



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ « SAAD DAHLEB » BLIDA

FACULTÉ DES SCIENCES DE L'INGÉNIEUR



DÉPARTEMENT : GENIE CIVIL

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLOME MASTER EN GENIE CIVIL

Option : STRUCTURES ET MATERIAUX

**Thème :**

**ÉTUDE D'UN BATIMENT (R+9+2sous sol)  
EN CHARPENTE MÉTALLIQUE CONTREVENTÉ  
PAR UN NOYAU EN BÉTON ARMÉ  
ET DES PALÉES DE STABILITÉ**

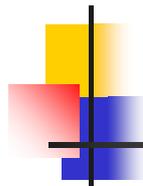
**Présenté par :**

✚ AIT ZIANE LYDIA  
✚ SAIDANI SAMAH

**Promoteur :**

✚ DR. SETHI A.AZIZ

  
Promotion 2010



# **SOMMAIRE**

## **SOMMAIRE**

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

I.1 Introduction .....	1
I.2 Système structurale de la tour.....	2
I.3 Caractéristiques des matériaux .....	3

### **Chapitre II : Etude de neige et vent**

II.1 Introduction .....	10
II.2 Nature de la structure.....	10
II.3 Hypothèses de calcul.....	10
II.4 Calcul de la pression due au vent .....	11
II.5 Force de frottement. ....	17
II.6 Action de la neige sur la construction.....	25

### **Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments principaux**

II.1 Introduction.....	26
II.2 Les planchers .....	26
III.3 Pré dimensionnement des éléments principaux :.....	28
- Pré dimensionnement des solives	
- Pré dimensionnement des poutres porteuses	
- Pré dimensionnement des poteaux	

### **Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique**

IV.1 Introduction.....	65
V.2 Etude sismique.....	65
V.3 .Résultat de l'analyse dynamique .....	72
V.4 Conclusion .....	82

## **Chapitre V: Vérification des éléments de l'ossature**

V.1 Introduction.....	83
V.2 Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement composé....	83
V.3 Vérification des poteaux vis-à-vis le déversement.....	96
V.4 Vérification des contreventements.....	98
VI.5 Conclusion .....	99

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

VI.1 introduction.....	100
VI.2Assemblages poutre- solive.....	102
VI.3 assemblage poutre-poteau .....	103
VI.4 assemblage poteau-poteau.....	114
VII.4. Assemblage des diagonales pour les palées de stabilités....	131
VII.4pied de poteau.....	135

## **Chapitre VII : Calcul des éléments secondaires**

VII.1 Escalier métallique.....	144
VII.2.FERRAILLAGE DES ELEMENTS EN BETON.....	148
VII.3. FERRAILLAGE DES LINTEAUX .....	170

## **Chapitre VIII : Etude du sol**

VIII.1Introduction.....	178
VIII.2 Reconnaissance géotechnique.....	178
VIII.3Etude d'homogénéité des caractéristiques physiques et mécanique.....	182
VIII.4 Capacité portante du sol .....	183
VIII.5 Conclusion .....	184

## **Chapitre IX : Calcule des fondations**

IX.1. Généralités sur les fondations.....	186
IX.1.2 calcul des fondation.....	186
IX.1. 2.1. SEMELLES ISOLÉES.....	187
IX1.2.2. Semelle filante .....	189
IX1.2.3.Radier général.....	190
IX .2. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE.....	203
IX.3.- Ferrailage du fût .....	207

## **Conclusion générale**

## **Références**

## **Annexe A.**

## II. 1- Introduction :

Le vent est une action climatique due au mouvement de l'air résultant de la différence de pression entre les zones de l'atmosphère.

L'objet de cette partie de l'étude est l'évaluation des sollicitations d'ensembles engendrés par l'action du vent, ainsi le calcul est conduit conformément au règlement algérien NV99 [2]

Dans le calcul, le bâtiment sera assimilé à une console encastrée dans le sol et sera soumis à une pression le long de sa hauteur. Les sollicitations sont proportionnelles à la hauteur de la structure. Vu l'élanement de notre bâtiment et la nature de l'enveloppe extérieure (mur rideau), une étude au vent est nécessaire et sera donc traitée dans ce chapitre.

## II. 2- Nature de la Structure :

La classification des structures selon leur nature dépend de leur sensibilité aux excitations dynamiques, on distingue :

1. Constructions peu sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique  $C_d < 1.2$ .
2. Constructions sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique  $C_d \geq 1.2$ .

### Notations :

**C<sub>t</sub>**: Coefficient de topographie.

**Q<sub>ref</sub>** : la pression dynamique de référence

**V<sub>ref</sub>** : la vitesse de référence du vent

**K<sub>T</sub>** : Facteur de terrain

**Z<sub>0</sub>** : Paramètre de rugosité

**Z<sub>min</sub>** : hauteur minimale

**ζ** : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient  $C_d$

**C<sub>r</sub>** : Coefficient de rugosité

**C<sub>d</sub>** : Coefficient dynamique

**C<sub>e</sub>** : Coefficient d'exposition

**P<sub>dyn</sub>** : pression dynamique

**C<sub>pe</sub>** : Coefficient de pression extérieur

**C<sub>pi</sub>** : Coefficient de pression intérieur

## II. 3- Hypothèses de calcul :

- on suppose que notre structure n'est pas entouré par d'autre structure (le vent souffle dans les deux directions) .

### ❖ Données relatives au site :

❖ \* Site plat : .....  $C_t(Z) = 1$  (Tab 2.5) . [2]

❖ \* Zone I (Alger) : .....  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$  (Tab 2.3). [2]

❖ \* Terrain catégorie III .....  $K_t = 0.17$ ,  $Z_0 = 0.01 \text{ m}$ ,  $Z_{min} = 2 \text{ m}$ ,  $\varepsilon = 0.13$  ..... (Tab 2.4). [2]

❖ \* Catégorie I de construction (bâtiment à usage de bureau) ..... Art1.1.3 et 1.1. [2]

**II. 4-Calcul de la pression due au vent :**

La pression due au vent  $q_j$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  pour une construction de catégorie I est donnée par :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2] \dots\dots\dots (2.4) [2]$$

• **Calcul de coefficient dynamique  $C_d$  :**

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite Corrélation des pressions exercées sur les parois.

$C_d$  est donné en fonction de :

- **b (m) :** qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction .
- **h (m) :** qui désigne la hauteur totale de la construction
- Pour déterminer  $C_d$  on utilise les abaques adonnés par la figure 3.2 [2] (valeurs de  $C_d$  pour les structures métallique)

Dans notre cas :

**Direction  $V_1$  :**  $b=38,08m$  } On fait une interpolation  $\Rightarrow C_d= 0.93$   
 $H=33m$  }

**Direction  $V_2$  :**  $b=38,08m$  } On fait une interpolation  $\Rightarrow C_d= 0.91$   
 $H=38,4m$  }

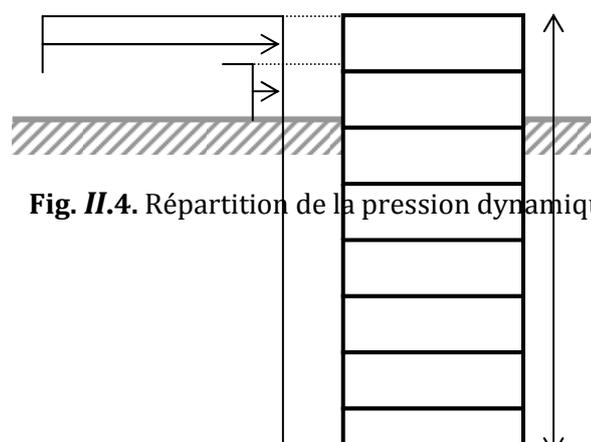
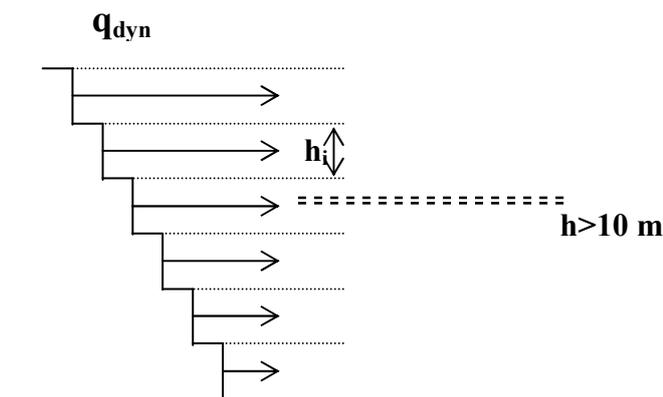
Donc pour tout les deux cas, la structure est peu sensible aux excitation

• **Calcul de la pression dynamique :**

La formule générale est :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j) \dots\dots\dots [structure permanente] (formule 2.12) [2]$$

La structure est de hauteur totale  $h= 38,08m > 10m$  et avec plancher intermédiaire ce qui fait qu'il ya lieu de considérer la structure comme étant constitué de  $n$  éléments de surface et de hauteurs égales à la hauteur d'etage avec  $n$  est le nombre de niveau de la construction.



**Fig. II.4.** Répartition de la pression dynamique

La pression dynamique sera calculée :

- à la mi-hauteur de chaque étage pour ce qui concerne la paroi verticale.
- à la hauteur totale **h= 35m** pour la toiture.

On a :  $C_d = 0.93$  pour la direction  $V_1$ .

$C_d = 0.91$  pour la direction  $V_2$ .

●Calcul de  $c_e(Z)$  :

Donc pour les deux cas  $C_d$ , la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, donc le coefficient d'exposition au vent sera calculé par la formule suivante :

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

●Coefficient de rugosité :

Il est donné par la formule suivante :

- $C_r(Z) = K_t \times \ln(Z/Z_0)$ ..... pour  $Z_{\min} < Z < 200m$                       (2.15)      [2]

- $C_r(Z) = K_t \times \ln(Z_{\min} / Z_0)$ .....pour  $Z < Z_{\min}$

**Z (mm)** est la hauteur considérée

niveau	h (m)	Z (m)	Kt	Z0	C <sub>r</sub>	C <sub>t</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>ref</sub> (N/m <sup>2</sup> )	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	<b>4.09</b>	<b>2.04</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>0.9</b>	<b>1</b>	<b>1.89</b>	<b>375</b>	<b>709956</b>
<b>1er étage</b>	<b>4.08</b>	<b>6.12</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.09</b>	<b>1</b>	<b>2.49</b>	<b>375</b>	<b>933.017</b>
<b>2em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>10.03</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.17</b>	<b>1</b>	<b>2.78</b>	<b>375</b>	<b>1041.85</b>
<b>3em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>13.77</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.23</b>	<b>1</b>	<b>2.97</b>	<b>375</b>	<b>1114.45</b>
<b>4em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>17.51</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.27</b>	<b>1</b>	<b>3.12</b>	<b>375</b>	<b>1170.95</b>
<b>5em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>21.25</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.3</b>	<b>1</b>	<b>3.25</b>	<b>375</b>	<b>1217.37</b>
<b>6em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>24.99</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.33</b>	<b>1</b>	<b>3.35</b>	<b>375</b>	<b>1256.88</b>
<b>7em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>28.73</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.35</b>	<b>1</b>	<b>3.44</b>	<b>375</b>	<b>1291.32</b>
<b>8em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>32.47</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.37</b>	<b>1</b>	<b>3.53</b>	<b>375</b>	<b>1321.89</b>
<b>9em étage</b>	<b>3.74</b>	<b>36.21</b>	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>1.39</b>	<b>1</b>	<b>3.6</b>	<b>375</b>	<b>1349.39</b>

La direction V1 :

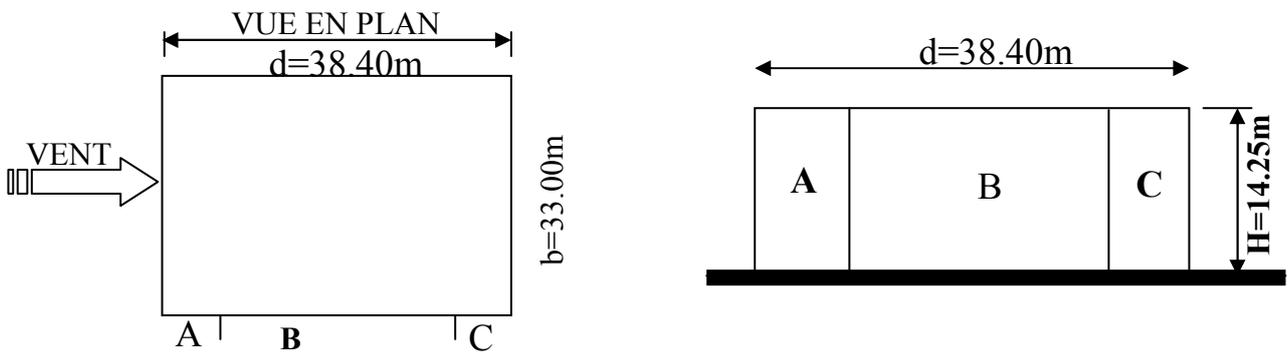
• Détermination des coefficients de pression extérieure :

On a:  $S > 10m^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

S: désigne la surface chargée de la paroi considérée

1) Parois verticales :

Pour le calcul des valeurs de  $C_{pe}$  on se réfère au (§1.1.2) dont il convient de diviser les parois comme l'indique la figure ci-dessous

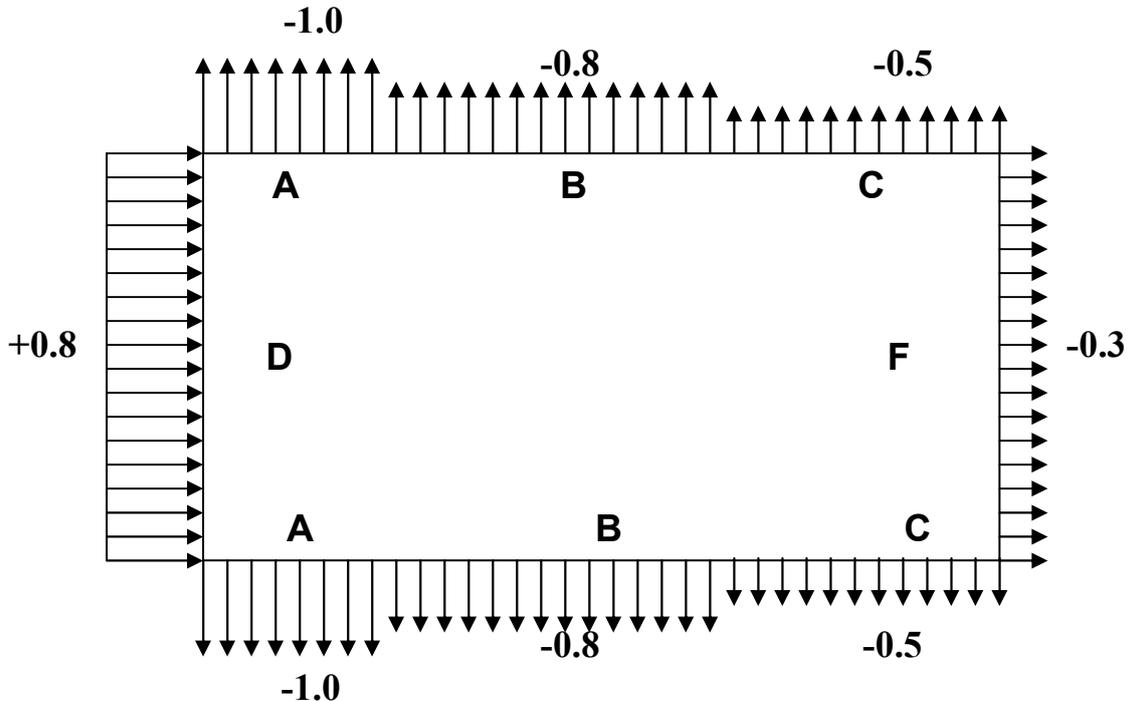


- légende pour les parois verticales

Donc d'après le tableau (5.1) on a :

Zone A :  $C_{pe} = -1.0$  ; zone C :  $C_{pe} = -0.5$  ; zone E :  $C_{pe} = -0.3$

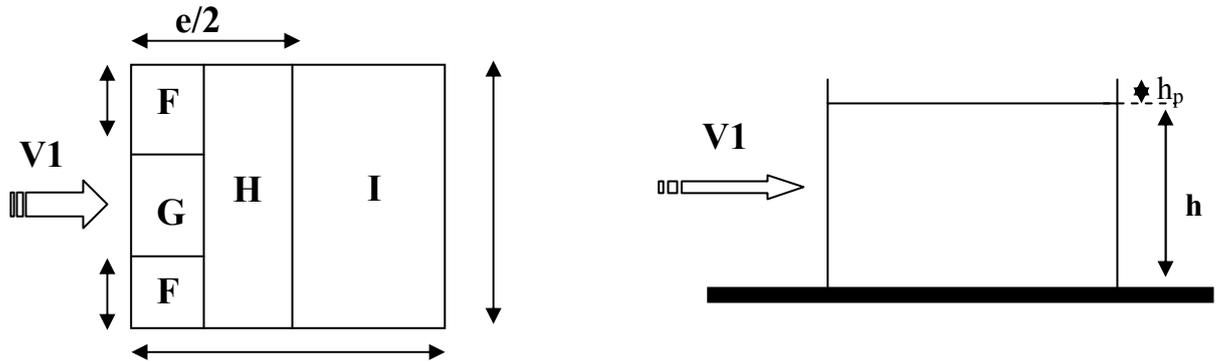
Zone B :  $C_{pe} = -0.8$  ; zone D :  $C_{pe} = +0.8$



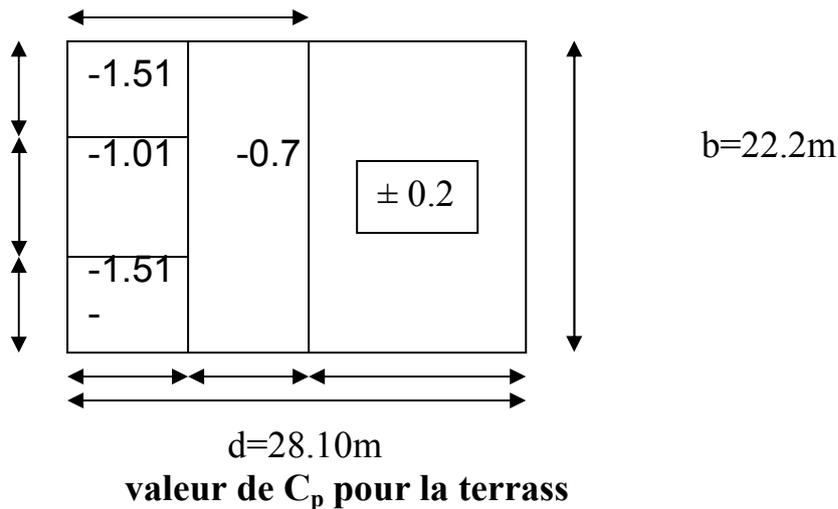
valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticales

2) Terrasse

La hauteur de l'acrotère  $h_p=1.4m$  nous avant une toiture plate  
 Selon (§1.1.5chap5)  $e=\min(b, 2h)=22.2$



D'après le tableau (5.2 ; chap5) on a :  $h_p / h = 0.036$   
 Par interpolation linéaire entre les valeurs  $h_p/h=0.025$  ;  $h_p/h=0.05$   
 Zone F :  $C_{pe10} = -1.51$  ; Zone G :  $C_{pe10} = -1.01$  ; Zone H :  $C_{pe10} = -0,7$  ; Zone I :  $C_{pe10} = \pm 0,2$ .



Pour  $C_{pi1}, C_{pi2}$  dans le cas des bâtis avec cloisons intérieur sont 0.8 et -0.5

- Coefficient de pression interne  $C_{pi}$  :

D'après le paragraphe (§2.2.2 RNVA99)

**RDC**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}(daN/m^2)$	$Q_{j2}(daN/m^2)$
A	0.93	70.99	-1	0.8	-1	-118.8	-33
B	0.93	70.99	-1	0.8	-1	-105.6	-19.8
C	0.93	70.99	-1	0.8	-1	-85.83	0
D	0.93	70.99	0.8	0.8	-1	0	85.83

E	0.93	70.99	-1	0.8	-1	-105.6	-19.8
---	------	-------	----	-----	----	--------	-------

1<sup>er</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$Q_{j2}$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	0.93	93.3	-1	0.8	-1	-156.2	-43.4
B	0.93	93.3	-1	0.8	-1	-138.8	-26
C	0.93	93.3	-1	0.8	-1	-112.8	0
D	0.93	93.3	0.8	0.8	-1	0	112.8
E	0.93	93.3	-1	0.8	-1	-138.8	-26

2<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$Q_{j2}$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	0.93	104.18	-1	0.8	-1	-174.4	-48.4
B	0.93	104.18	-1	0.8	-1	-155	-29.1
C	0.93	104.18	-1	0.8	-1	-126	0
D	0.93	104.18	0.8	0.8	-1	0	126
E	0.93	104.18	-1	0.8	-1	-155	-29.1

3<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$Q_{j2}$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	0.93	111.44	-1	0.8	-1	-	-51.8
B	0.93	111.44	-1	0.8	-1	-	-31.1
C	0.93	111.44	-1	0.8	-1	-	0
D	0.93	111.44	0.8	0.8	-1	0	134.7
E	0.93	111.44	-1	0.8	-1	-	-31.1

4<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$Q_{j2}$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	0.93	117.09	-1	0.8	-1	-196	-54.4
B	0.93	117.09	-1	0.8	-1	-174.2	-32.7
C	0.93	117.09	-1	0.8	-1	-141.6	0
D	0.93	117.09	0.8	0.8	-1	0	141.6
E	0.93	117.09	-1	0.8	-1	-174.2	-32.7

5<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ $daN/m^2$	$Q_{j2}$ $daN/m^2$
A	0.93	121.74	-1	0.8	-1	-203.8	-56.6
B	0.93	121.74	-1	0.8	-1	-181.1	-34
C	0.93	121.74	-1	0.8	-1	-147.2	0
D	0.93	121.74	0.8	0.8	-1	0	147.2
E	0.93	121.74	-1	0.8	-1	-181.1	-34

6<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ $daN/m^2$	$Q_{j2}$ $daN/m^2$
A	0.93	125.68	-1	0.8	-1	-210.4	-58.4
B	0.93	125.68	-1	0.8	-1	-187	-35.1
C	0.93	125.68	-1	0.8	-1	-151.9	0
D	0.93	125.68	0.8	0.8	-1	0	151.9
E	0.93	125.68	-1	0.8	-1	-187	-35.1

7<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ $daN/m^2$	$Q_{j2}$ $daN/m^2$
A	0.93	129.13	-1	0.8	-1	-216.2	-60
B	0.93	129.13	-1	0.8	-1	-192.1	-36
C	0.93	129.13	-1	0.8	-1	-156.1	0
D	0.93	129.13	0.8	0.8	-1	0	156.1
E	0.93	129.13	-1	0.8	-1	-192.1	-36

8<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ $daN/m^2$	$Q_{j2}$ $daN/m^2$
A	0.93	132.18	-1	0.8	-1	-221.3	-61.5
B	0.93	132.18	-1	0.8	-1	-196.7	-36.9
C	0.93	132.18	-1	0.8	-1	-159.8	0
D	0.93	132.18	0.8	0.8	-1	0	159.8
E	0.93	132.18	-1	0.8	-1	-196.7	-36.9

