE A 120*	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	0,475	45,82
IPE A 140*	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	0,551	42,70
IPE A 160*	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	0,623	39,47
IPE A 180*	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	50	50	0,705	33,12
IPE A 200*	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183	159	56	60	0,779	31,05
IPE A 220*	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	58	66	0,858	29,24
IPE A 240*	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	66	70	0,932	27,17
IPE A 270*	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	72	72	1,051	24,88
IPE A 300*	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	74	88	1,174	23,81
IPE A 330*	43,0	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	80	98	1,268	22,24
IPE A 360*	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64,0	334,6	298,6	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	90	90	1,367	20,69
IPE A 400*	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	96	100	1,481	19,57
IPE A 450*	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	102	104	1,622	17,56
IPE A 500*	79,4	497	200	8,4	14,5	21	101	468	426	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12	19	21	137	468	426	104	114	1,760	16,40
IPE A 550*	92,1	547	210	9	15,7	24	117	515,6	467,6	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	110	122	1,877	17,78
IPE O 550+	123	556	212	12,7	20,2	24	156	515,6	467,6	110	122	1,893	15,45



	G	I <sub>y</sub>	W <sub>el.y</sub>	W <sub>pl.y</sub> ♦	i <sub>y</sub>	A <sub>vz</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el.z</sub>	W <sub>pl.z</sub> ♦	i <sub>z</sub>	s <sub>s</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm	mm <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>2</sup>	x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>9</sup>
IPE 80 A	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	6,85	2,98	4,69	1,04	17,60	0,42	0,09
IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12
IPE A 100	6,9	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44	13,12	4,77	7,54	1,22	21,20	0,77	0,28
IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35
IPE A 120	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41	22,39	7,00	10,98	1,42	22,20	1,04	0,71
IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89
IPE A 140	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21	36,42	9,98	15,52	1,65	23,20	1,36	1,58
IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98
IPE A 160	12,7	689,3	87,81	99,09	6,53	7,80	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09
IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96
IPE A 180	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20	81,89	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43
IPE O 180	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	12,70	117,3	25,50	39,91	2,08	34,54	6,76	8,74
IPE A 200	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47	117,2	23,43	36,54	2,23	32,56	4,11	10,53
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99
IPE O 200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57
IPE A 220	22,2	2317	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67
IPE O 220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79
IPE A 240	26,2	3290	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26
IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39
IPE O 240	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68
IPE A 270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51
IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58
IPE O 270	42,3	6947	507,1	574,6	11,36	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,90	87,64
IPE A 300	36,5	7173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	13,43	107,2
IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9
IPE O 300	49,3	9994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7
IPE A 330	43,0	10230	625,7	701,9	13,67	26,99	685,2	85,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5
IPE 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1
IPE O 330	57,0	13910	833,0	942,8	13,84	34,88	960,4	118,6	185,0	3,64	56,59	42,15	245,7
IPE A 360	50,2	14520	811,8	906,8	15,06	29,76	944,3	111,1	171,9	3,84	50,69	26,51	282,0
IPE 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6
IPE O 360	66,0	19050	1047	1186	15,05	40,21	1251	145,5	226,9	3,86	59,69	55,76	380,3
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,66	35,78	1171	130,1	202,1	4,00	55,60	34,79	432,2
IPE 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,66	47,98	1564	171,9	269,1	4,03	65,30	73,10	587,6
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,65	42,26	1502	158,1	245,7	4,19	58,40	45,67	704,9
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,65	59,40	2085	217,2	341,0	4,21	70,80	109	997,6
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,61	50,41	1939	193,9	301,6	4,38	62,00	62,78	1125
IPE 500	90,7	48200	1928	2194	20,43	59,87	2142	214,2	335,9	4,31	66,80	89,29	1249
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,56	70,21	2622	259,6	408,5	4,38	74,60	143,5	1548
IPE A 550	92,1	59980	2193	2475	22,61	60,30	2432	231,6	361,5	4,55	68,52	86,53	1710
IPE 550	106	67120	2441	2787	22,35	72,34	2668	254,1	400,5	4,45	73,62	123,2	1884
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22,52	82,69	3224	304,2	480,5	4,55	81,22	187,5	2302