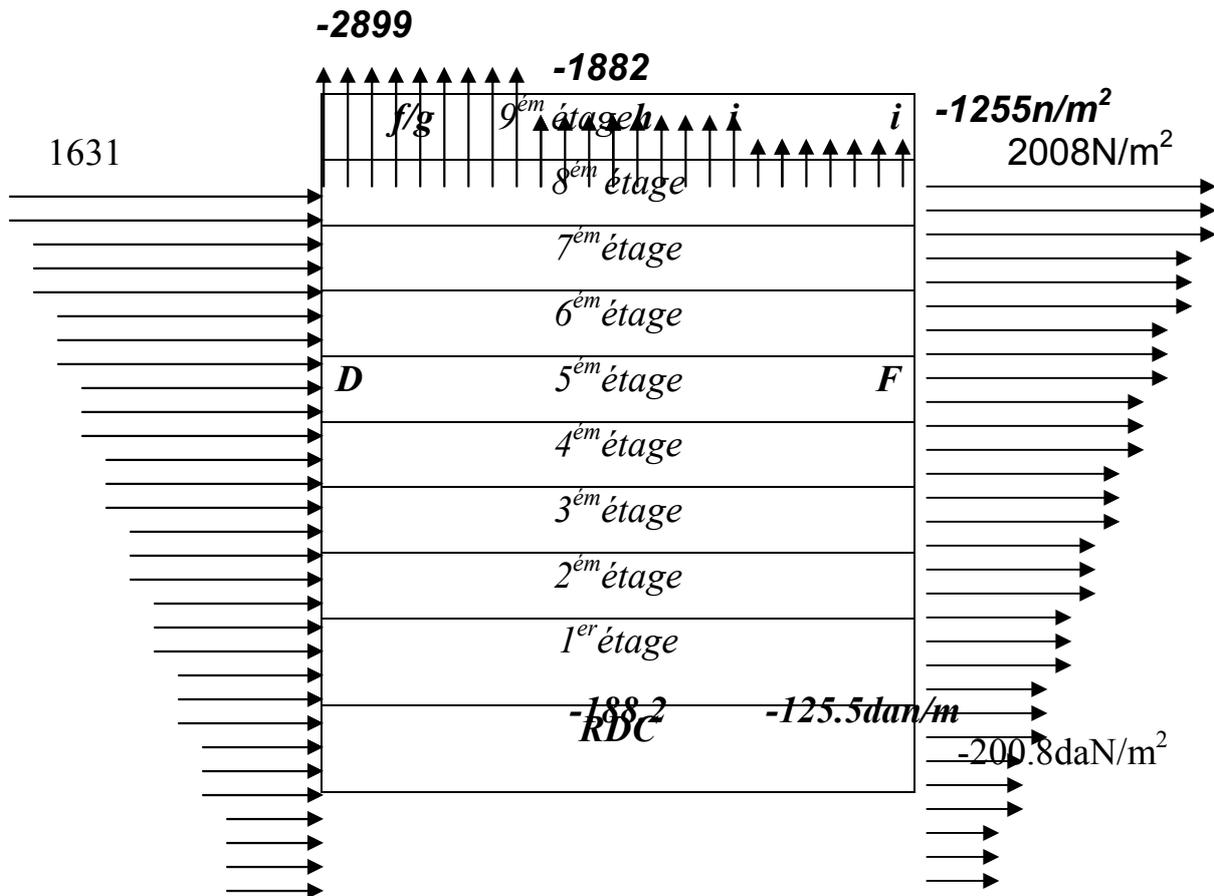
9<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ $daN/m^2$	$Q_{j2}$ $daN/m^2$
A	0.93	134.93	-1	0.8	-1	-225.9	-62.7
B	0.93	134.93	-1	0.8	-1	-200.8	-37.6
C	0.93	134.93	-1	0.8	-1	-163.1	0
D	0.93	134.93	0.8	0.8	-1	0	163.1
E	0.93	134.93	-1	0.8	-1	-200.8	-37.6

Toiture

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$	$Q_{j2}$
------	-------	--------------------	----------	-----------	-----------	----------	----------

						daN/m <sup>2</sup> )	daN/m <sup>2</sup> )
<i>f</i>	0.93	134.93	-2	0.8	-1	-289.9	-127
<i>g</i>	0.93	134.93	-1	0.8	-1	-227.1	-64
<i>h</i>	0.93	134.93	-1	0.8	-1	-188.2	-25.1
<i>i</i>	0.93	134.93	-0	0.8	-1	-125.5	37.65
	0.93	134.93	0.2	0.8	-1	-75.29	87.84



• Calcul de la force de frottement :

$$F_{fr} = \sum [ q_{dyn}(z_j) \times C_{fr} \times S_{fr} ] \quad (2.8 ; \text{chap2})$$

$z_j$  : la hauteur du centre de l'élément  $j$

$S_{fr}$  : l'aire de l'élément  $j$

$C_{fr}$  : le coefficient de frottement de l'élément de surface  $j$ .  $C_{fr}=0.01$ (tab2.1 ; cha2)

1) Les parois verticale :

$$F_{fr} = \sum [ q_{dyn}(z_j) \times C_{fr} \times S_{fr} ] \quad F_{fr}=1283.52$$

<i>zone</i>	<i>niveau</i>	<i>S</i>	<i>q<sub>j</sub></i>	<i>F<sub>fr</sub>(daN)</i>	<i>F<sub>w</sub>(daN)</i>	<i>F<sub>U</sub>(daN)</i>
	<i>RDC</i>	<i>134.64</i>	<i>85.83</i>	<b><i>1031.87</i></b>	<i>11556.151</i>	<i>0</i>
	<i>1<sup>ere</sup> étage</i>	<i>134.64</i>	<i>112.79</i>	<b><i>1031.87</i></b>	<i>15186.046</i>	<i>0</i>
<i>D</i>	<i>2<sup>ere</sup> étage</i>	<i>83.03</i>	<i>125.95</i>	<b><i>1031.87</i></b>	<i>10457.629</i>	<i>0</i>
	<i>3<sup>ere</sup> étage</i>	<i>83.03</i>	<i>134.73</i>	<b><i>1031.87</i></b>	<i>11186.632</i>	<i>0</i>
	<i>4<sup>ere</sup> étage</i>	<i>83.03</i>	<i>141.56</i>	<b><i>1031.87</i></b>	<i>11753.727</i>	<i>0</i>
	<i>5<sup>ere</sup> étage</i>	<i>83.03</i>	<i>147.18</i>	<b><i>1031.87</i></b>	<i>12220.355</i>	<i>0</i>

2)toiture :

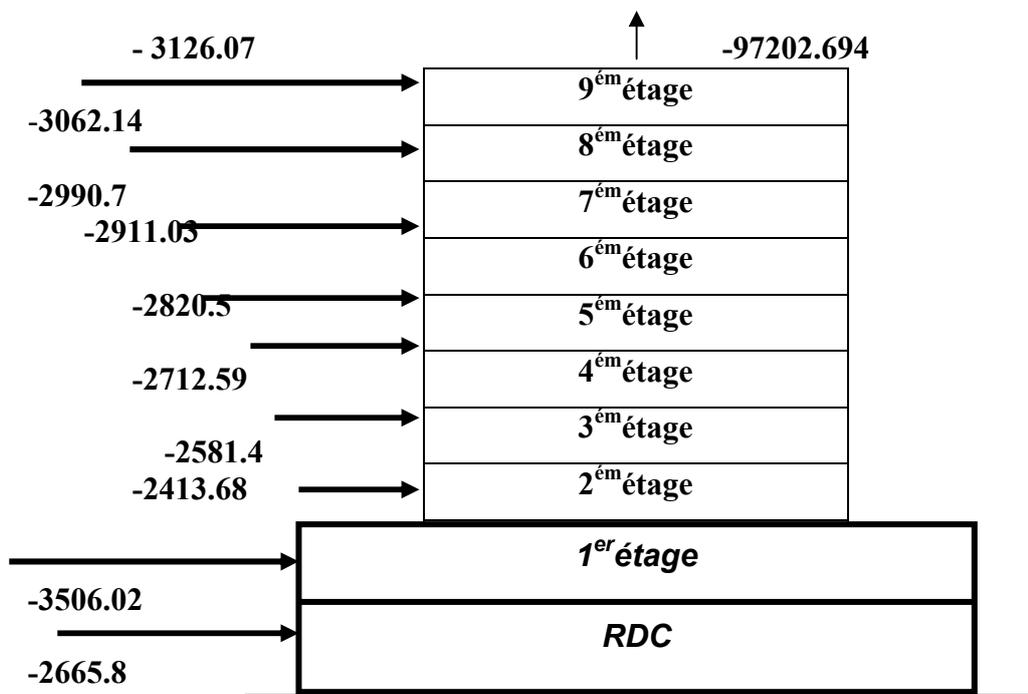
**F<sub>fr</sub>=847.78 d**

	<b>6<sup>ere</sup> étage</b>	83.03	151.95	<b>1031.87</b>	12616.409	0
	<b>7<sup>ere</sup> étage</b>	83.03	156.12	<b>1031.87</b>	12962.644	0
	<b>8<sup>ere</sup> étage</b>	83.03	159.8	<b>1031.87</b>	13268.194	0
	<b>9<sup>ere</sup> étage</b>	83.03	163.12	<b>1031.87</b>	13543.854	0
	RDC	134.64	-105.63	<b>1031.87</b>	*14222.023	0
	<b>1<sup>ere</sup> étage</b>	134.64	-138.83	<b>1031.87</b>	-18692.071	0
E	<b>2<sup>ere</sup> étage</b>	83.03	-155.02	<b>1031.87</b>	-12871.311	0
	<b>3<sup>ere</sup> étage</b>	83.03	-165.82	<b>1031.87</b>	-13768.035	0
	<b>4<sup>ere</sup> étage</b>	83.03	-174.23	<b>1031.87</b>	-14466.317	0
	<b>5<sup>ere</sup> étage</b>	83.03	-181.15	<b>1031.87</b>	-15040.885	0
	<b>6<sup>ere</sup> étage</b>	83.03	-187.01	<b>1031.87</b>	-15527.44	0
	<b>7<sup>ere</sup> étage</b>	83.03	-192.14	<b>1031.87</b>	-15953.384	0
	<b>8<sup>ere</sup> étage</b>	83.03	-196.68	<b>1031.87</b>	-16330.34	0
	<b>9<sup>ere</sup> étage</b>	83.03	-200.77	<b>1031.87</b>	-16669.933	0
F	Toiture	24.64	-289.87	<b>847.78</b>	00.00	-7142.3968
G	Toiture	24.64	-227.13	<b>847.78</b>	00.00	-5596.4832
H	Toiture	197.14	-188.23	<b>847.78</b>	00.00	-37107.662
I	Toiture	377.4	-125.48	<b>847.78</b>	00.00	-47356.152

**Action d'ensemble :**

Niveau	$\sum F_w$	$\sum F_u$
RDC	-2665.872	-97202.694
<b>1<sup>ere</sup> étage</b>	-3506.0256	
<b>2<sup>ere</sup> étage</b>	-2413.6821	
<b>3<sup>ere</sup> étage</b>	-2581.4027	
<b>4<sup>ere</sup> étage</b>	-2712.5901	

5 <sup>ere</sup> étage	-2820.5291	
6 <sup>ere</sup> étage	-2911.0318	
7 <sup>ere</sup> étage	-2990.7406	
8 <sup>ere</sup> étage	-3062.1464	
9 <sup>ere</sup> étage	-3126.0795	



*Action d'ensemble*

Il faut tenir compte d'une certaine excentricité de la composante horizontale

$e = \pm b/10 = \pm 10.8/10 = 1.08\text{m}$

La direction V2 :

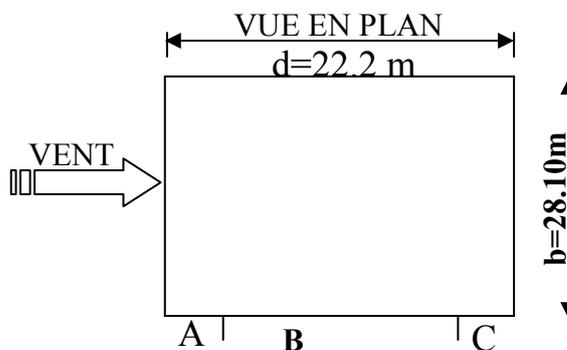
1. parois verticales

La surface charger de la paroi considérée  $S = 159.52\text{m}^2 > 10\text{ m}^2$

La lecture donnera pour  $h = 38.08/\text{m}$  et  $b = 28.10\text{m}$  donne  $C_d = 0.91$

$e = \min(b, 2h) = 28.10\text{m}$

Zone F :  $C_{pe_{10}} = -1.51$  ; Zone G :  $C_{pe_{10}} = -1.01$  ; Zone H :  $C_{pe_{10}} = -0,7$  ; Zone I :  $C_{pe_{10}} = \pm 0,2$ .



RDC

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$qj_1$ $daN/m^2$	$Qj_2$ $daN/m^2$
A	0.91	70.99	-1	0.8	-1	-116.3	-32.3
B	0.91	70.99	-1	0.8	-1	-103.4	-19.4
C	0.91	70.99	-1	0.8	-1	-83.98	0
D	0.91	70.99	0.8	0.8	-1	0	83.98
E	0.91	70.99	-1	0.8	-1	-103.4	-19.4

1<sup>er</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$qj_1$ $daN/m^2$	$Qj_2$ $daN/m^2$
A	0.91	93.3	-1	0.8	-1	-152.8	-42.5
B	0.91	93.3	-1	0.8	-1	-135.8	-25.5
C	0.91	93.3	-1	0.8	-1	-110.4	0
D	0.91	93.3	0.8	0.8	-1	0	110.4
E	0.91	93.3	-1	0.8	-1	-135.8	-25.5

2<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$qj_1$ $daN/m^2$	$Qj_2$ $daN/m^2$
A	0.91	104.18	-1	0.8	-1	-170.6	-47.4
B	0.91	104.18	-1	0.8	-1	-151.7	-28.4
C	0.91	104.18	-1	0.8	-1	-123.2	0
D	0.91	104.18	0.8	0.8	-1	0	123.2
E	0.91	104.18	-1	0.8	-1	-151.7	-28.4

3<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ daN/m <sup>2</sup> )	$Q_{j2}$ daN/m <sup>2</sup> )
A	0.91	111.44	-1	0.8	-1	-182.5	-50.7
B	0.91	111.44	-1	0.8	-1	-162.3	-30.4
C	0.91	111.44	-1	0.8	-1	-131.8	0
D	0.91	111.44	0.8	0.8	-1	0	131.8
E	0.91	111.44	-1	0.8	-1	-162.3	-30.4

4<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ daN/m <sup>2</sup> )	$Q_{j2}$ daN/m <sup>2</sup> )
A	0.91	117.09	-1	0.8	-1	-191.8	-53.3
B	0.91	117.09	-1	0.8	-1	-170.5	-32
C	0.91	117.09	-1	0.8	-1	-138.5	0
D	0.91	117.09	0.8	0.8	-1	0	138.5
E	0.91	117.09	-1	0.8	-1	-170.5	-32

5<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ daN/m <sup>2</sup> )	$Q_{j2}$ daN/m <sup>2</sup> )
A	0.91	125.68	-1	0.8	-1	-205.9	-57.2
B	0.91	125.68	-1	0.8	-1	-183	-34.3
C	0.91	125.68	-1	0.8	-1	-148.7	0
D	0.91	125.68	0.8	0.8	-1	0	148.7
E	0.91	125.68	-1	0.8	-1	-183	-34.3

6<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ daN/m <sup>2</sup> )	$Q_{j2}$ daN/m <sup>2</sup> )
A	0.91	129.13	-1	0.8	-1	-211.5	-58.8
B	0.91	129.13	-1	0.8	-1	-188	-35.3
C	0.91	129.13	-1	0.8	-1	-152.8	0
D	0.91	129.13	0.8	0.8	-1	0	152.8
E	0.91	129.13	-1	0.8	-1	-188	-35.3

7<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$q_{j1}$ daN/m <sup>2</sup> )	$Q_{j2}$ daN/m <sup>2</sup> )
A	0.91	132.18	-1	0.8	-1	-216.5	-60.1
B	0.91	132.18	-1	0.8	-1	-192.5	-36.1
C	0.91	132.18	-1	0.8	-1	-156.4	0
D	0.91	132.18	0.8	0.8	-1	0	156.4
E	0.91	132.18	-1	0.8	-1	-192.5	-36.1

8<sup>ém</sup> étage

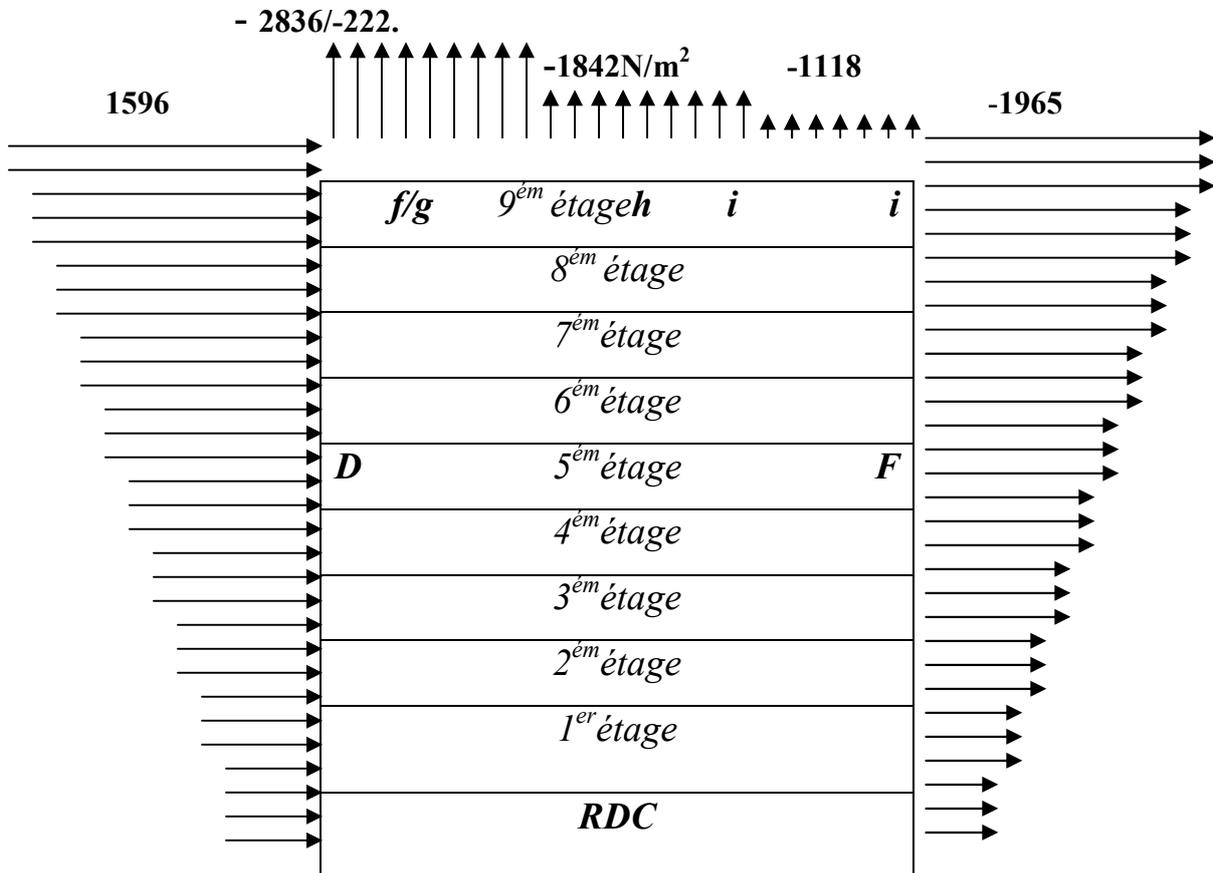
zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$qj_1$ $daN/m^2$	$Qj_2$ $daN/m^2$
A	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-221	-61.4
B	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-196.5	-36.8
C	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-159.6	0
D	0.91	134.93	0.8	0.8	-1	0	159.6
E	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-196.5	-36.8

9<sup>ém</sup> étage

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$qj_1$ $daN/m^2$	$Qj_2$ $daN/m^2$
A	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-221	-61.4
B	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-196.5	-36.8
C	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-159.6	0
D	0.91	134.93	0.8	0.8	-1	0	159.6
E	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-196.5	-36.8

Toiture

zone	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$qj_1$ $daN/m^2$	$Qj_2$ $daN/m^2$
f	0.91	134.93	-2	0.8	-1	-283.6	-124
g	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-222.2	-62.6
h	0.91	134.93	-1	0.8	-1	-184.2	-24.6
i	0.91	134.93	-0	0.8	-1	-122.8	36.84
	0.91	134.93	0.2	0.8	-1	-73.67	85.95



- Calcul de la force de frottement

.  $C_{fr}=0.01$  (tab2.1 ; chap2)

1) Les parois verticales

$$F_{fr} = \sum [ q_{dyn}(z_j) \times C_{fr} \times S_{fr} ]$$

**$F_{fr}=1283.52$  daN**

2) Toiture

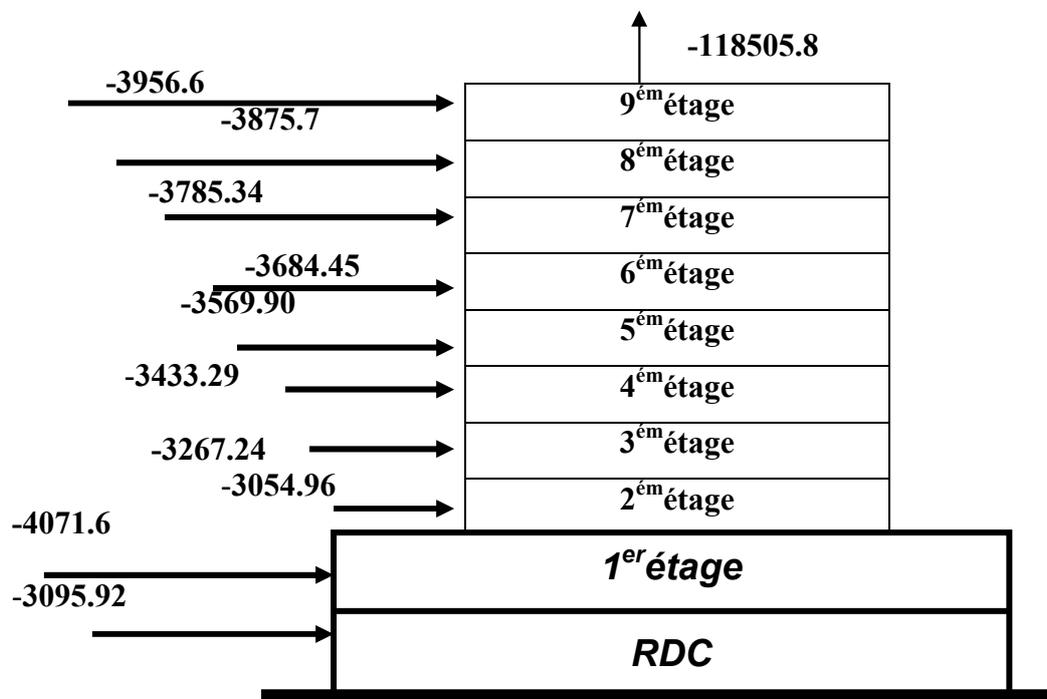
**$F_{fr}=847.78$  daN**

Action d'ensemble :

niveau	S	$q_j$	$F_{fr}(daN)$	$F_w(daN)$	$F_U(daN)$
<b>RDC</b>	156.36	85.83	<b>1281.38</b>	13420.379	0
<b>1<sup>ere</sup> étage</b>	156.36	112.79	<b>1281.38</b>	17635.844	0
<b>2<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	125.95	<b>1281.38</b>	13236.086	0
<b>3<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	134.73	<b>1281.38</b>	14158.776	0
<b>4<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	141.56	<b>1281.38</b>	14876.54	0
<b>5<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	147.18	<b>1281.38</b>	15467.146	0
<b>6<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	151.95	<b>1281.38</b>	15968.426	0
<b>7<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	156.12	<b>1281.38</b>	16406.651	0
<b>8<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	159.8	<b>1281.38</b>	16793.382	0
<b>9<sup>ere</sup> étage</b>	105.09	163.12	<b>1281.38</b>	17142.281	0
<b>RDC</b>	156.36	-105.63	<b>1281.38</b>	-16516.31	0
<b>1<sup>ere</sup> étage</b>	156.36	-138.83	<b>1281.38</b>	-21707.46	0
<b>2<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-155.02	<b>1281.38</b>	-16291.05	0
<b>3<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-165.82	<b>1281.38</b>	-17426.02	0
<b>4<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-174.23	<b>1281.38</b>	-18309.83	0
<b>5<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-181.15	<b>1281.38</b>	-19037.05	0
<b>6<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-187.01	<b>1281.38</b>	-19652.88	0
<b>7<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-192.14	<b>1281.38</b>	-20191.99	0
<b>8<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-196.68	<b>1281.38</b>	-20669.1	0
<b>9<sup>em</sup> étage</b>	105.09	-200.77	<b>1281.38</b>	-21098.92	0

Toiture	39.48	-289.87	<b>847.78</b>	0	-11444.068
Toiture	39.48	-227.13	<b>847.78</b>	0	-8967.0924
Toiture	315.84	-188.23	<b>847.78</b>	0	-59450.563
Toiture	307.97	-125.48	<b>847.78</b>	0	-38644.076

Niveau	$\sum F_w$	$\sum F_u$
<b>RDC</b>	-3095.928	-118505.8
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	-4071.614	
<b>2<sup>em</sup> étage</b>	-3054.966	
<b>3<sup>em</sup> étage</b>	-3267.248	
<b>4<sup>em</sup> étage</b>	-3433.29	
<b>5<sup>em</sup> étage</b>	-3569.907	
<b>6<sup>em</sup> étage</b>	-3684.455	
<b>7<sup>em</sup> étage</b>	-3785.342	
<b>8<sup>em</sup> étage</b>	-3875.719	
<b>9<sup>em</sup> étage</b>	-3956.639	



Action d'ensemble

## II.6. Action de la neige sur la construction

### ➤ Charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol  $S_k$  par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Notre construction est dans la zone **B** :

$$S_k = \frac{0.04H + 10}{100} ; \text{ Avec } H=550\text{m (altitude du site)}$$

$$S_k = 0.32 \text{ kn} / \text{m}^2$$

### ➤ La charge de la neige sur la toiture plate :

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

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

$$\mu = 0.8 : \text{ Coefficient de forme. (Tab 6.1), [2]}$$

$$\Rightarrow S = 0.8 \times 0.32 = 0.26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

### III.1. Introduction :

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré-dimensionnement des éléments sont déterminés.

### III.2 LES PLANCHERS :

Les planchers collaborant associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé pour qu'ils participent ensemble, par leur "collaboration" à la résistance à la flexion, pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle par l'intermédiaire des connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte.

#### III.2.1 : Méthode de calcul :

Le calcul de plancher collaborant 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

##### c. **Largueur de la dalle collaborant (Largueur Effective) :**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque coté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} \frac{2.l_0}{8} & \text{avec } l_0 : \text{Langueur libre d'une poutre} \\ & \text{simplement appuie} \\ b & b : \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

**III.2.2 : Estimation des charges des planchers :**

**. Plancher terrasse :**

**a. - Plancher terrasse inaccessible :**

**1. Actions permanentes : [7]**

Protection en gravillon .....	0,85 KN/m <sup>2</sup>
Etanchéité multicouches .....	0,21 KN/m <sup>2</sup>
Forme de pente (e=10cm).....	2,20 KN/m <sup>2</sup>
Isolation thermique .....	0,16 KN/m <sup>2</sup>
Dalle en béton armé (e=15cm).....	3,75 KN/m <sup>2</sup>
Bac d'acier (HB 55) .....	0,15 KN/m <sup>2</sup>
Faux plafond .....	0,20 KN/m <sup>2</sup>

---

**Total: G = 7.43 KN/m<sup>2</sup>**

**2. Charges d'exploitation : [7]**

Terrasse inaccessible ⇒ **Q = 1 KN/m<sup>2</sup>**

**b - Plancher courant :**

**1. Actions permanentes : [7]**

Carrelage.....	0,30 KN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose .....	0,40 KN/m <sup>2</sup>
Lit de sable .....	0,54KN/m <sup>2</sup>
Dalle en béton armé (15cm).....	3,75 KN/m <sup>2</sup>

Distribution Cloisons.....	0,10 KN/m <sup>2</sup>
Bac d'acier (HB 55) .....	0,15 KN/m <sup>2</sup>
Faux plafond.....	0,20 KN/m <sup>2</sup>

Total : **G = 6.44 KN/m**

**2. surcharges d'exploitation : [7]**

Le bâtiment étudié a usage Bureau, donc la surcharge d'exploitation égale a

**Q= 2,5 KN/m<sup>2</sup>**

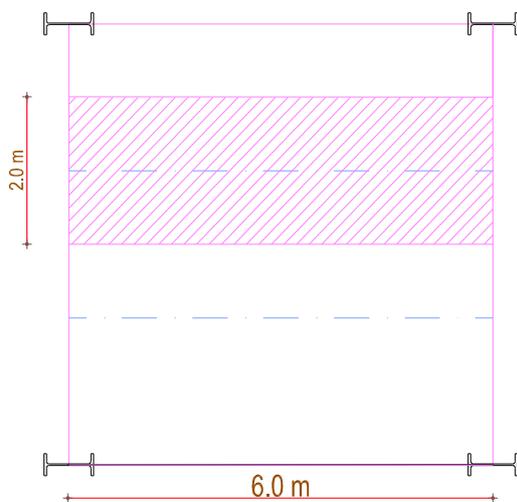
**III.3 - Pré dimensionnement des éléments principaux :**

**III.3.1 - les solives :**

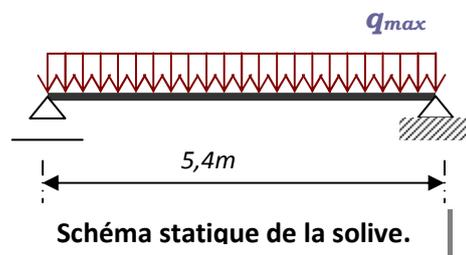
les solives sont généralement des profilés en **IPE**, **IPN**, dont leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type de plancher utilisé.

Il est d'usage que le pré dimensionnement se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche, mais dans notre cas, on utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive, telque la solive la plus sollicitée a une portée de **6,00m** et un espacement de **2,00m**

**A - TERRASSE INACCESSIBLE :**



*Schéma de la solive la plus sollicitée*



**Schéma statique de la solive.**

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \quad [11]$$

Avec : **h** : la hauteur du profilé

**L** : la longueur de la solive

Donc :  $\frac{5400}{25} \leq h \leq \frac{5400}{15} \Rightarrow 216mm \leq h \leq 360mm$

On choisit un **IPE 240** qui a les caractéristiques suivantes :

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 240</b>	<b>30.7</b>	<b>39.12</b>	<b>240</b>	<b>120</b>	<b>9.8</b>	<b>6.2</b>	<b>3892</b>	<b>30.7</b>	<b>366,6</b>	<b>9.97</b>	<b>2.69</b>

Tableau III.1. Caractéristiques du profilé

**Phase de construction : [7]**

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

Poids propre du profilé.....g<sub>p</sub> = 0,307 KN/ml.

Poids propre du béton frais.....G<sub>b</sub> = 3,75 KN/m<sup>2</sup>

Poids du bac d'acier.....g<sub>bac</sub> = 0,15 KN/m<sup>2</sup>

Surcharge de construction (ouvrier).....Q<sub>c</sub> = 0.75 KN/m<sup>2</sup>

**b.1). Combinaisons des charges :**

L'entraxe entre les solives est de 2,00 m.

**- E.L U :**

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times G_b + 1,5 \times Q) \times 2$$

$$q_u = 1,35 \times [(3,75 + 0,15) \times 2 + 0,307] + 1,5 \times 0,75 \times 2 \Rightarrow q_u = 13,19 \text{ KN/ml.}$$

**- E.L S:**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q) \times 2$$

$$q_{ser} = 0,307 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 2 \Rightarrow q_{ser} = 9,6 \text{ KN/ml.}$$

**Vérifications:**

❖ **Vérification de la flexion: [1]**

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

$$M_{sd} \leq M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{13,19 \times 5,4^2}{8} = 48,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{366,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 86,15 \text{ KN.m}$$

---


$$M_{PLRd} = 86,15 \text{ KN.m} > M_{sd} = 48,07 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant : [1]**

On doit vérifiées que :  $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$  Où:

$V_{pl.Rd}$  : effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_v = 1914,76 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{235 \cdot 1914,76 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{3} \cdot 1} \Rightarrow V_{plRd} = 259,78 \text{ KN}$$

**Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$ :**

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{13,19 \times 5,4}{2} = 35,61 \text{ KN}$$

---


$$V_{sd} = 35,61 \text{ KN} < V_{plRd} = 259,78 \text{ KN} \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plRd} = 129,89KN \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

❖ **Vérification du déversement : [1]**

On doit vérifiée que

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_w$$

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

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

Avec :  $M_{sd}$  est le moment appliqué  $\Rightarrow M_{sd} = 48,07 KN.m$

$M_{b,Rd}$  : la résistance de calcul.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / iz}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L / iz}{h / tf} \right)^2 \right]^{0,25}}}$$

$C_1 = 1,132$  ;  $W_{ply} = 366,6cm^3$ ,  $\beta_w = 1$

$L_d$  : longueur de déversement  $= kL = 2,7m$ .

Application numérique :

$$\lambda_{LT} = 81$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,86 > 0,4 \Rightarrow \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,94$$

$$\chi_{LT} = 0,75$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,75 \cdot 366,6 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{1,1} = 59,35KN.m$$

$M_{sd} = 48,07KNm < M_{brd} = 59,61KNm \Rightarrow C'est vérifiée$

❖ Vérification de la rigidité : [1]

Il faut vérifiée que :  $f^{\max} = \frac{5 q_s \cdot L^4}{384 E I_y} \leq \bar{f}$

$q_{ser} = 9,6 \text{ KN/ml.}$

$L = 5,40 \text{ m.}$

$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$

$I_y = 3892 \text{ cm}^4.$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{9,6(5,4)^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 3892 \cdot 10^4} = 13 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5400}{250} = 21,6 \text{ mm}$$

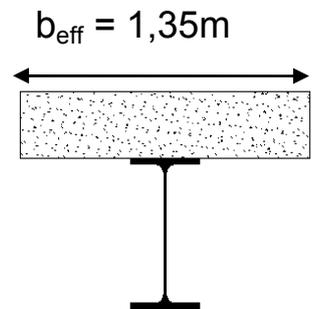
$$f^{\max} = 13 \text{ mm} \leq \bar{f} = 21,6 \text{ mm} \Rightarrow C \text{ est vérifiée}$$

**Phase finale :**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque coté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \cdot l_0}{8} \text{ avec } l_0 : \text{Langueur libre d'une poutre} \\ b \text{ Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

*simplement appuie*



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

Les charges de la phase finale sont : [7]

- . Poids propre du profilé ..... $g_p = 0,307 \text{ KN/m.}$
- . Charge permanente ..... $G_t = 7,43 \text{ KN/m}^2$
- . surcharge d'exploitation ..... $Q = 1 \text{ KN/m}^2.$

**Combinaison des charges :**

**E.L U :**

La combinaison la plus défavorable est :

$$q_u = 1,35[(Gt \times 2) + g_p] + 1,5 \times Q \times 2$$

$$q_u = 1,35[(7,43 \times 2) + 0,307] + 1,5 \times 1 \times 2 \quad \Rightarrow \quad q_u = 23,47 \text{ KN/ml.}$$

• **E.L S :**

$$q_{ser} = g_p + (Gt - g_b - g_{bac} + Q) \times 2$$

$$q_{ser} = 0,307 + (7,43 - 3,75 - 0,15 + 1) \times 2 \quad \Rightarrow \quad q_{ser} = 9,36 \text{ KN/ml.}$$

**Position de l'axe neutre plastique : [10]**

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1350 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1827,56 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 3912) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 873,35 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par

la section mixte est : 
$$M_{pl.Rd} = R_{acier} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

***Vérifications :***

❖ **Vérification de la flexion :**

Il faut que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M^{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{23,47 \cdot 5,4^2}{8} = 85,54 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = 873,35 \left[ \frac{240}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{873,35}{1827,56} \cdot \frac{95}{2} \right) \right] \cdot 10^{-3} = 215,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{pLRd} = 215,98 \text{ KNm} > M_{sd} = 85,54 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant : [1]**

On doit vérifiées que :  $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Où:  $V_{pl-Rd}$  est l'effort tranchant de plastification de la section.

$$V_{plRd} = 259,79 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{23,47 \times 5,4}{2} = 63,37 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 63,37 \text{ KN} < V_{plRd} = 259,79 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plRd} = 129,89 \text{ KN} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. [1]

❖ **Vérification de la rigidité : [1]**

Il faut vérifiée que :  $f^{\max} = \frac{5 q_s \cdot L^4}{384 E I_c} \leq \bar{f}$

$$q_{ser} = 9,36 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5,4 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$n = E_a/E_b = 15$$

$$\Rightarrow Z_{el} = 271,18 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow I_c = 1,78 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5 q_s \cdot L^4}{384 E I_c} = \frac{5 \cdot 9,36 \cdot (5400)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1,78 \cdot 10^8} = 2,77 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5400}{250} = 21,6\text{mm}$$

$$f^{\max} = 2,77\text{ mm} \leq \bar{f} = 21,6\text{ mm} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

La flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f_{TOT} = 2,77 + 13 = 15,77\text{ mm} \leq \bar{f} = 21,6\text{ mm} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification du déversement : [6]**

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

🚧 **B - Plancher courant :**

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \text{ Avec :}$$

- h la hauteur du profilé
- L la longueur de la solive

Donc  $\frac{5400}{25} \leq h \leq \frac{5400}{15} \Rightarrow 216 \leq h \leq 360,$

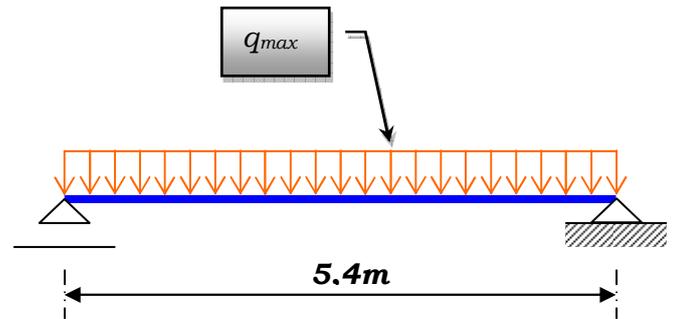


Fig. III.2. Schéma statique de la solive

On choisit un **IPE 240** qui a les caractéristiques suivantes :

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m		A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm
<b>IPE 240</b>	30.7	39.12	240	120	9.8	6.2	3892	30.7	366,6	9.97	2.69

Tableau III.2. Caractéristiques du profilé IPE 240

**Phase de construction : [7]**

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

Poids propre du profilé.....g<sub>p</sub> = 0,307 KN/ml.

Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2$

Poids du bac d'acier..... $g_{bac} = 0,15 \text{ KN/m}^2$

Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0.75 \text{ KN/m}^2$

**b.1). Combinaisons des charges :**

L'entraxe entre les solives est de 2,00 m.

**- E.L U :**

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times G_b + 1,5 \times Q) \times 2$$

$$q_u = 1,35 \times [(3,75 + 0,15) \times 2 + 0,307] + 1,5 \times 0,75 \times 2 \Rightarrow q_u = 13,19 \text{ KN/ml.}$$

**- E.L S:**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q) \times 2$$

$$q_{ser} = 0,307 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 2 \Rightarrow q_{ser} = 9,6 \text{ KN/ml.}$$

**Vérifications:**

**❖ Vérification de la flexion: [1]**

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

$$M_{sd} \leq M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{13,19 \times 5,4^2}{8} = 48,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{366,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 86,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = 86,15 \text{ KN.m} > M_{sd} = 48,07 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

**❖ Vérification de l'effort tranchant : [1]**

On doit vérifiées que :  $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$  Où:

$V_{pl.Rd}$  : effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f$$

$$A_v = 1914,76 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{235.1914,76.10^{-3}}{\sqrt{3}.x1} \Rightarrow V_{plRd} = 259,78 \text{ KN}$$

**Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$  :**

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u.l}{2} = \frac{13,19 \times 5,4}{2} = 35,61 \text{ KN}$$

$$V_{Sd} = 35,61 \text{ KN} < V_{plRd} = 259,78 \text{ KN} \Rightarrow C' \text{ est vérifiée}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plRd} = 129,89 \text{ KN} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

**❖ Vérification du déversement : [1]**

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_w$$

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

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

Avec :  $M_{sd}$  est le moment appliqué  $\Rightarrow M_{sd} = 48,07 \text{ KN.m}$

$M_{b,Rd}$  : la résistance de calcul.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / iz}{\sqrt{C_1} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L / iz}{h / tf} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$C_1 = 1,132$  ;  $W_{ply} = 366,6 \text{ cm}^3$  ;  $\beta_w = 1$

$L_d$  : longueur de déversement  $= kL = 2,7 \text{ m}$ .

Application numérique :

$$\lambda_{LT} = 81$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0.94$$

$$\chi_{LT} = 0.75$$

$$M_{b.Rd} = \frac{0.75 \cdot 366.6 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{1.1} = 59.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 48.07 \text{ KNm} < M_{brd} = 59.61 \text{ KNm} \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

❖ **Vérification de la rigidité : [1]**

Il faut vérifiée que :  $f^{\max} = \frac{5 q_s L^4}{384 E I_y} \leq \bar{f}$

$$q_{ser} = 9.6 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5.40 \text{ m.}$$

$$E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 3892 \text{ cm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{9.6(5.4)^4}{2.1 \cdot 10^5 \cdot 3892 \cdot 10^4} = 13 \text{ mm}$$

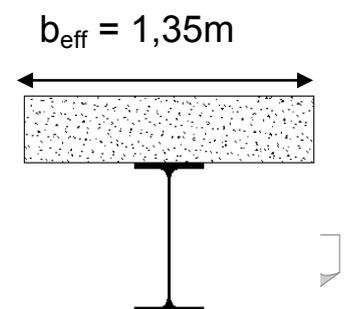
La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5400}{250} = 21.6 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 13 \text{ mm} \leq \bar{f} = 21.6 \text{ mm} \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

**Phase finale :**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque coté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :



$$b_{eff} = \inf \begin{cases} \frac{2.l_0}{8} & \text{avec } l_0 : \text{Longueur libre d'une poutre} \\ & \text{simplement appuie} \\ b & b : \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

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

Les charges de la phase finale sont : [7]

- . Poids propre du profilé ..... $g_p = 0,307\text{KN/m}$ .
- . Charge permanente ..... $G_t = 6,44\text{KN/m}^2$
- . surcharge d'exploitation ..... $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

**Combinaison des charges :**

**E.L U :**

La combinaison la plus défavorable est :

$$q_u = 1,35[(G_t \times 2) + g_p] + 1,5 \times Q \times 2$$

$$q_u = 1,35[(6,44 \times 2) + 0,307] + 1,5 \times 2,5 \times 2 \quad \Rightarrow \quad q_u = 25,30 \text{ KN/ml.}$$

• **E.L S :**

$$q_{ser} = g_p + (G_t - g_b - g_{bac} + Q) \times 2$$

$$q_{ser} = 0,307 + (6,44 - 3,75 - 0,15 + 2,5) \times 2 \quad \Rightarrow \quad q_{ser} = 10,38 \text{ KN/ml.}$$

**Position de l'axe neutre plastique : [10]**

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25\text{MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1350 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1827,56\text{KN} .$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 3912) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 873,35 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par

la section mixte est : 
$$M_{pl.Rd} = R_{acier} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

**Vérifications :**

❖ **Vérification de la flexion : [1]**

Il faut que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M^{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{25,3 \cdot 5,4^2}{8} = 92,21 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = 873,35 \left[ \frac{240}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{873,35}{1827,56} \cdot \frac{95}{2} \right) \right] \cdot 10^{-3} = 215,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 215,98 \text{ KN.m} > M_{sd} = 92,21 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant : [1]**

On doit vérifiées que :  $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Où:  $V_{pl.Rd}$  est l'effort tranchant de plastification de la section.

$$V_{plRd} = 259,79 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{27,3 \times 5,4}{2} = 68,31 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 68,31 \text{ KN} < V_{plRd} = 259,79 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plRd} = 129,89 \text{ KN} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. [1]

❖ **Vérification de la rigidité : [1]**

Il faut vérifiée que :  $f^{\max} = \frac{5 q_s \cdot L^4}{384 E I_c} \leq \bar{f}$

$q_{\text{ser}} = 10,38 \text{ KN/ml.}$

$L = 5,4 \text{ m}$

$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$

$n = E_a/E_b = 15$

$\Rightarrow Z_{\text{el}} = 271,18 \text{ mm}$

$\Rightarrow I_c = 1,74 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5 q_s \cdot L^4}{384 E I_c} = \frac{5 \cdot 10,38 \cdot (5400)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1,78 \cdot 10^8} = 3,14 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5400}{250} = 21,6 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 3,14 \text{ mm} \leq \bar{f} = 21,6 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

La flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f_{\text{TOT}} = 3,14 + 13 = 16,14 \text{ mm} \leq \bar{f} = 21,6 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification du déversement : [6]**

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur

❖ **Calcul des connecteurs : [10]**

➤ **- Plancher courant :**

Type goujon :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur : } h = 95 \text{ mm;} \\ \text{Diamètre : } d = 19 \text{ mm.} \end{array} \right.$

- **Détermination de  $P_{rd}$  :**



$$\Rightarrow R_L = 835,74KN$$

- **Nombre des connecteurs :**

**Connexion totale :**

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{873,35}{50,38} = 17,33$$

On prend **18 connecteurs** pour la demi-portée.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{\min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{5400}{36 - 1} = 154,28 \text{ mm}$$

$$esp = 154,28 \text{ mm} > 95\text{mm} \Rightarrow C'est \text{ vérifiée}$$

Donc on prend **36 connecteurs** pour toute la portée de la solive.

On opte un espacement de 150 mm

LES POUTRES PORTEUSES :

- Les poutres sont des éléments horizontaux qui doivent reprendre essentiellement des efforts de flexion.

**A- Plancher courant**

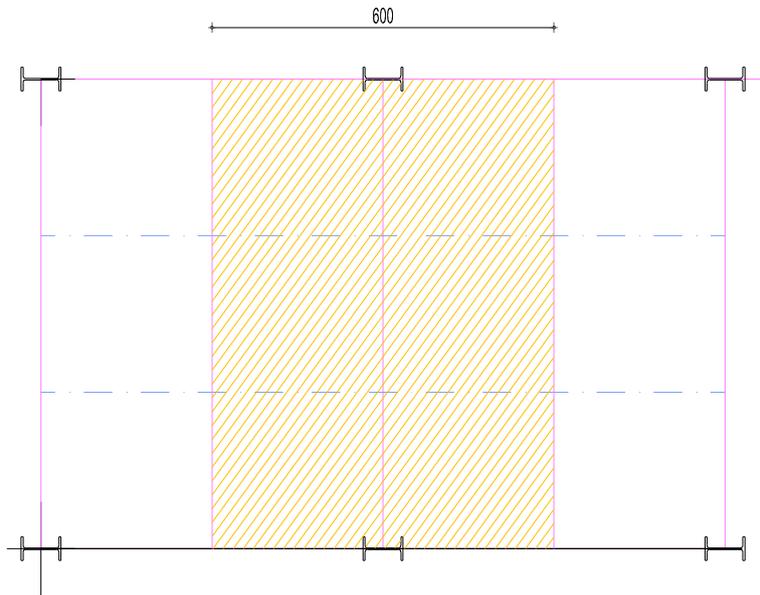


Schéma de la poutre la plus sollicitée

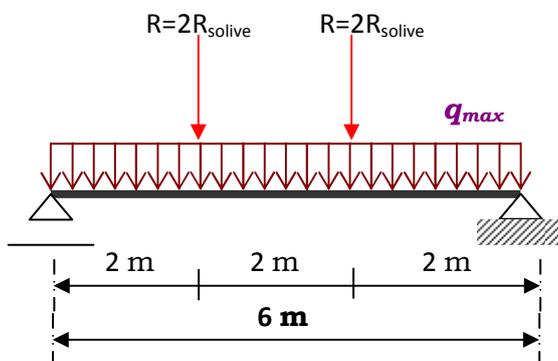


Schéma statique de la poutre.