	G	h = b	t	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	A	Z <sub>s</sub> =y <sub>s</sub>	v	u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	A <sub>L</sub>	A <sub>G</sub>
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t
						x10 <sup>2</sup>	x10	x10	x10	x10		
L 20 x 20 x 3-	0,882	20	3	3,5	2	1,12	0,60	1,41	0,84	0,70	0,080	87,40
L 25 x 25 x 3x/-	1,12	25	3	3,5	2	1,42	0,72	1,77	1,02	0,88	0,100	86,88
L 25 x 25 x 4x/-	1,45	25	4	3,5	2	1,85	0,76	1,77	1,08	0,89	0,100	66,67
L 30 x 30 x 3x/-	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,84	2,12	1,18	1,05	0,120	84,87
L 30 x 30 x 4x/-	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,88	2,12	1,24	1,06	0,120	65,02
L 35 x 35 x 4x/-	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,140	64,82
L 40 x 40 x 4x/-	2,42	40	4	6	3	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,150	64,07
L 40 x 40 x 5x/-	2,97	40	5	6	3	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,150	52,07
L 45 x 45 x 4,5x/-	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,170	56,83
L 50 x 50 x 4x/-	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,190	63,49
L 50 x 50 x 5x/-	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,190	51,46
L 50 x 50 x 6x/-	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,190	43,41
L 60 x 60 x 5x/-	4,57	60	5	8	4	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,230	51,04
L 60 x 60 x 6x/-	5,42	60	6	8	4	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,230	42,99
L 60 x 60 x 8x/-	7,09	60	8	8	4	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,230	32,89
L 65 x 65 x 7-	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,250	36,95
L 70 x 70 x 6-	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,270	42,68
L 70 x 70 x 7-	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,270	36,91
L 75 x 75 x 6-	6,85	75	6	10	5	8,73	2,04	5,30	2,89	2,63	0,290	42,44
L 75 x 75 x 8-	8,99	75	8	10	5	11,4	2,13	5,30	3,01	2,65	0,290	32,37
L 80 x 80 x 8-	9,63	80	8	10	5	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,310	32,34
L 80 x 80 x 10-	11,9	80	10	10	5	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,310	26,26
L 90 x 90 x 7-	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,350	36,48
L 90 x 90 x 8-	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,350	32,15
L 90 x 90 x 9-	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,350	28,77
L 90 x 90 x 10-	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,350	26,07
L 100 x 100 x 8*-/	12,2	100	8	12	6	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L 100 x 100 x 10*-/	15,0	100	10	12	6	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L 100 x 100 x 12*-/	17,8	100	12	12	6	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L 110 x 110 x 10*	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L 110 x 110 x 12*	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73
L 120 x 120 x 10-	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	4,69	4,24	0,469	25,76
L 120 x 120 x 11	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	4,75	4,25	0,469	23,54
L 120 x 120 x 12-	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	4,80	4,26	0,469	21,69
L 120 x 120 x 13	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12
L 120 x 120 x 15	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	4,97	4,31	0,469	17,60
L 130 x 130 x 12*-/	23,6	130	12	14	7	30,0	3,64	9,19	5,15	4,60	0,508	21,59
L 150 x 150 x 10*-/	23,0	150	10	16	8	29,3	4,03	10,61	5,71	5,28	0,586	25,51

	G	$I_y=I_z$	$W_{el,y}=W_{el,z}$	$i_y=i_z$	$I_u$	$i_u$	$I_v$	$i_v$	$I_{yz}$
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>4</sup>	mm	mm <sup>4</sup>	mm	mm <sup>4</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>
L 20 x 20 x 3	0,882	0,39	0,28	0,59	0,61	0,74	0,16	0,38	-0,23
L 25 x 25 x 3	1,12	0,80	0,45	0,75	1,26	0,94	0,33	0,48	-0,47
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,58	0,74	1,60	0,93	0,43	0,48	-0,59
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,65	0,90	2,23	1,13	0,58	0,58	-0,83
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,85	0,89	2,86	1,12	0,75	0,57	-1,05
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,94	0,87	-4,20
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,69	0,97	-5,28
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,42	1,90	4,51	0,97	-6,45
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,78	2,30	7,97	1,17	-11,41
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,21	2,29	9,38	1,17	-13,41
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,20	2,26	12,11	1,16	-17,04
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,09	2,47	13,78	1,26	-19,65
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,61	2,69	15,16	1,37	-21,73
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,40	1,36	-24,90
L 75 x 75 x 6	6,85	45,57	8,35	2,28	72,40	2,88	18,74	1,46	-26,83
L 75 x 75 x 8	8,99	58,87	10,96	2,27	93,49	2,86	24,25	1,45	-34,62
L 80 x 80 x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,53
L 80 x 80 x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,23	1,55	-51,27
L 90 x 90 x 7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,02	1,76	-54,53
L 90 x 90 x 8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,87	1,76	-61,51
L 90 x 90 x 9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,63	1,75	-68,20
L 90 x 90 x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,32	1,75	-74,60
L 100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,47	1,96	-85,37
L 100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,65	1,95	-104,0
L 100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	328,0	3,80	85,42	1,94	-121,3
L 110 x 110 x 10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,72	2,15	-140,3
L 110 x 110 x 12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,3	4,20	115,0	2,14	-164,1
L 120 x 120 x 10	18,2	312,9	36,03	3,67	497,6	4,63	128,3	2,35	-184,6
L 120 x 120 x 11	19,9	340,6	39,41	3,66	541,5	4,62	139,8	2,35	-200,9
L 120 x 120 x 12	21,6	367,7	42,73	3,65	584,3	4,61	151,0	2,34	-216,6
L 120 x 120 x 13	23,3	394,0	46,01	3,64	625,9	4,59	162,2	2,34	-231,8
L 120 x 120 x 15	26,6	444,9	52,43	3,62	705,6	4,56	184,2	2,33	-260,7
L 130 x 130 x 12	23,6	472,2	50,44	3,97	750,6	5,00	193,7	2,54	-278,5
L 150 x 150 x 10	23,0	624,0	56,91	4,62	992,0	5,82	256,0	2,96	-368,0