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

$$\frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15} \Rightarrow 240 \text{ mm} \leq h \leq 400 \text{ mm}$$

on choisit un **IPE 400** qui a les caractéristiques suivantes :

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 400</b>	66,3	84,46	400	180	8,6	13,5	23130	1318	137	16,55	3,95

Tableau III.3. Caractéristiques du profilé IPE 400

**Phase de construction :**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont : [7]

- Poids propre du profilé.....g<sub>p</sub> = 0,663KN/ml.
- Poids propre du béton frais.....G<sub>b</sub> =3,75 KN/m<sup>2</sup>
- Poids du bac d'acier.....gbac =0,15 KN/m<sup>2</sup>
- Surcharge de construction (ouvrier).....Q<sub>c</sub> = 0,75 KN/m<sup>2</sup>

**Calcul des réactions des solives :**

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

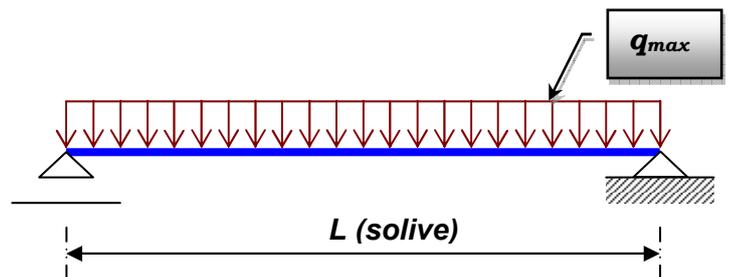


Fig. III.13. Schéma statique de la solive

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous:

reaction	longeur(m)	R <sub>ult</sub> (KN)	R <sub>SER</sub> (KN)
R <sub>1</sub>	5,4	36,92	26,90
R <sub>2</sub>	5,4	36,92	26,90

$R'_1$	5,4	36,92	26,90
$R'_2$	5,4	36,92	26,90

Tableau III.4. Valeurs de réactions  $R_{ult}$  &  $R_{ser}$

**Combinaisons des charges :**

• **E.L U :**

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times (G_b + g_{bac}) + 1,5 \times Q_c) \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [(3,75 + 0,15) \times 0,18 + 0,663] + 1,5 \times 0,75 \times 0,18$$

$$q_u = 2,04 \text{ KN/ml.}$$

• **E.L S :**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 0,663 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

***Vérifications:***

❖ **Vérification à la flexion: [1]**

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

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

La valeur maximale du moment est :

$$M_{max} = 564,9 \text{ KNm}$$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1307 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 307,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = 307,14 \text{ KNm} > M_{sd} = 39,22 \text{ KNm} \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

r=75%

❖ **Vérification de l'effort tranchant : [1]**

On doit vérifiées que :  $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$  OÙ:

$V_{pl-Rd}$  : effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = 4269,100 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{235 \cdot 10^{-3} \cdot 4269,100}{\sqrt{3} \cdot 1} \Rightarrow V_{plRd} = 579,9 \text{ KN}$$

La valeur maximale de l'effort tranchant  $V_{sd}$

$$V_{sd}^{\max} = 65,88 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 65,88 \text{ KN} < V_{plRd} = 579,9 \text{ KN} \quad \Rightarrow C' \text{ est vérifiée}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plRd} = 289,95 \text{ KN} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

**Remarque :**

Après un premier calcul, nous avons constaté qu'on doit tenir compte d'un étai placé à mi-travée de la poutre lors du bétonnage de la dalle (problème de flèche et déversement).

**❖ Vérification de la rigidité : [1]**

Il faut vérifiée que :

$$f_{\max} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = 1,45 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 1,45 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm} \quad \Rightarrow C' \text{ est vérifiée}$$

**❖ Vérification du déversement : [1]**

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \frac{W_{plk} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_w$$

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

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

Avec :  $M_{sd}$  est le moment appliqué  $\Rightarrow M_{sd} = 39,22 \text{ KN.m}$

$M_{b,Rd}$  : la résistance de calcul.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / iz}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L / iz}{h / tf} \right)^2 \right]^{0,25}}}$$

Avec :

$$C_1 = 1,132 ; W_{ply} = 1307 \text{ cm}^3, \beta_w = 1$$

$L_d$  : longueur de déversement  $= kl = 1,5 \text{ m}$ .

Application numérique :

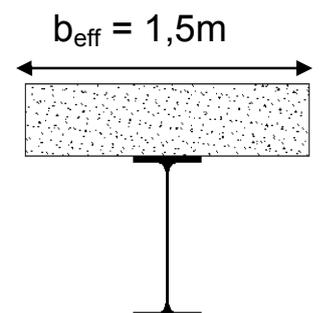
$$\lambda_{LT} = 34,99$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,37 < 0,4 \Rightarrow \Rightarrow \text{pas de risque de déversement}$$

**Phase finale :**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque coté de l'axe de la e largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes : **[10]**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \cdot l_0}{8} = 1,5 \text{ m} \quad \text{avec } l_0 : \text{Langueur libre d'une poutre} \\ b = 3,00 \text{ m} \quad \text{b : Entraxe entre les poutres} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{simplement appuie} \\ \end{array}$$



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

Les charges de la phase finale sont : **[7]**

. Poids propre du profilé .....  $g_p = 0,663, \text{ KN/m}$ .

. Charge permanente .....  $G = 6,44 \text{ KN/m}^2$

. Surcharge d'exploitation .....Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup>.

**Calcul des réactions des solives :**

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous:

reaction	longeur(m)	R <sub>ult</sub> (KN)	R <sub>SER</sub> (KN)
R <sub>1</sub>	5,4	69,61	50,06
R <sub>2</sub>	5,4	69,61	50,06
R' <sub>1</sub>	5,4	69,61	50,06
R' <sub>2</sub>	5,4	69,61	50,06

**Tableau III.5.** Valeurs de réactions R<sub>ult</sub> & R<sub>ser</sub>

**Combinaisons des charges :** (charge sur la semelle sup de la poutre)

. **E.L U :**

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times G_t + 1,5 \times Q) \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times 0,663 + (1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5) \times 0,18$$

$$q_u = 3,13 \text{ KN/ml.}$$

. **E.L S :**

$$q_{ser} = (G_t - g_b - g_{bac} + Q) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 0,663 + (6,44 - 3,75 - 0,15 + 2,5) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 1,57 \text{ KN/ml.}$$

**Position de l'axe neutre plastique :** [10]

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1500 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2030,62 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \cdot A_a$$

$$R_{Acier} = (0,95 \times 235 \times 8446) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{Acier} = 1885,56 \text{KN}$$

$$R_{Béton} > R_{Acier}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_a \cdot \frac{h}{2} + R_b \left( \frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

**Vérifications :**

**❖ Vérification de la flexion : [1]**

Il faut que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M^{\max} = M_{sd} = 297,39 \text{KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = 307,14 \text{KNm} > M_{sd} = 297,39 \text{KN.m} \Rightarrow C'est Vérifiée$$

r=67%

**❖ Vérification de l'effort tranchant : [1]**

On doit vérifiées que :  $V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Où:  $V_{pl.Rd}$  est l'effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  est l'aire de cisaillement.

$$A_v = 4269,100 \text{mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 579,9 \text{KN}$$

La valeur maximale de l'effort tranchant  $V_{sd}$

$$V_{sd}^{\max} = 151,81 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 151,81 \text{KN} < V_{pl.Rd} = 579,9 \text{KN} \Rightarrow C'est Vérifiée$$

$V_{sd} < 0,5V_{plRd} = 289,95 \text{ KN} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

❖ **Vérification de la rigidité : [10]**

Il faut vérifiée que :  $f^{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

Avec :

$q_{ser} = 3 \text{ KN/ml.}$

$L = 6 \text{ m.}$

$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + mv)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$n = E_a/E_b = 15$

$I_c = 3,49.10^8 \text{ mm}^4$

La valeur de la flèche maximale est :

$f^{\max} = 6,66 \text{ mm}$

La valeur de la flèche admissible est :

$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$

$f^{\max} = 6,66 \text{ mm} \leq \bar{f} = 24 \text{ mm} \Rightarrow C' \text{ est Vérifiée}$

La flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$f_{TOT} = 1,45 + 6,66 = 8,11 \text{ mm} \leq \bar{f} = 24 \text{ mm} \Rightarrow C' \text{ est Vérifiée}$

❖ **Vérification du déversement : [6]**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur

✚ **B- Plancher terrasse inaccessible :**

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

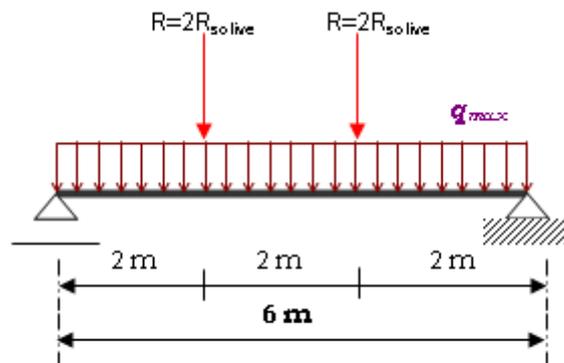


Schéma statique de la poutre.

$$\frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15} \Rightarrow 240 \leq h \leq 400$$

on choisit un **IPE 400** qui a les caractéristiques suivantes :

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m		A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm
HEA 260	66 ?3	84,46	400	180	8,5	13,5	23130	1318	137	16,55	3,95

Tableau III.6. Caractéristiques du profilé IPE 400

**Phase de construction :**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont : [7]

- Poids propre du profilé.....g<sub>p</sub> = 0,663KN/ml.
- Poids propre du béton frais.....G<sub>b</sub> =3,75 KN/m<sup>2</sup>
- Poids du bac d'acier.....g<sub>bac</sub> =0,15 KN/m<sup>2</sup>
- Surcharge de construction (ouvrier).....Q<sub>c</sub> = 0,75 KN/m<sup>2</sup>

• Calcul des réactions des solives :

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

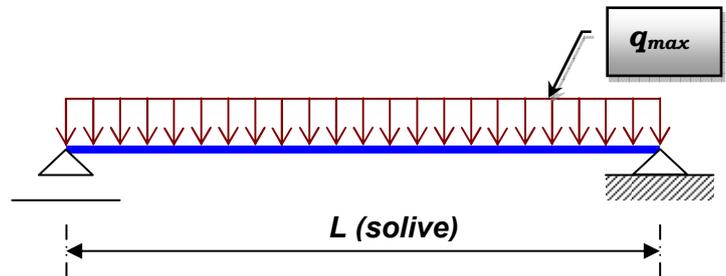


Fig. III.13. Schéma statique de la solive

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous:

reaction	longeur(m)	R <sub>ult</sub> (KN)	R <sub>SER</sub> (KN)
R <sub>1</sub>	5,4	36,92	26,90
R <sub>2</sub>	5,4	36,92	26,90
R' <sub>1</sub>	5,4	36,92	26,90
R' <sub>2</sub>	5,4	36,92	26,90

Tableau III.4. Valeurs de réactions R<sub>ult</sub> & R<sub>ser</sub>

Combinaisons des charges :

• E.L U :

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times (G_b + g_{bac}) + 1,5 \times Q_c) \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [(3,75 + 0,15) \times 0,18 + 0,663] + 1,5 \times 0,75 \times 0,18$$

$$q_u = 2,04 \text{ KN/ml.}$$

• E.L S :

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 0,663 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

**Vérifications:**

**❖ Vérification à la flexion: [1]**

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

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

La valeur maximale du moment est :

$$M_{max} = 564,9 KNm$$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1307 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 307,14 KN.m$$

$$M_{PLRd} = 307,14 KNm > M_{sd} = 39,22 KNm \Rightarrow C'est vérifiée$$

r=75%

**❖ Vérification de l'effort tranchant : [1]**

On doit vérifiées que :  $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$       Où:

$V_{pl.Rd}$  : effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = 4269,100 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{235 \cdot 10^{-3} \cdot 4269,100}{\sqrt{3} \cdot 1} \Rightarrow V_{plRd} = 579,9 KN$$

La valeur maximale de l'effort tranchant  $V_{sd}$

$$V_{sd}^{max} = 65,88 KN$$

$$V_{sd} = 65,88 KN < V_{plRd} = 579,9 KN \Rightarrow C'est vérifiée$$

$V_{sd} < 0,5V_{plRd} = 289,95 KN \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

**Remarque :**

Après un premier calcul, nous avons constaté qu'on doit tenir compte d'un étai placé à mi-travée de la poutre lors du bétonnage de la dalle (problème de flèche et déversement).

**❖ Vérification de la rigidité : [1]**

Il faut vérifiée que :

$$f_{\max} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = 1,45\text{mm}$$

$$f_{\max} = 1,45\text{ mm} < \bar{f} = \frac{6000}{250} = 24\text{ mm} \Rightarrow C' \text{ est vérifiée}$$

**❖ Vérification du déversement : [1]**

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{LT} \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_W$$

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

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

Avec :  $M_{sd}$  est le moment appliqué  $\Rightarrow M_{sd} = 39,22\text{ KN.m}$

$M_{b,Rd}$  : la résistance de calcul.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon} \cdot \sqrt{\beta_W}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / iz}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L / iz}{h / tf} \right)^2 \right]^{0,25}}}$$

Avec :

$$C_1 = 1,132 ; W_{ply} = 1307\text{ cm}^3, \beta_w = 1$$

$L_d$  : longueur de déversement  $= kl = 1,5\text{m}$ .

Application numérique :

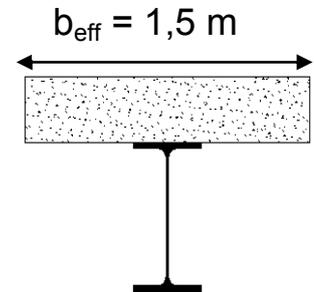
$$\lambda_{LT} = 34,99$$

$$\lambda_{LT}^- = 0,37 < 0,4 \Rightarrow \Rightarrow \text{pas de risque de déversement}$$

**Phase finale :**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque coté de l'axe de la e largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes : [10]

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.l_0}{8} = 1,5m \quad \text{avec } l_0 : \text{Langueur libre d'une poutre} \\ b = 3,00m \quad \text{b : Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$



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

Les charges de la phase finale sont : [7]

- . Poids propre du profilé .....g<sub>p</sub> = 0,663KN/m.
- . Charge permanente .....G = 7,43KN/m<sup>2</sup>
- . Surcharge d'exploitation .....Q = 1KN/m<sup>2</sup>.

**Calcul des réactions des solives :**

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

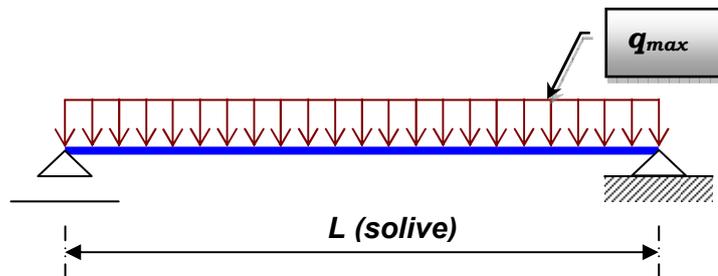


Fig. III.13. Schéma statique de la solive

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessou

reaction	longeur(m)	R <sub>ult</sub> (KN)	R <sub>SER</sub> (KN)
R <sub>1</sub>	5,4	64,68	47,31
R <sub>2</sub>	5,4	64,68	47,31
R' <sub>1</sub>	5,4	64,68	47,31
R' <sub>2</sub>	5,4	64,68	47,31

Tableau III.8. Valeurs de réactions R<sub>ult</sub> & R<sub>SER</sub>

**Combinaisons des charges :(charge sur la semelle sup de la poutre)**

**.E.L U :**

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times G_t + 1,5 \times (Q)) \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times 0,663 + (1,35 \times 7,43 + 1,5 \times 1) \times 0,18$$

$$q_u = 2,97 \text{ KN/ml.}$$

**.E.L S :**

$$q_{ser} = (G_t - g_b - g_{bac} + Q) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 0,663 + (7,43 - 3,75 - 0,15 + 1) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 1,47 \text{ KN/ml.}$$

**Position de l'axe neutre plastique : [10]**

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1500 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2030,62 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 8446) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 1885,56 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

***Vérifications :***

**❖ Vérification de la flexion : [1]**

Il faut que :  $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M^{\max} = M_{sd} = 271,15 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{PLRd} = 307,14 \text{ KNm} > M_{sd} = 271,15 \text{ KN.m} \Rightarrow C' \text{ est Vérifiée}$$

r =61%

❖ **Vérification de l'effort tranchant : [1]**

On doit vérifiées que :  $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Où:  $V_{pl.Rd}$  est l'effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  est l'aire de cisaillement.

$$A_v = 2875,75 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = 579,90 \text{ KN}$$

La valeur maximale de l'effort tranchant  $V_{sd}$

$$V_{sd}^{\max} = 138,51 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 138,51 \text{ KN} < V_{plRd} = 579,90 \text{ KN} \Rightarrow C'est \text{ Vérifiée}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plRd} = 289,95 \text{ KN} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

❖ **Vérification de la rigidité : [1]**

Il faut vérifiée que :  $f^{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,47 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 6 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$n = E_a/E_b = 15$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + mv)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$\Rightarrow I_c = 3,49 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{max} = 14,25mm$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 mm$$

$$f^{max} = 14,25 mm \leq \bar{f} = 24 mm \quad \Rightarrow C' \text{ est Vérifiée}$$

La flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f_{TOT} = 1,45 + 14,25 = 15,7 mm \leq \bar{f} = 24 mm \quad \Rightarrow C' \text{ est Vérifiée}$$

❖ **Vérification du déversement : [6]**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur .

❖ **Calcul des connecteurs : [10]**

- **Plancher courant :**

Type goujon  $\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur : } h = 95 \text{ mm;} \\ \text{Diamètre : } d = 19 \text{ mm.} \end{array} \right.$

**Détermination de  $P_{rd}$  :**

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{F_{CK} E_C}}{\gamma_v} \quad \text{..Résistance dans le béton} \\ \quad \text{qui entour le goujon.} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \quad \quad \quad \text{..La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

$f_{ck}$ : résistance caractéristique de béton.....25 N/mm<sup>2</sup>

$E_c$ : module de Young de béton.....30,5KN/mm<sup>2</sup>

$f_u$  : résistance caractéristique des connecteurs.....450 N/mm<sup>2</sup>

$\gamma_v = 1,25$ .

$$\alpha = 1 \text{ si } \left(\frac{h}{d}\right) > 4 \qquad \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Nous avons  $\alpha = 1$  car  $\left(\frac{95}{19}\right) = 5 > 4$

(kt) Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac acier dont les nervures sont parallèles à la poutre. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0,6}{\sqrt{Nr}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left[ \frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$H_p = 55 \text{ mm}$   $h_c = 95 \text{ mm}$

$b_0 = 75 \text{ mm}$   $Nr$  Nombre de goujon par Nervure = 1 ou max 2

Dans notre cas  $Nr = 1$ .

$K_t = 0,59$

$$P_{rd} = 0,59 \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{20 \cdot 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1,25} = 72,58 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow P_{rd} = 43,19 \text{ KN}$

❖ **Détermination de  $R_L$  :**

$R_L = \text{Inf} (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = \text{Inf} ( 2030,62 \text{ KN} ; 1938,25 \text{ KN} )$

$\Rightarrow R_L = 1938,25 \text{ KN}$

❖ **Nombre des connecteurs :**

**Connexion totale :**

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1938,25}{43,19} = 44,87$$

On prend **85 connecteurs** pour la demi-portée.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$e_{\min} \geq 5 \cdot d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{6000}{90 - 1} = 67,41 \text{ mm}$$

$\Rightarrow esp = 67,41 \text{ mm} < 95 \text{ mm}$  non vérifiée

Donc on calcul le nombre des connecteurs partielles :

**Connexion partielle :**

On a  $5 \text{ m} < L = 6,00 \text{ m} < 25 \text{ m}$  donc

$$N_{cp} = N_{ct} \times (0,25 + 0,03L)$$

$$N_{cp} = 170 \times (0,25 + 0,03 \times 6)$$

$$N_{cp} = 38,7$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{6000}{39 - 1} = 157,9 \text{ mm}$$

On prend **39 connecteurs** pour toute la poutre

On opte un espacement de 150 mm

**LES POTEAU :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression, de flexion et résister au flambement. Ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige et les charges d'exploitations) jusqu'aux fondations.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

**1. La descente des charges :**

➤ **Charge permanente : [7]**

niveau	Surface (m <sup>2</sup> )	Charge permanente(KN)
Terrasse	29,97	230,46
8 <sup>eme</sup> étage	29,97	432,47
7 <sup>eme</sup> étage	29,97	616,48
6 <sup>eme</sup> étage	29,97	809,48
5 <sup>eme</sup> étage	29,97	1002,49

4 <sup>ème</sup> étage	29,97	1195,50
3 <sup>ème</sup> étage	29,97	1388,51
2 <sup>ème</sup> étage	29,97	1581,51
1 <sup>ème</sup> étage	29,97	1774,52
RDC	29,97	1967,53
Sous sol1	29,97	2160,53
Sous sol2	29,97	2353,54

Tableau III.9. La charge permanente

➤ Charge d'exploitation : après la loi de dégression [7]

Niveau	Surface(m <sup>2</sup> )	Surcharges	Surcharges (KN)
Terrasse	29,97	$\sum_0=Q_0$	29,97
8 <sup>ème</sup> étage	29,97	$\sum_1=Q_0+Q_1$	104,89
7 <sup>ème</sup> étage	29,97	$\sum_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	172,32
6 <sup>ème</sup> étage	29,97	$\sum_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	232,26
5 <sup>ème</sup> étage	29,97	$\sum_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	284,71
4 <sup>ème</sup> étage	29,97	$\sum_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	329,67
3 <sup>ème</sup> étage	29,97	$\sum_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	367,13
2 <sup>ème</sup> étage	29,97	$\sum_7=Q_0+0,714(Q_1+.....+Q_7)$	404,44
1 <sup>ème</sup> étage	29,97	$\sum_8=Q_0+0,687(Q_1+.....+Q_8)$	441,75
RDC	29,97	$\sum_9=Q_0+0,667(Q_1+.....+Q_9)$	479,74
Sous sol1	29,97	$\sum_9=Q_0+0,65(Q_1+.....+Q_{10})$	516,98
Sous sol2	29,97	$\sum_{10}=Q_0+0,65(Q_1+.....+Q_{10+Q_{11}})$	549,20

Tableau III.10.La charge d'exploitation

1. Pré dimensionnement des poteaux : [1]

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{Section de classe 1}$$

➤ Poteau du 9<sup>ème</sup> étage:

$$N_{sd}=1,35G+1,5Q$$

$$N_{sd}=1,35 \times 230,46+1,5 \times 29,97$$

$$N_{sd}=356,07KN$$

$$A \geq \frac{N \times \gamma_{m0}}{f_y} \Leftrightarrow A \geq \frac{1 \times 356,07 \times 10^3}{235}$$

$$\Rightarrow A \geq 15,15 \text{ cm}^2$$

On choisit un **HEA 100** avec les caractéristiques suivantes :

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m		A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm
<b>HEA100</b>	16,7	21,24	96	100	8	5	349,2	133,8	83,01	4,06	2,51

**Tableau III.11.** Caractéristiques du profilé

Les résultats des autres poteaux sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

POTEAUX	Effort normal (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	Profilé
9 <sup>eme</sup> étage	365,07	15,15	HEA100
8 <sup>eme</sup> étage	729	31,02	HEA140
7 <sup>eme</sup> étage	1090,71	46,41	HEA200
6 <sup>eme</sup> étage	1441,18	61,32	HEA220
5 <sup>eme</sup> étage	1780,42	75,76	HEA240
4 <sup>eme</sup> étage	2108,43	89,72	HEA300
3 <sup>eme</sup> étage	2425,18	103,19	HEA300
2 <sup>eme</sup> étage	2741,64	116,66	HEA320
1 <sup>eme</sup> étage	3058,22	130,13	HEA340
RDC	3375,76	143,6	HEA400
Sous sol1	3692,17	157,11	HEA400
Sous sol2	4001,06	170,25	HEA450

**Tableau III.12.** Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux

**Choix finale des poteaux :**

Le choix final est représenté dans ce tableau ci-dessous :

<b>POTEAUX</b>	<b>Profilé</b>
<b>9<sup>eme</sup> étage</b>	<b>HEA160</b>
<b>8<sup>eme</sup> étage</b>	<b>HEA 200</b>
<b>7<sup>eme</sup> étage</b>	<b>HEA240</b>
<b>6<sup>eme</sup> étage</b>	<b>HEA280</b>
<b>5<sup>eme</sup> étage</b>	<b>HEA300</b>
<b>4<sup>eme</sup> étage</b>	<b>HEA320</b>
<b>3<sup>eme</sup> étage</b>	<b>HEA360</b>
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	<b>HEA400</b>
<b>1<sup>eme</sup> étage</b>	<b>HEA450</b>
<b>RDC</b>	<b>HEA450</b>
<b>Sous sol1,2</b>	<b>HEA450</b>

Tableau III.13. Choix final des poteaux

**IV.1. Introduction :**

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP 2000** qui est un logiciel de calcul de structure.

**IV.2. Etude sismique :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

**➤ Modélisation de rigidité :**

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau  $i$ ).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau  $i$  et niveau  $i+1$ ).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

**➤ Modélisation de masse :**

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version 2003** avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage bureau.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

➤ **Choix de la méthode de calcul :**

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### **IV.2.1. La méthode statique équivalente : [3]**

##### **a) Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

##### **b) Conditions d'applications :**

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
  - Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
- **Zone III**
  - groupe d'usage **3** et **2**, si la hauteur est inférieure ou égale à 17 m .
  - groupe d'usage **1B**, si la hauteur est inférieure ou égale à 10 m .
  - groupe d'usage **1A**, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou **8 m** .
  - la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 1B et sa hauteur dépasse les **10 m**

### IV.2.2. La méthode modale spectrale : [3]

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

#### a) Principe :

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- 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 (3) 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

où : N est le nombre de niveaux au dessus de sol et  $T_K$  la période du mode K.

#### b) Analyse spectrale :

##### ➤ Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

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

Représentation graphique du spectre de réponse :

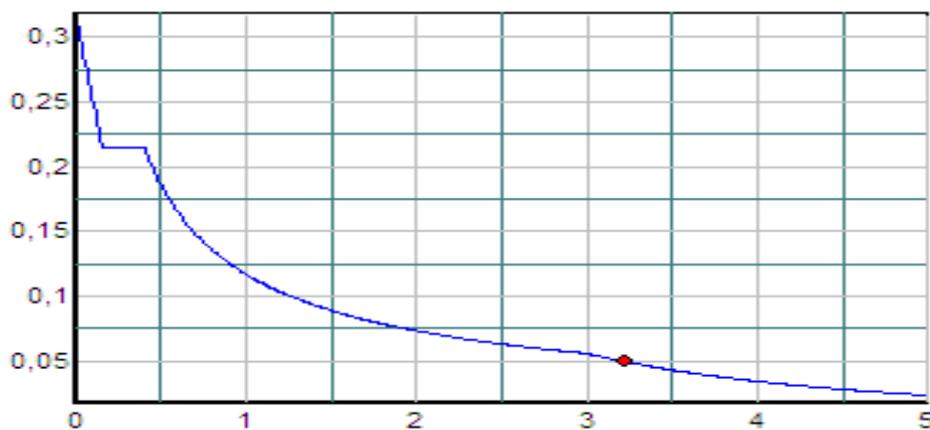


Fig. IV.1. Spectre de réponse

Avec :

$g$  : accélération de la pesanteur, ( $g = 10 \text{N/s}^2$ )

$A$  : coefficient d'accélération de zone, ( $A=0,25$ )

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement, ( $\eta = 1$ )

$R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site .

$Q$  : Facteur de qualité.

**Résultante des forces sismiques de calcul :**

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

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par la valeur du rapport  $r = \frac{0,8 V}{V_t}$ .

**Dimensions de l'ouvrage :**

- Dimensions en élévation :
  - Hauteur totale : 38,08 m
  - Hauteur du sous sol : 2,72 m
  - Hauteur du RDC : 4,08m
  - Hauteur d'étage courant :
    - 1<sup>er</sup> étage : 4,08m
    - De 2eme au 9eme étage : 3,74m
  - - **Dimensions en plan :**

Largeur total de la Tour: 33 ,00m  
Longueur total de la Tour : 38,40 m

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par trois étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

**Etape1 :**

Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est dans indiqué dans la figure ci-dessous.

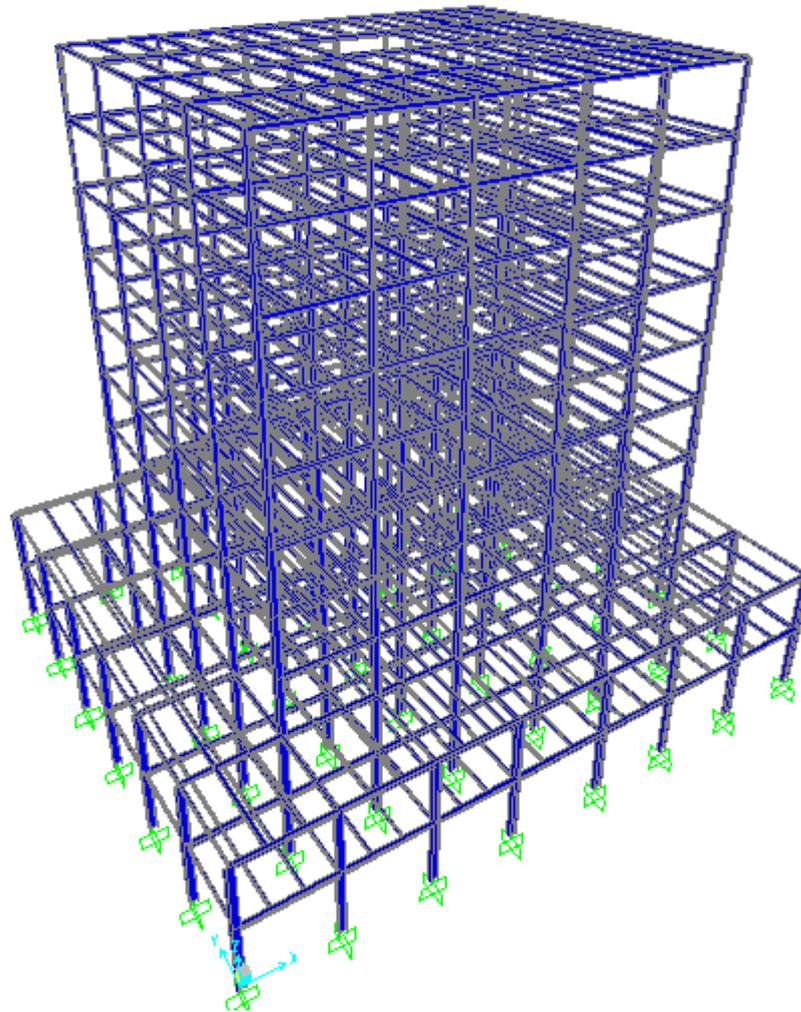


Fig. IV.2. Structure auto stable

**a) Résultat de l'analyse dynamique :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale  $T=5,03s$

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion

c) Interprétations :

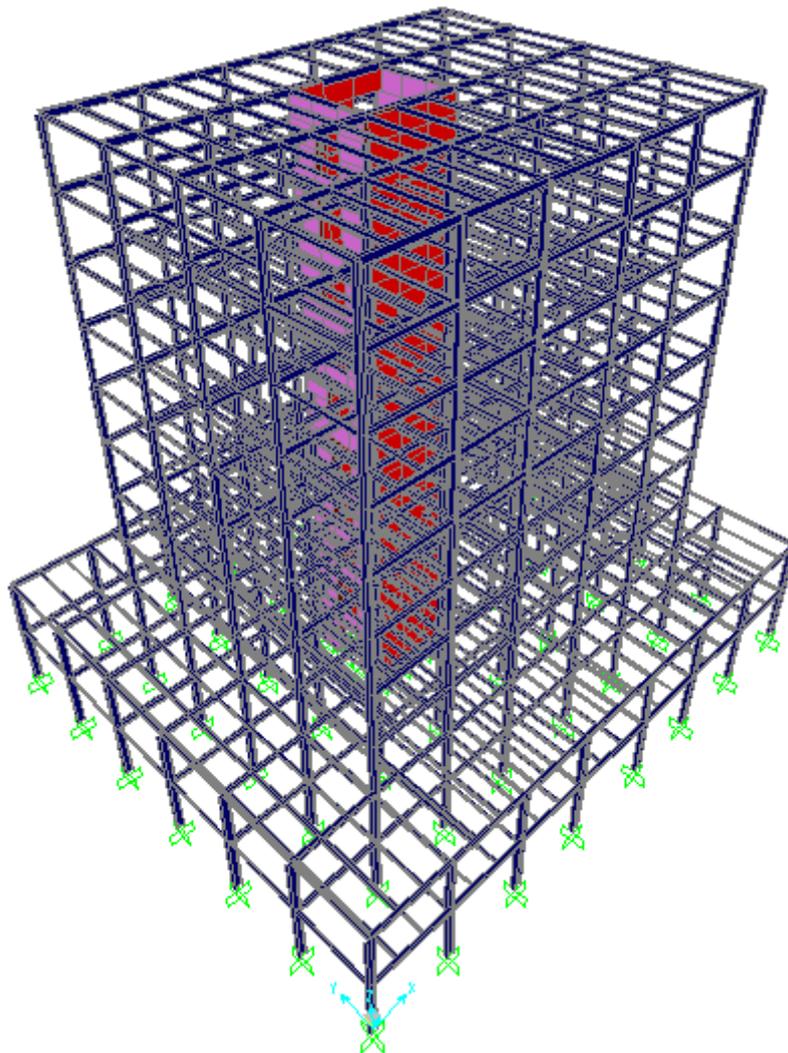
Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure sans contreventement les RPA99 révision 2003 impose le renforcement de telle structure avec des voiles car la hauteur dépasse les 8 mètres. La structure est très **souple** donc on doit augmenter de sa rigidité.

**Etape2 :**

Pour cette étape on a proposé d'utiliser un noyau centrale pour contreventer la structure comme il est représenté dans la figure suivante :

➤ **Système de contreventement :**

- Noyau en béton armé :
- Epaisseur : 20cm



**Fig. IV.3. Structure avec noyau en béton**

mod e	Période	UX	UY	UZ	SumU X	SumU Y	SumUZ
1	1,07515 2	0,55368	0,01025	0,00000791 3	0,55368	0,01025	0,00000791 3
2	0,97766 2	0,01392	0,56257	0,00000544 1	0,56759	0,57282	0,00001335
3	0,70919	0,02104	0,00773	0,00000278	0,58863	0,58055	0,00001613
4	0,25493 2	1,751E-07	0,00000241 8	0,04798	0,58863	0,58055	0,04799
5	0,17713	3,419E-08	0,00000735 4	0,00002169	0,83607	0,82943	0,38579
6	0,17343 4	0,00003065	0,00001449	0,0000126	0,8361	0,82945	0,38581
7	0,17302 5	0,00000271 3	7,056E-07	0,03993	0,8361	0,82945	0,42574
23	0,17206	0,00255	0,00000288 2	0,00000342 3	0,83865	0,82945	0,42574
24	0,16869 6	1,695E-07	0,00002115	0,0152	0,83894	0,8306	0,45234
25	0,16704 5	0,00001163	2,651E-07	2,252E-09	0,83895	0,8306	0,45234
26	0,16619 8	6,941E-08	0,00001602	0,00018	0,83895	0,83062	0,45253
27	0,16561 8	4,677E-09	2,915E-07	0,03292	0,83895	0,83062	0,48545
28	0,16460 7	3,639E-08	0,00001057	0,00036	0,83895	0,83063	0,48581
29	0,16347 4	0,00000087 7	0,00031	0,00468	0,83895	0,83093	0,49049
43	0,16006 3	1,31E-08	9,601E-07	0,00017	0,83895	0,83096	0,49577
44	0,15989 3	4,574E-09	4,421E-08	0,00000212 7	0,83895	0,83096	0,49578
45	0,15978 9	0,00000108 8	2,433E-11	0,00329	0,83895	0,83096	0,49906
46	0,15936 6	0,00002679	3,212E-08	3,838E-07	0,83898	0,83096	0,49906
47	0,15900 4	0,00000366 2	0,00034	7,658E-07	0,83898	0,8313	0,49906
48	0,15883	0,00084	0,00001763	1,689E-08	0,83982	0,83132	0,49906
49	0,15854 2	0,00000276 7	0,00000369 2	2,913E-09	0,83982	0,83132	0,49906
50	0,15688 1	0,00001164	0,00000165 7	1,486E-08	0,83984	0,83132	0,49906

**Résultat de l'analyse dynamique :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale  $T=0,97s$

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de torsion.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation suivant x-x

**Interprétations :**

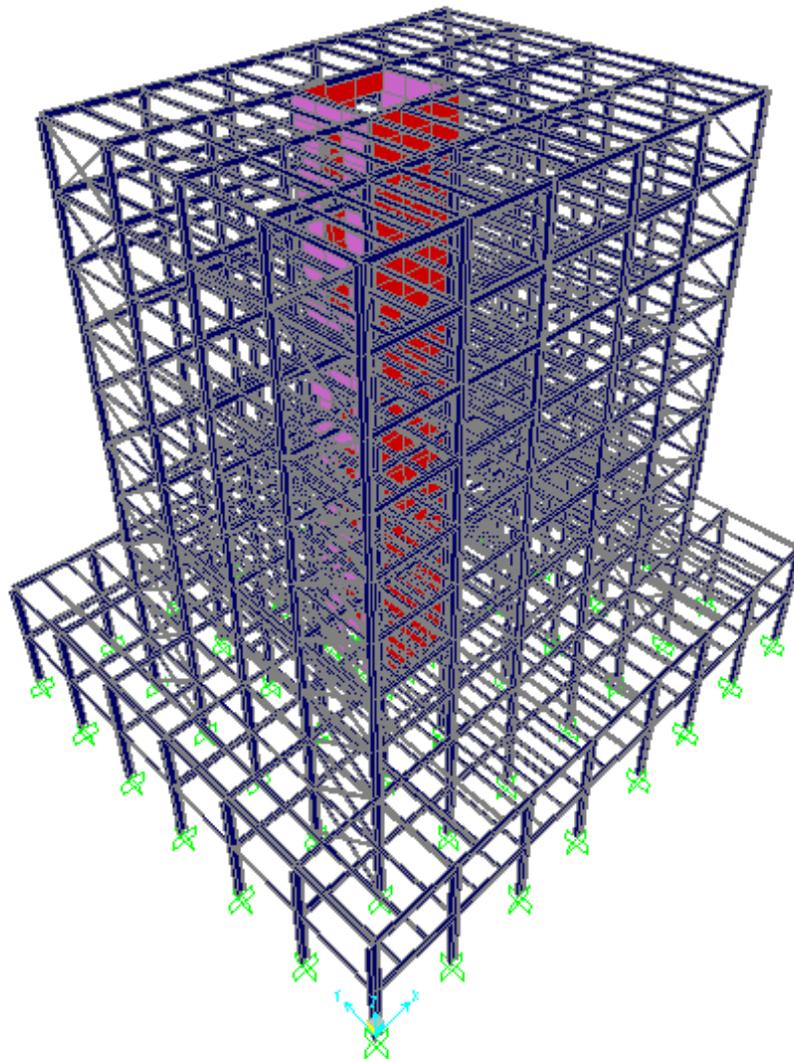
Ce model présente des modes de torsions en 1<sup>er</sup> et 2eme mode , les déplacement ne sont pas vérifier dans les deux sens , ceci nous impose de renforcer la structure par un noyau central en béton et des contreventement en X . Il semble que l'irrégularité en élévation de la structure ainsi que l'excentricité de deux noyaux en béton armé sont traduites par une présence importante des modes de torsion.

**Etape3 :**

Pour cette étape on a utilisé un noyau en béton armé et des palés triangulés en X qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

➤ **Système de contreventement :**

- Noyau en béton armé :  
Epaisseur : 20cm
- palées triangulées en X :  
Double cornières 2L90\*9/10/



**Fig. IV.4. Structure avec noyau en béton et palées triangulées en X**

**1.2) Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente : [3]**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec

A : coefficient d'accélération de zone.

\* groupe d'usage : **1B**  
 \* zone sismique : **III** } → **A=0.25**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003**

Catégorie S<sub>3</sub> → site meuble { T1 =0.15 sec.  
 T2 =0.50 sec.

**1.3) Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} & \dots\dots\dots (1) \\ T = C_T \times h_N^{3/4} & \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$C_T = 0,05$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 38,08 \text{ m}$$

D: est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 38,40\text{m} \dots \rightarrow T_x = 0,55\text{s}$$

$$D_y = 33\text{m} \dots \rightarrow T_y = 0,59\text{s}$$

D'après la formule (1) :

$$T = 0,05 \times (38,08)^{\frac{3}{4}} = 0,76\text{s}$$

T=1,3 s dans les deux directions.

**-sens (x-x) :**  $T_x = \min (0,55 ; 0,76) = 0,55 \text{ sec}$

**-sens (y-y) :**  $T_y = \min (0,59 ; 0,76) = 0,59 \text{ sec}$

On calcul le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

- Or  $\begin{cases} T_1 = 0,15\text{s} & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50\text{s} & (\text{site3}) \end{cases} \rightarrow T_2 \leq T < 3\text{s} \Rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)^2/3$

- D'où :  $D_x = 2,34$

$$D_y = 2,23$$

**R :** coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Comme notre bâtiment est une ossature métallique contreventée par palées triangulées en x donc on a choisit un coefficient de comportement (R=4).

**Q :** facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Les Critères	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	oui	0
Redondance en plan	Oui	0	oui	0
Régularité en plan	Oui	0	oui	0
Régularité en élévation	Non	0.05	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	oui	0

**Tableau IV.1.facteur de qualité**

$$Q//xx=1+(0+0+0+0.05+0+0)=1,05$$

$$Q//yy=1+(0+0+0+0,05+0+0)=1.05$$

**a .Caractéristiques dynamiques propres :**

mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,094501	0,01026	0,57656	0,000009864	0,01026	0,57656	0,000009864
2	0,992158	0,58925	0,01166	0,000001271	0,59951	0,58822	0,00001113
3	0,897153	0,00601	0,00877	7,558E-07	0,60552	0,59699	0,00001189
4	0,337643	0,00259	0,0069	2,037E-07	0,60811	0,60388	0,00001209
5	0,256277	0,02981	0,21646	0,00004229	0,63792	0,82034	0,00005439
6	0,245271	0,21785	0,03618	7,662E-07	0,85576	0,85653	0,00005515
7	0,20542	1,736E-08	0,00002448	0,14668	0,85576	0,85655	0,14674
8	0,20366	0,00084	0,00332	0,000002113	0,85661	0,85987	0,14674
9	0,182842	0,00001561	0,00002489	4,376E-08	0,85662	0,85989	0,14674
10	0,176872	0,000002006	0,00004257	0,19273	0,85663	0,85993	0,33947
11	0,175914	0,00043	0,000001269	4,773E-07	0,85706	0,85993	0,33947
12	0,170154	0,000002694	1,418E-07	0,07115	0,85706	0,85993	0,41062
13	0,169766	0,00016	0,000004509	0,0004	0,85722	0,85994	0,41102
14	0,166037	1,636E-07	0,00015	0,04252	0,85723	0,86009	0,45354
15	0,150499	1,289E-08	0,00004042	0,06358	0,85723	0,86013	0,51712

16	0,150401	3,17E-09	0,00003485	0,05361	0,85723	0,86016	0,57073
17	0,141654	0,000003056	0,000001872	1,485E-12	0,85723	0,86016	0,57073
18	0,135264	0,000004986	0,00017	0,00025	0,85723	0,86033	0,57098
19	0,133963	0,00004009	0,00001084	7,013E-09	0,85727	0,86034	0,57098
20	0,13216	0,00036	0,00174	1,588E-07	0,85763	0,86208	0,57098
21	0,130538	0,00879	0,04424	0,000004261	0,86642	0,90632	0,57099
22	0,126807	0,00523	0,02788	0,00002311	0,87165	0,9342	0,57101
23	0,125091	0,07172	0,0138	0,00011	0,94338	0,94799	0,57112

Tableau IV.2. Les périodes et les facteurs de participation massique

**Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale  $T = 1,09$  s.

Le premier mode est un mode de translation parallèle à y-y

Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à x-x

Le troisième mode est un mode de torsion.

**b. Vérification de l'effort tranchant à la base :**

$$W = 55445,90KN \quad R = 4$$

$$0,8V_x = 6811,52KN$$

$$0,8V_y = 6491,32KN$$

Or d'après le fichier des résultats du **SAP2000 v12** on a :

$$F_1 = V_t^x = 5753,32 \text{ kN} \quad \text{et} \quad F_2 = V_t^y = 5482,69 \text{ kN}$$

$$\text{Ce qui donne} \quad V_t^x < 0,8V_x \quad \text{et} \quad V_t^y < 0,8V_y$$

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

$$rx = \frac{0,8V}{V_t} = 1,14.$$

$$ry = \frac{0,8V}{V_t} = 1,17.$$

**c. Vérification des déplacements inter étage :**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99ver.03**, concerne les déplacements latéraux

inter- étages. L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$\bar{\Delta}$  est le déplacement admissible

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$  où  $h_e$  est la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{Et} \quad \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$$

$\delta_e^k$  : Déplacement due aux forces sismiques  $E_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=4)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{Et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Z (m)	$\delta_{ex}$ (mm)	$\Delta_{ex}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\delta_{ey}$ (mm)	$\Delta_{ey}$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\Delta_{ex}$ (mm)	Observation
38,08	53,40	5,9	27,2	65,74	7,49	35,09	37,4	Vérifiée
34,34	47,42	6,2	28,5	58,24	7,77	36,37	37,4	Vérifiée
30,6	41,15	6,4	29,2	50,47	7,91	37,05	37,4	Vérifiée
26,86	34,74	6,4	29,3	42,55	7,90	37	37,4	Vérifiée
23,12	28,31	6,2	28,5	34,64	7,69	36	37,4	Vérifiée
19,38	22,06	5,9	27,1	26,95	7,28	34,09	37,4	Vérifiée
15,64	16,10	5,4	24,7	19,66	6,63	31,03	37,4	Vérifiée
11,9	10,67	4,6	21,2	13,03	5,66	26,50	37,4	Vérifiée
8,16	6,01	3,79	17,3	7,37	4,66	21,85	40,8	Vérifiée
4,08	2,22	2,22	10,1	2,7	2,70	12,65	40,8	Vérifiée

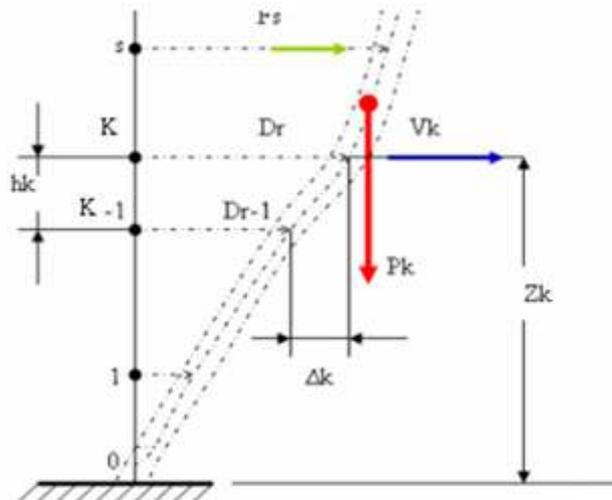
**Tableau IV.3.** Vérification des déplacements inter étages pour le modèle

**CONCLUSION :**

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par "RPA99version 2003".