	G	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	A	h <sub>i</sub>	d	Ø	p <sub>min</sub>	p <sub>max</sub>	A <sub>L</sub>	A <sub>G</sub>
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm		mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t
							x10 <sup>2</sup>							
HE 280 AA•	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA•	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA•	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616
HE 340 AA•	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HE 360 AA•	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA•	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA•	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HE 500 AA•	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	120	198	2,077	19,33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 550 AA•	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,280	8,195
HE 600 AA•	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	270,0	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600 M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,308
HE 600 x 337•	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	138	202	2,407	7,144
HE 600 x 399•	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	142	208	2,450	6,137
HE 650 AA•	138	620	300	12,5	16	27	175,8	588	534	M 27	122	198	2,369	17,17
HE 650 A	190	640	300	13,5	26	27	241,6	588	534	M 27	124	198	2,407	12,69
HE 650 B	225	650	300	16	31	27	286,3	588	534	M 27	126	198	2,422	10,77
HE 650 M	293	668	305	21	40	27	373,7	588	534	M 27	132	200	2,468	8,411

HE 650 x 343•	343	680	309	25	46	27	437,5	588	534	M 27	138	202	2,500	7,278
HE 650 x 407•	407	696	314	29,5	54	27	518,8	588	534	M 27	142	206	2,543	6,243
HE 700 AA•	150	670	300	13	17	27	190,9	636	582	M 27	122	198	2,468	16,46
HE 700 A	204	690	300	14,5	27	27	260,5	636	582	M 27	124	198	2,505	12,25
HE 700 B	241	700	300	17	32	27	306,4	636	582	M 27	126	198	2,520	10,48

	ly	Wel.y	Wpl.y♦	iy	Avz	Iz	Wel.z	Wpl.z♦	iz	ss	It	Iw	
kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm	mm <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup>	
	x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>2</sup>	x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>9</sup>	
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004
HE 340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231
HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824
HE 340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454
HE 340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584
HE 360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444
HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883
HE 360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137
HE 400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948
HE 400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817
HE 400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410
HE 450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572
HE 450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148
HE 450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258
HE 450 M	263	131500	5501	6331	19,80	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251
HE 500 AA	107	54640	2315	2576	19,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	70,13	107,7	3304
HE 500 A	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643
HE 500 B	187	107200	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292	7,27	102,1	538,4	7018
HE 500 M	270	161900	6180	7094	21,69	129,5	19150	1252	1932	7,46	132,6	1539	11190
HE 550 AA	120	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	698,6	6,65	73,13	133,7	4338
HE 550 A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189
HE 550 B	199	136700	4971	5591	23,20	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856
HE 550 M	278	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520
HE 600 AA	129	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381
HE 600 A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978

HE 600 B	212	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902,0	1391	7,08	107,1	667,2	10970
HE 600 M	285	237400	7660	8772	25,55	149,7	18980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910
HE 600 x 337	337	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	2451	19610
HE 600 x 399	399	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	3966	24810
HE 650 AA	138	113900	3676	4160	25,46	90,40	7221	481,4	750,7	6,41	76,13	167,5	6567
HE 650 A	190	175200	5474	6136	26,93	103,2	11720	781,6	1205	6,97	97,13	448,3	11030
HE 650 B	225	210600	6480	7320	27,12	122,0	13980	932,3	1441	6,99	109,6	739,2	13360
HE 650 M	293	281700	8433	9657	27,45	159,7	18980	1245	1936	7,13	132,6	1579	18650
HE 650 x 343	343	333700	9815	11350	27,62	189,6	22720	1470	2300	7,21	148,6	2442	22730
HE 650 x 407	407	405400	11650	13620	27,95	224,8	28020	1785	2803	7,35	169,1	3958	28710
HE 700 AA	150	142700	4260	4840	27,34	100,3	7673	511,5	799,7	6,34	78,63	195,2	8155
HE 700 A	204	215300	6241	7032	28,75	117,0	12180	811,9	1257	6,84	100,1	513,9	13350
HE 700 B	241	256900	7340	8327	28,96	137,1	14440	962,7	1495	6,87	112,6	830,9	16060