**d. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.



**Fig. IV.4.** Evaluation des effets de second ordre

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{déjà calculé.}$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Niveaux	P(kn)	Vx(kn)	Vy(kn)	Δex(mm)	Δey(mm)	h(m)	Θx	Θy	Θ≤0,1
R.D.C	54854,8	5752,45	5477,32	27,2	35,09	4,08	0,063	0,086	OK
1	45437,1	5366,78	5069,76	28,5	36,37	4,08	0,06	0,079	OK
2	36235,8	4740,25	4441,10	29,2	37,05	3,74	0,06	0,08	OK
3	31698,7	4420,36	4115,25	29,3	37	3,74	0,056	0,076	OK

<b>4</b>	27199,95	4048,33	3762,35	28,5	36	3,74	0,051	0,69	OK
<b>5</b>	22624,44	3654,33	3394 ,37	27,1	34,09	3,74	0,044	0,06	OK
<b>6</b>	18103,32	3240,02	3022,96	24,7	31,03	3,74	0,036	0,049	OK
<b>7</b>	13695,13	2796,18	2622,68	21,2	26,50	3,74	0,027	0,037	OK
<b>8</b>	9062,56	2185,36	1800,43	17,3	21,85	3,74	0,019	0,03	OK
<b>9</b>	4542,18	1285,46	1235,54	10 ,1	12,65	3,74	0,0095	0,012	OK

**Tableau IV.4.** Justification vis-à-vis de l'effet « P- $\Delta$  »**IV.4. Conclusion :**

Au vue des résultats obtenue pour ce model :

- Vérification des modes de translations
- Vérification des déplacements inter étage
- Vérification de la participation massique
- Vérification de l'effort tranchant
- Vérification de la condition des RPA 80% des charges horizontale reprinted par les voiles et 20% par les poteaux
- Vérification de l'effet P- $\Delta$

On peut conclure que le model renforcé par des voiles en béton et les contreventements en X est satisfaisant pour les exigences de la RPA99 version 2003

## VI. CALCUL ET VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

### VI.1 INTRODUCTION :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- ✦ Les assemblages soudés ;
- ✦ Les assemblages boulonnés ;
- ✦ Les assemblages rivetés ;
- ✦ Les assemblages collés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

Dans notre présente étude l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage poutre - solive;
- Assemblage poteau - poutre ;
- Assemblage poteau - poteau ;
- Assemblage contreventement ;

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas, on utilisera comme références les cours de la quatrième année (charpente métallique I), qui sont basés sur les normes des **EUROCODE 03**.

## VI.2 . ASSEMBLAGE POUTRE – SOLIVE :

- Poutre IPE 400
- Solive IPE 240
- L'effort tranchant : 171,37

### 2.1). Dimensionnement de l'assemblage :

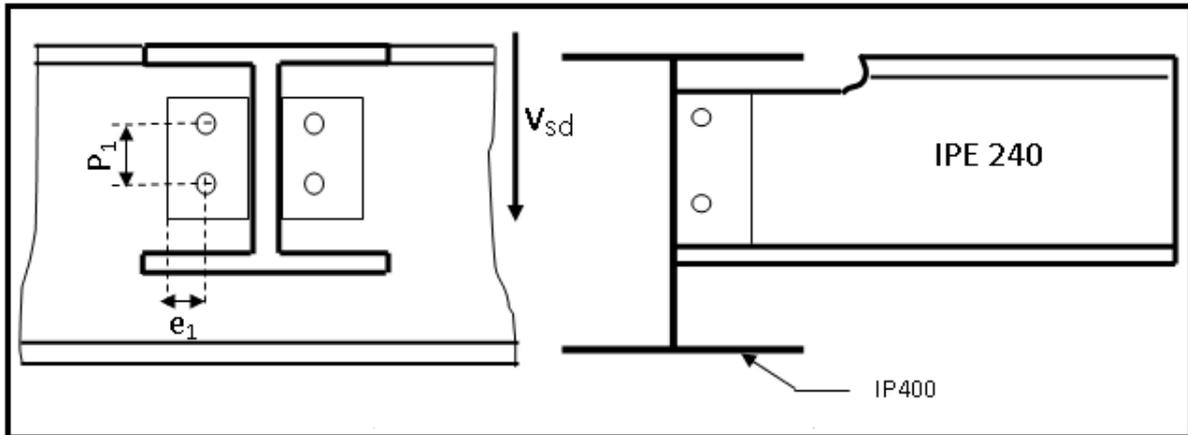


Fig. VI.1. ASSEMBLAGE POUTRE- SOLIVE

### 2.2). Le choix des boulons :

On choisit **4 boulons** de diamètre de **22mm (M22)** de classe **4.6**

$$M22 \Rightarrow d = 22\text{mm} \quad d_0 = 24\text{mm} \quad t = t_{\text{pour}} = 9,8\text{mm}$$

### 2.3). Disposition constructive des boulons :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 28,8\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \Rightarrow \quad 52,8\text{mm} \leq p_1 \leq 137,2\text{mm} \quad (6.5.1, \text{Réf } 10)$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 36\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 72\text{mm} \leq p_2 \leq 137,2\text{mm}$$

### 2.3). Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que :  $F_{\text{vrd}} > V_{\text{sd}}$

$$F_{\text{vrd}} = 0,6 f_{\text{ub}} \cdot A_s / \gamma_{\text{Mb}} \quad [11]$$

$$f_{\text{ub}} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction} \quad : A_s = 303 \text{ mm}^2$$

Résistance des boulons à la traction :  $\gamma_{Mb} = 1,25$

$$F_{vrd} = 0.6 \times 400 \times \frac{303}{1.25} = 58.176 \text{ KN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 4 \times 58.176 = 232.704 \text{ KN} > V_{sd} = 171,37 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée.

#### 2.4). Vérification de la pression diamétrale :

On a une cornières **80x80x6**

Il faut vérifier que :  $F_1 > F_b$

$$F_b = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb}$$

$$d = 22 \text{ mm} ; d_0 = 24 \text{ mm} ; t = 6 \text{ mm} ; \gamma_{Mb} = 1,25 ; f_u = 360 \text{ N/mm}^2 ; e_1 = 35 \text{ mm} ;$$

$$p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min (e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 1/4; f_{ub}/f_u; 1) = \min (0.49; 0.58; 1.11; 1) = 0.49$$

$$F_{brd} = 2.5 \times 0.49 \times 360 \times 22 \times \frac{6}{1.25} = 46,56 \text{ KN}$$

- Pour un boulon on a :

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{4} = 42,84 \text{ KN} < F_{brd} = 46,56 \text{ KN}$$

Donc la pression diamétrale est vérifiée.

## VI.3 . Assemblage poteau - poutre

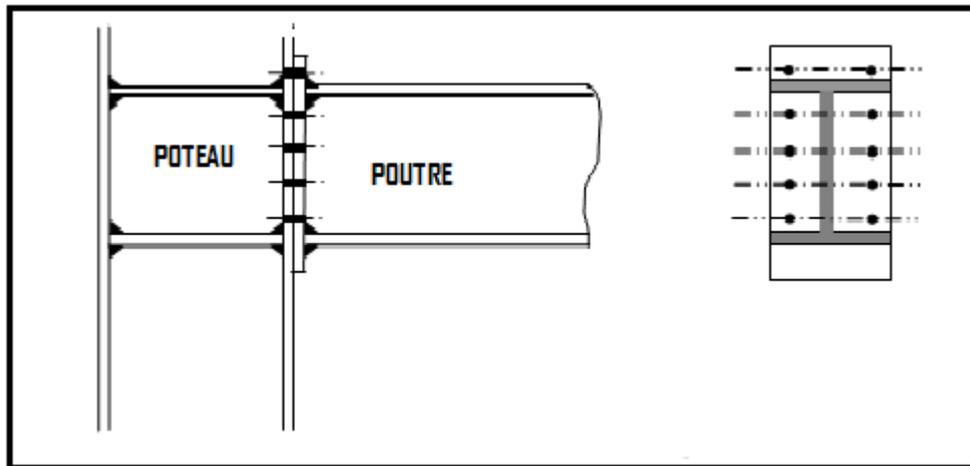


Fig. VI.2. ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE

Poutre IPE 400

$$\begin{cases} h = 400\text{mm}; b = 180\text{mm}; t_f = 13,5\text{mm}; t_w = 8,6\text{mm}; \\ A = 84,5\text{cm}^2 \end{cases}$$

• Poteau :

On a trois (03) types de poteau à assembler avec la poutre citée ci-dessus, qui sont :  
HEA 360, HEA 450 ;. HEA400.

### 3.1 Dimensionnement de l'assemblage

• Le choix des boulons :

On choisit **10boulons** de diamètre de **27mm (M27)** de classe **HR.10.9**

$$M27 \Rightarrow d = 27\text{mm} \quad d_0 = 30\text{mm};$$

### 3.2•Disposition constructive des boulons :

Remarque :

La procédure de calcul est la suivante :

- Donner pour chaque type de poteau les dispositions constructives et les conditions pour choisir les valeurs de  $e_1, p_1, e_2$  et  $p_2$  ;

- Choisir une valeur pour  $e_1, p_1, e_2$  et  $p_2$ , de telle manière que ces quatre valeurs vérifient les dispositions constructives de tous les poteaux ;
- La valeur de l'effort qui sera prise en compte dans les vérifications c'est la valeur maximale ;
- Les conditions de la disposition constructive sont : (Réf 05 .6.5.1)

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

**1-Avec HEA 500, t=23mm**

$$36 \leq e_1 \leq 162\text{mm}$$

$$66 \leq p_1 \leq 189\text{mm}$$

$$45 \leq e_2 \leq 162\text{mm}$$

$$90 \leq p_2 \leq 189\text{mm}$$

**2-Avec HEA 450, t=21mm**

$$36 \leq e_1 \leq 162\text{mm}$$

$$66 \leq p_1 \leq 189\text{mm}$$

$$45 \leq e_2 \leq 162\text{mm}$$

$$90 \leq p_2 \leq 189\text{mm}$$

**3-Avec HEA 400, t=19mm**

$$36 \leq e_1 \leq 162\text{mm}$$

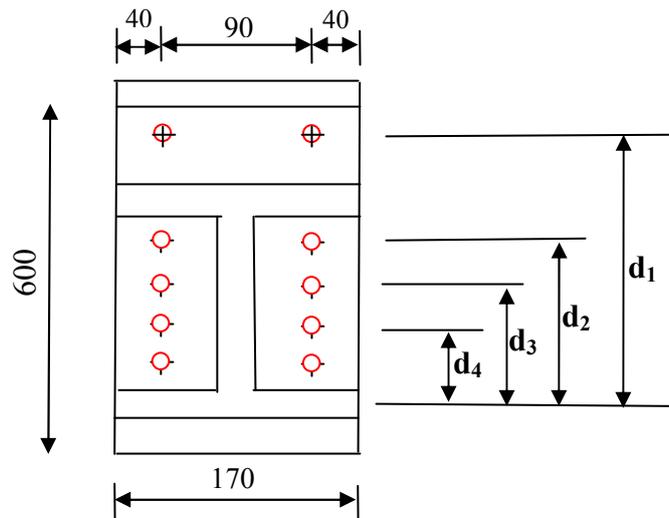
$$66 \leq p_1 \leq 189\text{mm}$$

$$45 \leq e_2 \leq 162\text{mm}$$

$$90 \leq p_2 \leq 189\text{mm}$$

On choisi une platine de  $(600 \times 170 \times 30)$ mm et :

- $e_1 = 50mm$
- $p_1 = 100mm$
- $e_2 = 40mm$
- $p_2 = 90mm$



**1<sup>ER</sup> CAS :**

- Poutre IPE 400 :

H(mm)	B(mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	A(cm <sup>2</sup> )
400	180	13,5	8,6	84,46

- Poteau HEA 500 :

H(mm)	B(mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	A(cm <sup>2</sup> )
490	300	23	12	197,5

**3.3).Vérification de la résistance :**

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction+cisaillement), il faut vérifie que :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

$F_{tsd} = F_{M1}$  Avec  $F_{tsd}$  : effort de traction

$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot n_b}$  Avec  $F_{vsd}$  : effort de cisaillement

$n_b$  : Nombre des boulons,  $n_b = 10$

$n_f$  : Nombre des files,  $n_f = 2$

$n_p$  : Nombre des plans de cisaillement,  $n_p = 1$

▪ Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **SAP2000**

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

- Un moment fléchissant :  $M_{sd} = -183,50 \text{ K.m}$
- Un effort tranchant :  $V_{sd} = 139,57 \text{ KN}$

**Remarque :**

On peut considérer que le moment appliqué M se traduit par un effort de traction dans la semelle supérieure et un effort de compression dans la semelle inférieure.

■ **Détermination de l'effort max  $F_{M1}$  dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre rangées (horizontales) supérieures, soient :

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{n_f \cdot \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 450 \text{ mm} , d_2 = 350 \text{ mm} , d_3 = 250 \text{ mm} , d_4 = 150 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 410000 \text{ mm}^2$$

$$F_{tsd} = F_{M1} = 100,7 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$\text{Boulons M24} \Rightarrow A_s = 353 \text{ mm}^2 \Rightarrow F_p = 182,52 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot nb} = 13,9 \text{ KN}$$

$$F_{sRd} = 24,47 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 13,9 \text{ KN} \leq F_{sRd} = 24,47 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3.4). Vérification de la soudure :

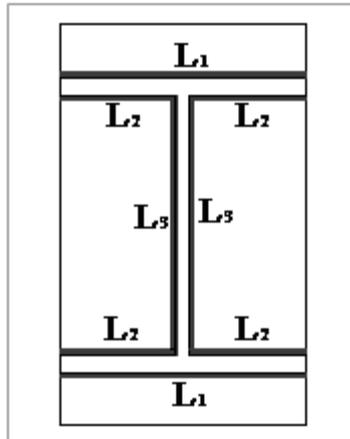


Fig. VI.3. DISPOSITION DE CORDON DE SOUDURE

■ Les suppositions :

- On suppose que le moment **M** est repris uniquement par les cordons de soudure **1** et **2** ;
- On suppose que l'effort **V** est repris par le cordon de soudure **3** ;

$CM = M/W \perp$  a l'axe long du c.s

$\Rightarrow$  les cordons frontal  $\left\{ \begin{matrix} \sigma_m = \tau_{\perp M} = \frac{CM}{\sqrt{2}} = \frac{M}{W\sqrt{2}} \end{matrix} \right)$

$CV = \frac{V}{2l_3a} //$  a l'axe long du cs  $\Rightarrow \left\{ \begin{matrix} \sigma_v = \tau_{\perp v} = 0 \\ \tau_{\angle v} = \frac{V}{2l_3a} \end{matrix} \right)$

On

a:

$Nuance FeE360 ; \beta_w = 0,8 ; \gamma_{MW} = 1,25 ; f_u = 360 MPa ; l_1 = 170 mm ; l_2 = 81 mm ;$

$l_3 = 373 mm ; a = 8,6 mm ; h = 400 mm ; t_f = 13,9 mm.$

3.4.a. Vérification de l'effort tranchant :

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible :

$$V \leq V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times l_3 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}$$

On a :

$$V = 139,57 \text{ KN};$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 334,6 \times 8,6 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 942,89 \text{ KN}$$

$$V < V_{adm} \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée}$$

### 3.4. b. Vérification du moment :

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible :

$$M \leq M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_s \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{MW} \times h}$$

$$I_s = 2.a.l_1 \left( \frac{h}{2} \right)^2 + 4.l_2.a \left( \frac{h}{2} - t_f \right)^2$$

Application numérique :

$$M = 183,5 \text{ KNm};$$

$$I_s = 2,15.10^8 \text{ mm}^4$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 2,15.10^8 \times 360}{0,8 \times 1,25 \times 400} = 273,65 \text{ KNm}; \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

### 2<sup>Eme</sup> CAS :

- Poutre IPE 400 :

H(mm)	B(mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	A(cm <sup>2</sup> )
400	180	13,5	8,6	84,46

- Poteau HEA 450 :

H(mm)	B(mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	A(cm <sup>2</sup> )
440	300	21	11,5	178

### 3.3). Vérification de la résistance :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction+cisaillement), il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0,8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

$$F_{tsd} = F_{M1} \quad \text{Avec } F_{tsd} : \text{effort de traction}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot nb} \quad \text{Avec } F_{vsd} : \text{effort de cisaillement}$$

$n_b$  : Nombre des boulons,  $n_b = 10$

$n_f$  : Nombre des files,  $n_f = 2$

$n_p$  : Nombre des plans de cisaillement,  $n_p = 1$

▪ Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **SAP2000**

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

- Un moment fléchissant :  $M_{sd} = -246,74 \text{ K.m}$

- Un effort tranchant :  $V_{sd} = -162,84 \text{ KN}$

**Remarque :**

On peut considérer que le moment appliqué M se traduit par un effort de traction dans la semelle supérieure et un effort de compression dans la semelle inférieure.

■ **Détermination de l'effort max  $F_{M1}$  dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre rangées (horizontales) supérieures, soient :

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{n_f \cdot \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 450 \text{ mm} , d_2 = 350 \text{ mm} , d_3 = 250 \text{ mm} , d_4 = 150 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 410000 \text{ mm}^2$$

$$F_{tsd} = F_{M1} = 135,40 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

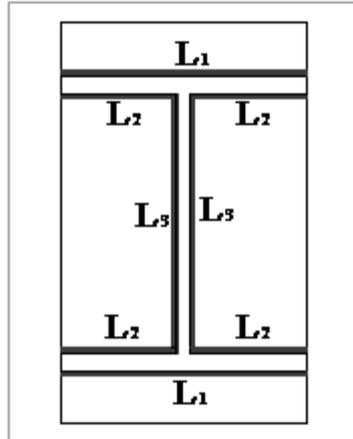
$$\text{Boulons M27} \Rightarrow A_s = 353 \text{ mm}^2 \Rightarrow F_p = 182,52 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot nb} = 16,2 \text{ KN}$$

$$F_{sRd} = 17,80 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 16,2 \text{ KN} \leq F_{sRd} = 17,80 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**3.4). Vérification de la soudure :**



**Fig. VI.5. DISPOSITION DE CORDON DE SOUDURE**

■ **Les suppositions :**

- On suppose que le moment **M** est repris uniquement par les cordons de soudure **1 et 2** ;
- On suppose que l'effort **V** est repris par le cordon de soudure **3** ;

$CM = M/W \perp$  a l'axe long du c.s

$$\Rightarrow \text{les cordons frontal } \left\{ \sigma_m = \tau_{\perp M} = \frac{CM}{\sqrt{2}} = \frac{M}{W\sqrt{2}} \right)$$

$$CV = \frac{V}{2l_3a} \parallel \text{ a l'axe long du cs} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_v = \tau_{\perp v} = 0 \\ \tau_{\angle v} = \frac{V}{2l_3a} \end{cases}$$

**On**

**a:**

Nuance FeE360 ;  $\beta_w = 0,8$  ;  $\gamma_{MW} = 1,25$  ;  $f_u = 360 \text{ MPa}$  ;  $l_1 = 170 \text{ mm}$  ;  $l_2 = 81 \text{ mm}$  ;

$l_3 = 373 \text{ mm}$  ;  $a = 8,6 \text{ mm}$  ;  $h = 400 \text{ mm}$  ;  $t_f = 13,9 \text{ mm}$ .

**3.4.a. Vérification de l'effort tranchant :**

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible :

$$V \leq V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_3 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}$$

On a :

$$V = 162,8KN;$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 334,6 \times 8,6 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 942,89KN$$

$$V < V_{adm} \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée}$$

**3.4. b. Vérification du moment :**

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible :

$$M \leq M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_s \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{MW} \times h}$$

$$I_s = 2.a.l_1 \left( \frac{h}{2} \right)^2 + 4.l_2.a \left( \frac{h}{2} - t_f \right)^2$$

Application numérique :

$$M = 246,74KNm;$$

$$I_s = 2,15.10^8 mm^4$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 2,15.10^8 \times 360}{0,8 \times 1,25 \times 400} = 273,65KNm; \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**3<sup>Eme</sup> CAS :**

- Poutre IPE 400 :

H(mm)	B(mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	A(cm <sup>2</sup> )
400	180	13,5	8,6	84,46

- Poteau HEA 400 :

H(mm)	B(mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	A(cm <sup>2</sup> )
390	300	19	11	159

### 3.3).Vérification de la résistance :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction+cisaillement), il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

$$F_{tsd} = F_{M1} \quad \text{Avec } F_{tsd} : \text{effort de traction}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot n_b} \quad \text{Avec } F_{vsd} : \text{effort de cisaillement}$$

$n_b$  : Nombre des boulons,  $n_b = 10$

$n_f$  : Nombre des files,  $n_f = 2$

$n_p$  : Nombre des plans de cisaillement,  $n_p = 1$

▪ Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **SAP2000**

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

- Un moment fléchissant :  $M_{sd} = -272,36 \text{ K.m}$

- Un effort tranchant :  $V_{sd} = -172,85 \text{ KN}$

#### Remarque :

On peut considérer que le moment appliqué M se traduit par un effort de traction dans la semelle supérieure et un effort de compression dans la semelle inférieure.

#### ■ Détermination de l'effort max $F_{M1}$ dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre rangées (horizontales) supérieures, soient :

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{n_f \cdot \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 450 \text{ mm} , d_2 = 350 \text{ mm} , d_3 = 250 \text{ mm} , d_4 = 150 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 410000 \text{ mm}^2$$

$$F_{tsd} = F_{M1} = 140,46 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

Boulons M27  $\Rightarrow A_s = 353 \text{ mm}^2 \Rightarrow F_p = 182,52 \text{ KN}$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot nb} = 17,2 \text{ KN}$$

$$F_{sRd} = 17,83 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 17,2 \text{ KN} \leq F_{sRd} = 17,80 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3.4). Vérification de la soudure :

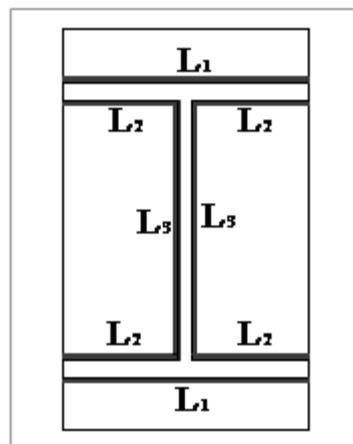


Fig. VI.6. DISPOSITION DES CORDONS DE SOUDURES

■ Les suppositions :

- On suppose que le moment **M** est repris uniquement par les cordons de soudure 1 et 2 ;
- On suppose que l'effort **V** est repris par le cordon de soudure 3 ;

$$CM = M/W \perp \text{ a l'axe long du c.s}$$

$$\Rightarrow \text{les cordons frontal } \left\{ \sigma_m = \tau_{\perp M} = \frac{CM}{\sqrt{2}} = \frac{M}{W\sqrt{2}} \right)$$

$$CV = \frac{V}{2l_3a} \parallel \text{ a l'axe long du cs} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_v = \tau_{\perp v} = 0 \\ \tau_{\parallel v} = \frac{V}{2l_3a} \end{cases}$$

On

a:

$$\text{Nuance FeE360} \quad ; \quad \beta_w = 0,8 \quad ; \quad \gamma_{MW} = 1,25 \quad ; \quad f_u = 360 \text{ MPa} \quad ; \quad l_1 = 170 \text{ mm} \quad ; \quad l_2 = 81 \text{ mm} \quad ;$$

$$l_3 = 373 \text{ mm} \quad ; \quad a = 8,6 \text{ mm} \quad ; \quad h = 400 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 13,9 \text{ mm}.$$

**3.4.a. Vérification de l'effort tranchant :**

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible :

$$V \leq V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_3 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}$$

On a :

$$V = 172,8 \text{ KN};$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 334,6 \times 8,6 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 942,89 \text{ KN}$$

$$V < V_{adm} \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée}$$

**3.4. b. Vérification du moment :**

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible :

$$M \leq M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_s \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{MW} \times h}$$

$$I_s = 2.a.l_1 \left( \frac{h}{2} \right)^2 + 4.l_2.a \left( \frac{h}{2} - t_f \right)^2$$

Application numérique :

$$M = 272,36 \text{ KNm};$$

$$I_s = 2,15.10^8 \text{ mm}^4$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 2,15.10^8 \times 360}{0,8 \times 1,25 \times 400} = 273,65 \text{ KNm}; \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**VI.4. ASSEMBLAGE POTEAU- POTEAU :****4.1). ASSEMBLAGE POTEAU- POTEAU (HEA500 – HEA500):**

- Données de calcul:

Ces valeurs sont tirées directement du logiciel **SAP 2000** :

$$\begin{cases} N_{sd} = 195,71 \text{ KN} \\ M_{sd} = 52,42 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 63,00 \text{ KN} \end{cases}$$

On vérifiera en premier lieu d'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

4.1.a. ASSEMBLAGE DES SEMELLES PAR COUVRE JOINT :

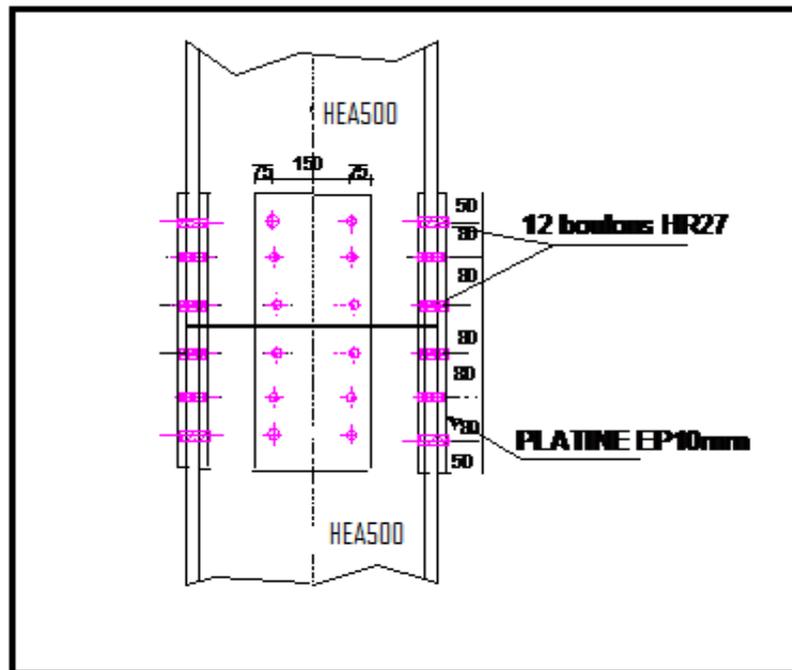


Fig. VI.7. ASSEMBLAGE HEA500-HEA500

▪ Les données :

- . Boulons HR10-9  $\Rightarrow f_{ub} = 1000MPa$
- . Coefficient de frottement,  $\mu = 0.3$
- .  $k_s=1$  (trous nominaux)
- .  $\gamma_{MS} = 1.25$

▪ Le choix des boulons :

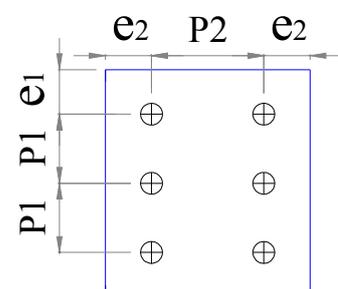
On choisit 12 boulons, 27 mm de diamètre (M27)  
de classe, HR .10.9

$$M27 \Rightarrow d = 27mm \quad \text{et} \quad d_0 = 30mm$$

▪ Disposition constructive des boulons :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm) \Rightarrow 36mm \leq e_1 \leq 276mm$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm) \Rightarrow 66mm \leq p_1 \leq 200mm$$



$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 45\text{mm} \leq e_2 \leq 276\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 90\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

On choisit une platine de (500 x 300 x 30) mm.

$$\begin{aligned} e_1 &= 50\text{mm} \\ \text{Et on prend : } p_1 &= 80\text{mm} \\ e_2 &= 75\text{mm} \\ p_2 &= 150\text{mm} \end{aligned}$$

- Valeur de l'effort normal dans la semelle (du à  $M_{sd}$ ):

$$N_M = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)} = \frac{52,42}{(490 - 23)} = 112,25\text{KN}$$

- Valeur de l'effort normal dans la semelle (du à  $N_{sd}$ ):

$$N_N = N_{sd} \cdot \frac{b \cdot t_f}{A} = 195,71 \times \frac{300 \times 23}{197,5} = 68,374\text{KN}$$

- Valeur de l'effort normal total :

$$N_T = N_M + N_N = 112,25 + 68,37 = 180,62\text{KN}$$

#### 4.1. a.1). Vérification de la résistance au glissement :

$$F_{SRd} = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{MS}$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_S = 0,7 \times 1000 \times 459 = 321,30\text{KN}$$

$$F_{SRd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times 321,30 / 1,25 = 77,11\text{KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{N_T}{n_b \times n_p} = \frac{180,62}{12 \times 2} = 7,53\text{KN}$$

$$F_{vsd} = 7,53\text{KN} < F_{sRd} = 77,11\text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**4.1.a.2). Vérification de la Pression diamétrale sur la semelle:**

$$F_{bRd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{MS}$$

Avec :

$$f_u = 360 \text{ MPa} ; \quad d = 27 \text{ mm} ; \quad t = 10 \text{ mm} ; \quad \gamma_{MS} = 1,25 ;$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min (0,56; 0,64; 2,78; 1) = 0,56$$

$$e_1 = 50 \text{ mm} \quad p_1 = 80 \text{ mm} \quad f_{ub} = 1000 \text{ MPa} \quad d_0 = 30 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{bRd} = 2,5 \times 0,56 \times 27 \times 30 \times 360 / 1,25 = 326,59 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{N_T}{n_b \times n_p} = \frac{180,62}{12 \times 2} = 7,53 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_{vsd} = 7,53 \text{ KN} < F_{bRd} = 326,59 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**4.1. a.3). Vérification de la contrainte de traction dans la semelle :**

$$A_{brute} = b \cdot t_f = 300 \times 23 = 6900,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = (b - 2d) \cdot t_f = (300 - 2 \times 27) \times 23 = 5658,00 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_T}{A_{net}} = \frac{180,62}{5658,00} = 31,92 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**4.1.b. ASSEMBLAGE DES AMES PAR COUVRE-JOINT :**

Ils assurent la transmission de l'effort tranchant et de l'effort normal dans l'âme.

**▪ Les données :**

. Boulons HR10-9  $\Rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$

. Coefficient de frottement,  $\mu = 0.3$

.  $k_s = 1$  (trous nominaux)

.  $\gamma_{MS} = 1.25$

**▪ Le choix des boulons :**

On choisit **8** boulons, **30 mm** de diamètre (**M30**) de classe, **HR .10.9**

$$M30 \Rightarrow d = 30 \text{ mm} \quad \text{et} \quad d_0 = 33 \text{ mm}$$

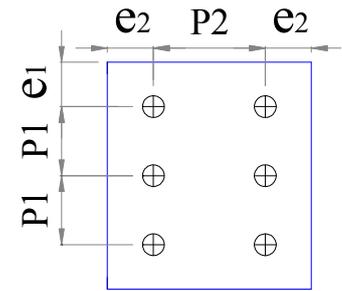
▪ Disposition constructive des boulons :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 39,6\text{mm} \leq e_1 \leq 276\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 72,6\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 49,5\text{mm} \leq e_2 \leq 276\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 99\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$



On choisit une platine de (500 x 300 x 30) mm.

Et on prend :

$$e_1 = 50\text{mm}$$

$$p_1 = 80\text{mm}$$

$$e_2 = 75\text{mm}$$

$$p_2 = 150\text{mm}$$

4.1.b.1). Sollicitations ramenées au centre de rotation O du demi couvre-joint :

$$V_0 = V_{sd} = 63\text{KN}$$

$$N_0 = N_{sd} \cdot \frac{ht_w}{A} = 195,71 \times \frac{300 \times 12}{197,5} = 35,67\text{KN}$$

$$M_0 = V \cdot e = 63 \times 0,08 = 5,04\text{KN.m}$$

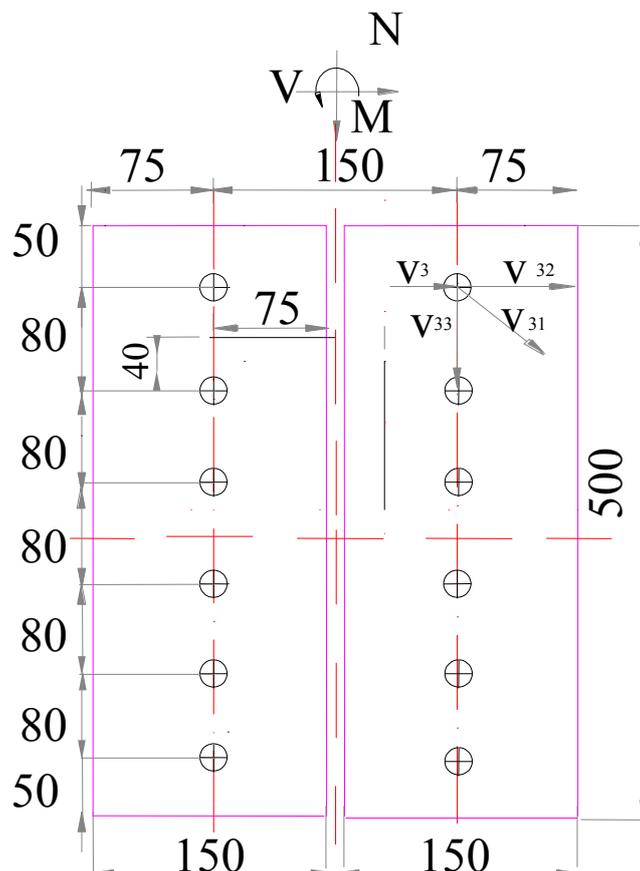
▪ Repérage des boulons :

$$x_i = 40\text{mm}$$

$$y_i = 75\text{mm}$$

$$x_i^2 + y_i^2 = 7225\text{mm}^2$$

$$\sum_{i=1}^4 (x_i^2 + y_i^2) = 28900\text{mm}^2$$



## 4.1.b.2). La valeur de l'effort qui sollicite chaque boulon :

$$V_{i1} = \frac{M_0 \sqrt{(x_i^2 + y_i^2)}}{\sum_{i=1}^4 (x_i^2 + y_i^2)} = \frac{5,04 \times \sqrt{7225}}{28900} = 14,82 \text{ KN}$$

$$V_{i2} = \frac{V_0}{\frac{n_b}{2}} = \frac{63}{\frac{8}{2}} = 15,75 \text{ KN} \quad n_b = 8$$

$$V_{i3} = \frac{N_0}{n_b} = \frac{35,67}{8} = 4,46 \text{ KN}$$

- La somme vectorielle permet d'obtenir la résultante des efforts tranchants exercés sur le boulon le plus sollicité, on trouve :

- Composante horizontale de  $\vec{V}$  :

$$V_{x3} = V_{33} + V_{31} \cos \theta = V_{33} + V_{31} \frac{y_3}{\sqrt{(x_3^2 + y_3^2)}}$$

$$V_{x3} = 4,46 + 14,82 \frac{75}{\sqrt{(40^2 + 75^2)}} = 11,43 \text{ KN}$$

- Composante verticale  $\vec{V}$  :

$$V_{y3} = V_{32} + V_{31} \sin \theta = V_{32} + V_{31} \frac{x_3}{\sqrt{(x_3^2 + y_3^2)}}$$

$$V_{y3} = 15,75 + 14,82 \frac{40}{\sqrt{(40^2 + 75^2)}} = 22,72 \text{ KN}$$

- La résultante :

$$V_3 = \sqrt{(V_{x3}^2 + V_{y3}^2)} = \sqrt{11,43^2 + 22,72^2} = 25,43 \text{ KN}$$

## 4.2). VERIFICATION DES DIAMETRES DES BOULONS :

$$F_p = 0,7 f_{ub} A_s \Rightarrow A_s \geq \frac{V_3 \cdot \gamma_{MS}}{0,7 \cdot m \cdot k_s \cdot \mu \cdot f_{ub}} = \frac{25,43 \times 1,25}{0,7 \times 2 \times 1 \times 0,3 \times 1000} = 75,68 \text{ mm}^2$$

Boulon **M30**  $A_s = 561 \text{ mm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée

**4.3).VERIFICATION DE LA PRESSION DIAMETRALE :**

$$F_{bRd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{MS}$$

Avec :

$$f_u = 360MPa ; \quad d = 30mm ; \quad t = 30mm ; \quad \gamma_{MS} = 1,25 ;$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0,51; 0,56; 2,78; 1) = 0,51$$

$$e_1 = 50mm \quad p_1 = 80mm \quad f_{ub} = 1000MPa \quad d_0 = 33mm$$

$$\Rightarrow F_{bRd} = 2,5 \times 0,51 \times 30 \times 30 \times 360 / 1,25 = 330,48KN$$

$$F_{vsd} = \frac{25,43}{2} = 12,71KN$$

$$\Rightarrow F_{vsd} = 12,71KN < F_{bRd} = 330,48KN \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**4.1). ASSEMBLAGE POTEAU- POTEAU (HEA500 – HEA450):**

- Données de calcul:

Ces valeurs sont tirées directement du logiciel **SAP 2000** :

$$\begin{cases} N_{sd} = 986,05KN \\ M_{sd} = 43,53KN.m \\ V_{sd} = 63,78KN \end{cases}$$

On vérifiera en premier lieu d'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

4.1.a. ASSEMBLAGE DES SEMELLES PAR COUVRE JOINT :

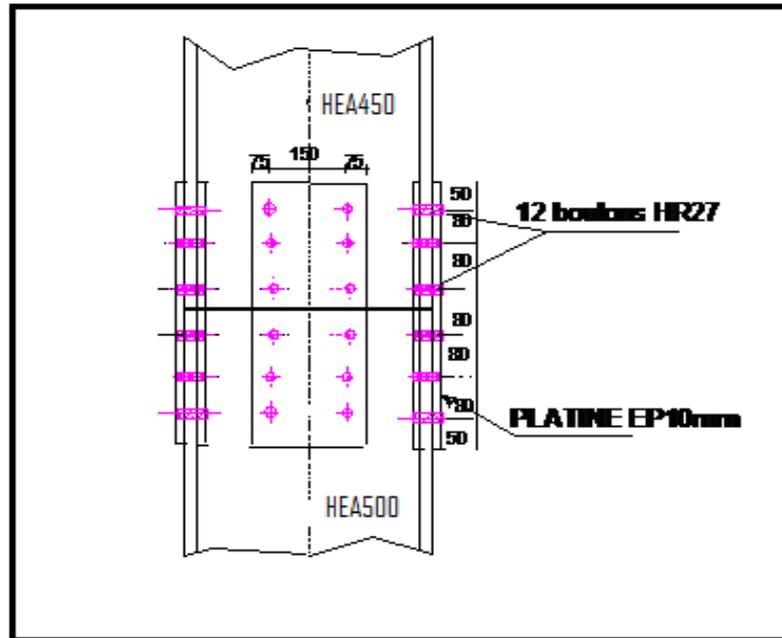


Fig. VI.8. ASSEMBLAGE HEA500-HEA450

▪ Les données :

- . Boulons HR10-9  $\Rightarrow f_{ub} = 1000MPa$
- . Coefficient de frottement,  $\mu = 0.3$
- .  $k_s=1$  (trous nominaux)
- .  $\gamma_{MS} = 1.25$

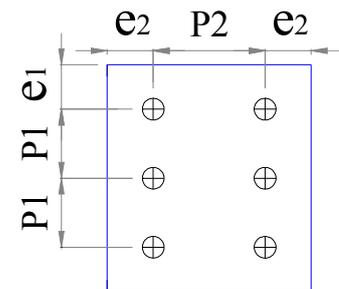
▪ Le choix des boulons :

On choisit 12 boulons, 27 mm de diamètre (M27)  
de classe, HR .10.9

$$M27 \Rightarrow d = 27mm \quad \text{et} \quad d_0 = 30mm$$

▪ Disposition constructive des boulons :

- 1.  $1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm) \Rightarrow 36mm \leq e_1 \leq 276mm$
- 2.  $2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm) \Rightarrow 66mm \leq p_1 \leq 200mm$
- 1.  $1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150mm) \Rightarrow 45mm \leq e_2 \leq 276mm$
- 3.  $3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200mm) \Rightarrow 90mm \leq p_2 \leq 200mm$



On choisit une platine de (500 x 300 x 30) mm.

Et on prend :

$$e_1 = 50mm$$

$$p_1 = 80mm$$

$$e_2 = 75mm$$

$$p_2 = 150mm$$

■ Valeur de l'effort normal dans la semelle (du à  $M_{sd}$ ) :

$$N_M = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)} = \frac{43,53}{(390 - 23)} = 103,89KN$$

■ Valeur de l'effort normal dans la semelle (du à  $N_{sd}$ ) :

$$N_N = N_{sd} \cdot \frac{b \cdot t_f}{A} = 63,78 \times \frac{300 \times 21}{178} = 463,11KN$$

■ Valeur de l'effort normal total :

$$N_T = N_M + N_N = 103,89 + 463,89 = 567KN$$

**4.1. a.1).Vérification de la résistance au glissement :**

$$F_{SRd} = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{MS}$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_S = 0,7 \times 1000 \times 459 = 321,30KN$$

$$F_{SRd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times 321,30 / 1,25 = 77,11KN$$

$$F_{vsd} = \frac{N_T}{n_b \times n_p} = \frac{567}{12 \times 2} = 23,62KN$$

$$F_{vsd} = 23,62KN < F_{sRd} = 77,11KN \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**4.1.a.2).Vérification de la Pression diametrale sur la semelle:**

$$F_{bRd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{MS}$$

Avec :

$$f_u = 360MPa ; d = 27mm ; t = 10mm ; \gamma_{MS} = 1,25 ;$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(0,56; 0,64; 2,78; 1\right) = 0,56$$

$$e_1 = 50mm \quad p_1 = 80mm \quad f_{ub} = 1000MPa \quad d_0 = 30mm$$

$$\Rightarrow F_{bRd} = 2,5 \times 0,56 \times 27 \times 30 \times 360 / 1,25 = 326,59KN$$

$$F_{vsd} = \frac{N_T}{n_b \times n_p} = \frac{567}{12 \times 2} = 23,62KN$$

$$\Rightarrow F_{vsd} = 23,62KN < F_{bRd} = 326,92KN \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**4.1. a.3).Vérification de la contrainte de traction dans la semelle :**

$$A_{brute} = b.t_f = 300 \times 21 = 6300,00mm^2$$

$$A_{net} = (b - 2d)t_f = (300 - 2 \times 27) \times 21 = 5166,00mm^2$$

$$\sigma = \frac{N_T}{A_{net}} = \frac{567}{5166,00} = 109,76MPa < 235MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**4.1.b. ASSEMBLAGE DES AMES PAR COUVRE-JOINT :**

Ils assurent la transmission de l'effort tranchant et de l'effort normal dans l'âme.

▪ **Les données :**

- . Boulons HR10-9  $\Rightarrow f_{ub} = 1000MPa$
- . Coefficient de frottement,  $\mu = 0.3$
- . ks=1 (trous nominaux)
- .  $\gamma_{MS} = 1.25$

▪ **Le choix des boulons :**

On choisit **8** boulons, **30 mm** de diamètre (**M30**) de classe, **HR .10.9**

$$M30 \Rightarrow d = 30mm \quad \text{et} \quad d_0 = 33mm$$

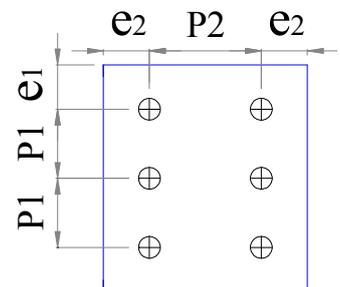
▪ **Disposition constructive des boulons :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm) \Rightarrow 39,6mm \leq e_1 \leq 276mm$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm) \Rightarrow 72,6mm \leq p_1 \leq 200mm$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150mm) \Rightarrow 49,5mm \leq e_2 \leq 276mm$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200mm) \Rightarrow 99mm \leq p_2 \leq 200mm$$



On choisit une platine de (500 x 300 x 30) mm.

$$\begin{aligned} e_1 &= 50mm \\ \text{Et on prend : } p_1 &= 80mm \\ e_2 &= 75mm \\ p_2 &= 150mm \end{aligned}$$

4.1.b.1). Sollicitations ramenées au centre de rotation O du demi-couvre-joint :

$$V_0 = V_{sd} = 63,78 \text{ KN}$$

$$N_0 = N_{sd} \cdot \frac{h \cdot t_w}{A} = 986,05 \times \frac{300 \times 11,5}{178} = 191,11 \text{ KN}$$

$$M_0 = V \cdot e = 63,78 \times 0,08 = 5,10 \text{ KN.m}$$

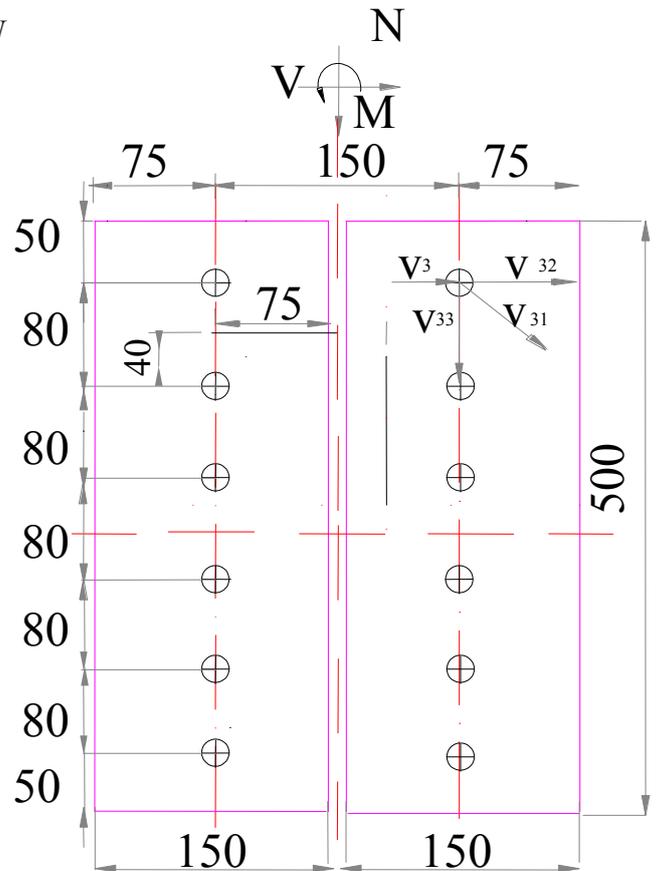
▪ Repérage des boulons :

$$x_i = 40 \text{ mm}$$

$$y_i = 75 \text{ mm}$$

$$x_i^2 + y_i^2 = 7225 \text{ mm}^2$$

$$\sum_{i=1}^4 (x_i^2 + y_i^2) = 28900 \text{ mm}^2$$



4.1.b.2). La valeur de l'effort qui sollicite chaque boulon :

$$V_{i1} = \frac{M_0 \sqrt{(x_i^2 + y_i^2)}}{\sum_{i=1}^4 (x_i^2 + y_i^2)} = \frac{5,1 \times \sqrt{7225}}{28900} = 15 \text{ KN}$$

$$V_{i2} = \frac{V_0}{\frac{n_b}{2}} = \frac{63,78}{\frac{8}{2}} = 15,94 \text{ KN} \quad n_b = 8$$

$$V_{i3} = \frac{N_0}{n_b} = \frac{191,11}{8} = 23,88 \text{ KN}$$

- La somme vectorielle permet d'obtenir la résultante des efforts tranchants exercés sur le boulon le plus sollicité, on trouve :

■ Composante horizontale de  $\vec{V}$  :

$$V_{x3} = V_{33} + V_{31} \cos \theta = V_{33} + V_{31} \frac{y_3}{\sqrt{(x_3^2 + y_3^2)}}$$

$$V_{x3} = 23,88 + 15 \frac{75}{\sqrt{(40^2 + 75^2)}} = 37,11 \text{KN}$$

■ Composante verticale  $\vec{V}$  :

$$V_{y3} = V_{32} + V_{31} \sin \theta = V_{32} + V_{31} \frac{x_3}{\sqrt{(x_3^2 + y_3^2)}}$$

$$V_{y3} = 15,94 + 15 \frac{40}{\sqrt{(40^2 + 75^2)}} = 23 \text{KN}$$

■ La résultante :

$$V_3 = \sqrt{(V_{x3}^2 + V_{y3}^2)} = \sqrt{37,11^2 + 23^2} = 43,66 \text{KN}$$

#### 4.2). VERIFICATION DES DIAMETRES DES BOULONS :

$$F_p = 0,7 f_{ub} A_s \quad \Rightarrow \quad A_s \geq \frac{V_3 \cdot \gamma_{MS}}{0,7 \cdot m \cdot k_s \cdot \mu \cdot f_{ub}} = \frac{43,66 \times 1,25}{0,7 \times 2 \times 1 \times 0,3 \times 1000} = 129,94 \text{mm}^2$$

Boulon **M30**  $A_s = 561 \text{mm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée

#### 4.3). VERIFICATION DE LA PRESSION DIAMETRALE :

$$F_{bRd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{MS}$$

Avec :

$$f_u = 360 \text{MPa} ; \quad d = 30 \text{mm} ; \quad t = 30 \text{mm} ; \quad \gamma_{MS} = 1,25 ;$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min (0,51; 0,56; 2,78; 1) = 0,51$$

$$e_1 = 50 \text{mm} \quad p_1 = 80 \text{mm} \quad f_{ub} = 1000 \text{MPa} \quad d_0 = 33 \text{mm}$$

$$\Rightarrow F_{bRd} = 2,5 \times 0,51 \times 30 \times 30 \times 360 / 1,25 = 330,48 \text{KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{43,66}{2} = 21,84 \text{KN}$$

$$\Rightarrow F_{vsd} = 21,84 \text{KN} < F_{bRd} = 330,48 \text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## 4.1.)\_ASSEMBLAGE POTEAU- POTEAU (HEA450 – HEA400):\_

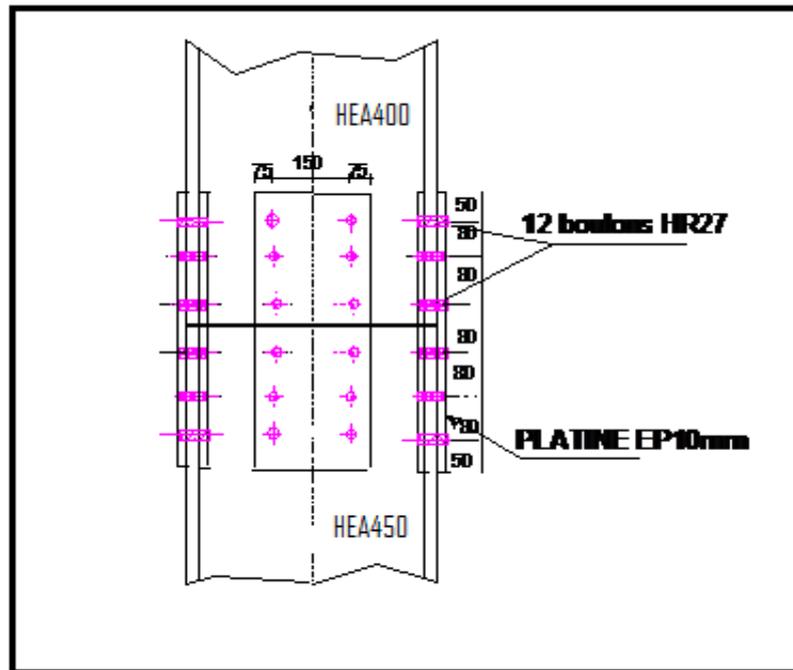


Fig. VI.9. ASSEMBLAGE HEA450-HEA400

▪ Données de calcul:

Ces valeurs sont tirées directement du logiciel SAP 2000 :

$$\begin{cases} N_{sd} = 185,66 \text{ KN} \\ M_{sd} = 63,5 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 80,85 \text{ KN} \end{cases}$$

On vérifiera en premier lieu d'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

## 4.1.a. ASSEMBLAGE DES SEMELLES PAR COUVRE JOINT :

▪ **Les données :**

- . Boulons HR10-9  $\Rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$
- . Coefficient de frottement,  $\mu = 0.3$
- .  $k_s = 1$  (trous nominaux)
- .  $\gamma_{MS} = 1.25$

▪ **Le choix des boulons :**

On choisit 12 boulons, 27 mm de diamètre (M27)

de classe, **HR .10.9**

$$M27 \Rightarrow d = 27mm \quad \text{et} \quad d_0 = 30mm$$

▪ **Disposition constructive des boulons :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm) \Rightarrow 36mm \leq e_1 \leq 252mm$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm) \Rightarrow 66mm \leq p_1 \leq 200mm$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150mm) \Rightarrow 45mm \leq e_2 \leq 252mm$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200mm) \Rightarrow 90mm \leq p_2 \leq 200mm$$

On choisit une platine de (500 x 300 x 20) mm.

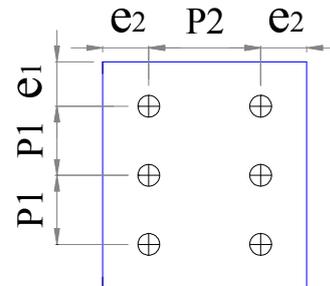
$$e_1 = 50mm$$

Et on prend :

$$p_1 = 80mm$$

$$e_2 = 75mm$$

$$p_2 = 150mm$$



■ Valeur de l'effort normal dans la semelle (du à  $M_{sd}$ ):

$$N_M = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)} = \frac{63,5}{(390 - 19)} = 171,15KN$$

■ Valeur de l'effort normal dans la semelle (du à  $N_{sd}$ ):

$$N_N = N_{sd} \cdot \frac{b \cdot t_f}{A} = 185,66 * \frac{300 \times 19}{159} = 66,55KN$$

■ Valeur de l'effort normal total :

$$N_T = N_M + N_N = 171,15 + 66,55 = 237,7KN$$

**4.1. a.1).Vérification de la résistance au glissement :**

$$F_{SRd} = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{MS}$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_S = 0,7 \times 1000 \times 459 = 321,30KN$$

$$F_{SRd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times 321,30 / 1,25 = 77,11KN$$

$$F_{vsd} = \frac{N_T}{n_b \times n_p} = \frac{237,7}{12 \times 2} = 9,9KN$$

$$F_{vsd} = 9,9KN < F_{SRd} = 77,11KN \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**4.1.a.2). Vérification de la Pression diamétrale sur la semelle:**

$$F_{bRd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{MS}$$

Avec :

$$f_u = 360 \text{ MPa} ; \quad d = 27 \text{ mm} ; \quad t = 10 \text{ mm} ; \quad \gamma_{MS} = 1,25 ;$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min (0,56; 0,64; 2,78; 1) = 0,56$$

$$e_1 = 50 \text{ mm} \quad p_1 = 80 \text{ mm} \quad f_{ub} = 1000 \text{ MPa} \quad d_0 = 30 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{bRd} = 2,5 \times 0,56 \times 27 \times 20 \times 360 / 1,25 = 217,73 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{N_T}{n_b \times n_p} = \frac{228,05}{12 \times 2} = 9,9 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_{vsd} = 9,9 \text{ KN} < F_{bRd} = 217,73 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**4.1. a.3). Vérification de la contrainte de traction dans la semelle :**

$$A_{brute} = b \cdot t_f = 300 \times 19 = 5700,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = (b - 2d) \cdot t_f = (300 - 2 \times 27) \times 19 = 4674,00 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_T}{A_{net}} = \frac{237,7}{4674,00} = 50,85 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**4.1.b. ASSEMBLAGE DES AMES PAR COUVRE-JOINT :**

Ils assurent la transmission de l'effort tranchant et de l'effort normal dans l'âme.

- **Les données :**

- Boulons HR10-9  $\Rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$

- Coefficient de frottement,  $\mu = 0.3$

- $k_s = 1$  (trous nominaux)

- $\gamma_{MS} = 1.25$

- **Le choix des boulons :**

On choisit **8** boulons, **30 mm** de diamètre (**M30**) de classe, **HR .10.9**

$$M30 \Rightarrow d = 30 \text{ mm} \quad \text{et} \quad d_0 = 33 \text{ mm}$$

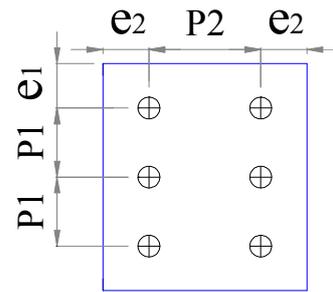
▪ Disposition constructive des boulons :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 39,6\text{mm} \leq e_1 \leq 252\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 72,6\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 49,5\text{mm} \leq e_2 \leq 252\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 99\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$



On choisit une platine de (500 x 300 x 20) mm.

Et on prend :

$$e_1 = 50\text{mm}$$

$$p_1 = 80\text{mm}$$

$$e_2 = 75\text{mm}$$

$$p_2 = 150\text{mm}$$

4.1.b.1). Sollicitations ramenées au centre de rotation O du demi couvre-joint :

$$V_0 = V_{sd} = 80,85\text{KN}$$

$$N_0 = N_{sd} \cdot \frac{h \cdot t_w}{A} = 185,66 \times \frac{390 \times 11}{159} = 50,09\text{KN}$$

$$M_0 = V \cdot e = 14,792 \times 0,08 = 6,46\text{KN.m}$$

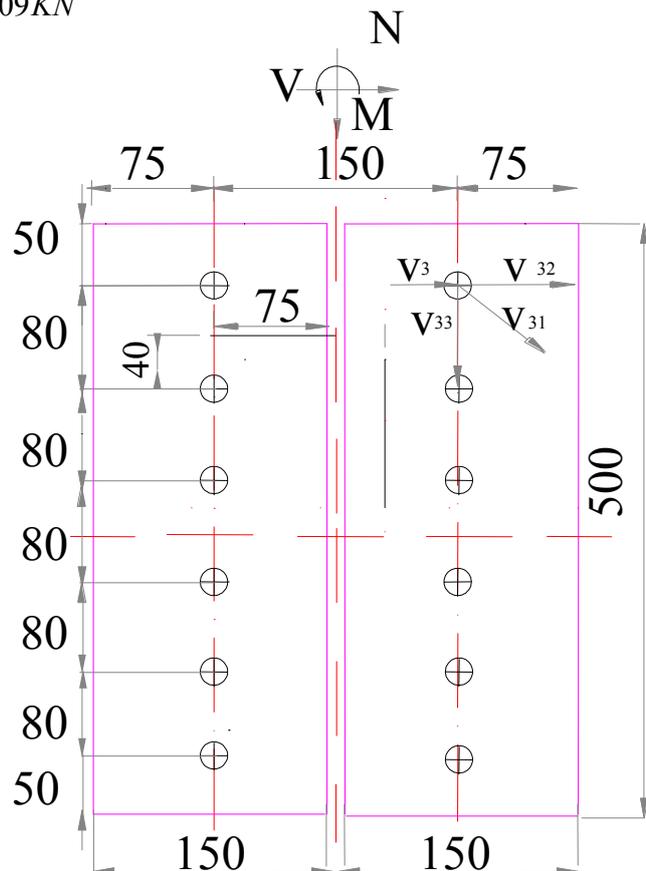
▪ Repérage des boulons :

$$x_i = 40\text{mm}$$

$$y_i = 75\text{mm}$$

$$x_i^2 + y_i^2 = 7225\text{mm}^2$$

$$\sum_{i=1}^4 (x_i^2 + y_i^2) = 28900\text{mm}^2$$



## 4.1.b.2). La valeur de l'effort qui sollicite chaque boulon :

$$V_{i1} = \frac{M_0 \sqrt{(x_i^2 + y_i^2)}}{\sum_{i=1}^4 (x_i^2 + y_i^2)} = \frac{6,46 \times \sqrt{7225}}{28900} = 19,52 \text{ KN}$$

$$V_{i2} = \frac{V_0}{\frac{n_b}{2}} = \frac{80,85}{\frac{8}{2}} = 13,47 \text{ KN} \quad n_b = 8$$

$$V_{i3} = \frac{N_0}{n_b} = \frac{50,09}{8} = 4,17 \text{ KN}$$

Le boulon le plus sollicité est le troisième boulon

■ Composante horizontale de  $\vec{V}$  :

$$V_{x3} = V_{33} + V_{31} \cos \theta = V_{33} + V_{31} \frac{y_3}{\sqrt{(x_3^2 + y_3^2)}}$$

$$V_{x3} = 4,17 + 19,52 \frac{75}{\sqrt{(40^2 + 75^2)}} = 21,39 \text{ KN}$$

■ Composante verticale  $\vec{V}_3$  :

$$V_{y3} = V_{32} + V_{31} \sin \theta = V_{32} + V_{31} \frac{x_3}{\sqrt{(x_3^2 + y_3^2)}}$$

$$V_{y3} = 13,47 + 19,52 \frac{40}{\sqrt{(40^2 + 75^2)}} = 22,65 \text{ KN}$$

■ La résultante :

$$V_3 = \sqrt{(V_{x3}^2 + V_{y3}^2)} = \sqrt{21,39^2 + 22,65^2} = 31,15 \text{ KN}$$

## 4.2). VERIFICATION DES DIAMETRES DES BOULONS :

$$F_p = 0,7 f_{ub} A_s \Rightarrow A_s \geq \frac{V_3 \cdot \gamma_{MS}}{0,7 \cdot m \cdot k_s \cdot \mu \cdot f_{ub}} = \frac{31,15 \times 1,25}{0,7 \times 2 \times 1 \times 0,3 \times 1000} = 92,71 \text{ mm}^2$$

Boulon **M30**  $A_s = 561 \text{ mm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée

## 4.3).VERIFICATION DE LA PRESSION DIAMETRALE :

$$F_{bRd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{MS}$$

Avec :

$$f_u = 360 \text{ MPa} ; \quad d = 30 \text{ mm} ; \quad t = 20 \text{ mm} ; \quad \gamma_{MS} = 1,25 ;$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min (0,51; 0,56; 2,78; 1) = 0,51$$

$$e_1 = 50 \text{ mm} \quad p_1 = 80 \text{ mm} \quad f_{ub} = 1000 \text{ MPa} \quad d_0 = 33 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{bRd} = 2,5 \times 0,51 \times 30 \times 20 \times 360 / 1,25 = 220,32 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{31,15}{2} = 15,57 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_{vsd} = 15,57 \text{ KN} < F_{bRd} = 220,32 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## VI.5. ASSEMBLAGES DES DIAGONALES POUR LES Palées DE STABILITEES:

Profilé : 2L100\*12/12/

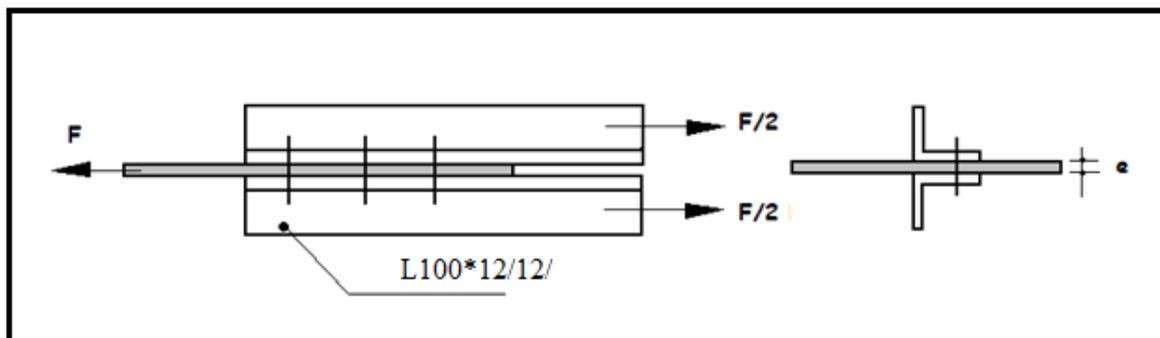


Fig. VI.10.ASSEMBLAGE DE DOUBLES CORNIERES

$$N_{sd} = 310,887 \text{ KN}$$

- Dimensions du gousset:

AB=300mm

AC=300mm

$t_p = 15 \text{ mm}$

Avec:

$a = 5 \text{ mm}$

Les cordons doivent être vérifiés avec la formule suivante :

$$N_1 \leq N = \frac{a \times \sum L \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}$$

• **Vérification du cordon AB :**

$$N_1 = N_{sd} \cdot \cos 52,92 = 187,443 \text{ KN}$$

$$\gamma_{mw} = 1,25$$

$$\sum L = 600 \text{ mm}$$

$$\beta_w = 0,8$$

$$N = \frac{5 \times 600 \times 360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3 - \sin^2 48,81}} = 702,49 \text{ KN}$$

$$N_1 = 187,443 \text{ KN} < N = 702,49 \text{ KN}$$

• **Vérification du cordon AC :**

$$N_2 = N_{sd} \cdot \sin 52,92 = 248,024 \text{ KN}$$

$$\gamma_{mw} = 1,25$$

$$\sum L = 600 \text{ mm}$$

$$\beta_w = 0,8$$

$$N = \frac{5 \times 600 \times 360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3 - \sin^2 52,92}} = 702,49 \text{ KN}$$

$$N_2 = 248,02 \text{ KN} < N = 702,49 \text{ KN}$$

On choisit des boulons de diamètre 22mm (**M22**) de classe **8.8**

$$d=22\text{mm}, d_0=24\text{mm}$$

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 28,8\text{mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 48,4\text{mm}$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 = 33\text{mm}$$

$$p_2 \geq 3d_0 = 66\text{mm}$$

• **Résistance au glissement d'un boulon:**

$$F_s = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{Ms,u}$$

$\mu = 0,3$  : coefficient de frottement des pièces

$K_s = 1,0$  : coefficient fonction de la dimension des trous de perçage

$$\gamma_{Ms,u} = 1,25$$

$n = 2,0$  : nombre de plan de cisaillement

$$f_p = 0,6 f_{ub} \times A_s = 0,6 \times 800 \times 303 = 145,44 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{1 \times 2 \times 0,3 \times 145,44}{1,25} = 69,81 \text{ KN}$$

• **Nombre de boulon :**

$$n = \frac{N_{sd}}{F_s} = \frac{310,887}{69,81} = 4,45$$

Soit  $n=5$

On prend :

$$P_1=50\text{mm}$$

$$e_1=50\text{mm}$$

$$P_2=100\text{mm}$$

$$e_2=75\text{mm}$$

• **Vérification de la pression diamétrale :**

Le gousset est en acier S235 et à une épaisseur de 5mm

$$F_{bRd} = \frac{2.5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

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

$$\alpha = \min \{0,75 ; 0,507 ; 2,22 ; 1\} \quad \text{Donc : } \alpha = 0,507$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times 0,507 \times 360 \times 24 \times 15}{1.25} = 131,41 \text{ KN}$$

$$F_{b.Rd} = 131,141 \text{ KN} \geq F_B = \frac{310,887}{5} = 62,177 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifiée}$$

• **Vérification à la traction :**

Il faut vérifier que :

$$F_{sd} \leq F_T = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$A_s = 84 \text{ mm}^2$$

$$F_T = \frac{0.9 \times 800 \times 303}{1.25} = 174,52 \text{ KN}$$

La vérification est satisfaite car:

$$F_T = 174,52 \text{ KN} \geq F_B = \frac{310,887}{5} = 62,177 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifiée}$$

• **Vérification de la soudure :**

Les suppositions :

On suppose que le moment M est repris uniquement par les cordons de

Soudures 1 et 2.

On suppose que l'effort V est repris par le cordon de soudure 3 ;

Nuance FeE 360

$$\beta_w = 0,8$$

$$\gamma_{MW} = 1,25$$

$$f_u = 360 \text{ MPA}$$

$$L_3 = 76 \text{ mm}$$

$$L_2 = 100 \text{ mm}$$

$$L_1 = 212 \text{ mm}$$

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

$$a = 5 \text{ mm}$$

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

**•Vérification de l'effort tranchant :**

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible ;

$$V \leq V_{adm} = \sqrt{2} \times I_3 \times f_u / \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}$$

Application numérique :

$$V = 1,3 \text{ KN}$$

$$V_{adm} = \sqrt{2} \times 76 \times 5 \times 360 / \sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25 = 1116,96 \text{ kn}$$

$$V < V_{adm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**•Vérification de moment :**

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible :

$$M \leq M_{adm} = \sqrt{2} \times I_s \times f_u / \beta_w \times \gamma_{MW} \times h$$

$$I_s = 2 \times a \times I_1 \times (h / 2)^2 + 4 \times I_2 \times a \times (h / 2 - t_f)^2$$

Application numérique:

$$M = 2,2 \text{ KNm}$$

$$I_s = 8,188 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_{adm} = \sqrt{2} \times 8,188 \times 10^6 \times 360 / 0,8 \times 1,25 \times 100 = 41,686 \text{ KN.m}$$

$$M = 2,2 \text{ K.Nm} < M_{adm} = 41,686 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

## VI.6.pied de poteau :

### VI.6.Introduction

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons. Ces derniers constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

Dans la platine se produisent des sollicitations de flexion, pour absorber cela, les plaques doivent être suffisamment épaisse ou comportent des raidisseurs.

### VI.6.2.Hypothèses de calcul

#### VI.6.2.1. Premier cas : $M^{\max}; N^{corr}$

- Les efforts du poteau

Le poteau le plus sollicité reprend les efforts suivants :

$$- M_{sd} = 82,04 \text{KNm}$$

$$- N = 315,788 \text{KN}$$

- Données

Béton dosé à  $350 \text{Kg} / \text{m}^3$ ;

$$f_{ub} = 20 \text{MPa};$$

$$\phi = 30 \text{mm};$$

Nombre des tiges :  $n = 4$  ;

Le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré  $N$  et un moment de flexion  $M$ , ce qui est équivalent à un effort vertical  $N$  excentré de :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{82,04}{315,788} = 0,2597 \text{m} \Rightarrow e = 25,97 \text{cm}$$

$$D/6 = 49/6 = 8,17 \text{cm} < e$$

Donc le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicité en traction).

### VI.6.1. Les vérifications

#### a) Vérification de la contrainte de compression de béton

$$A = 5,61 \times 2 = 11,22 \text{ cm}$$

$$l = 60,98 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

L'équation de 3<sup>ème</sup> degré en  $h'$  s'écrit alors :

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h'^3 - 27,06h'^2 + 1026,29h' - 71840,53 = 0$$

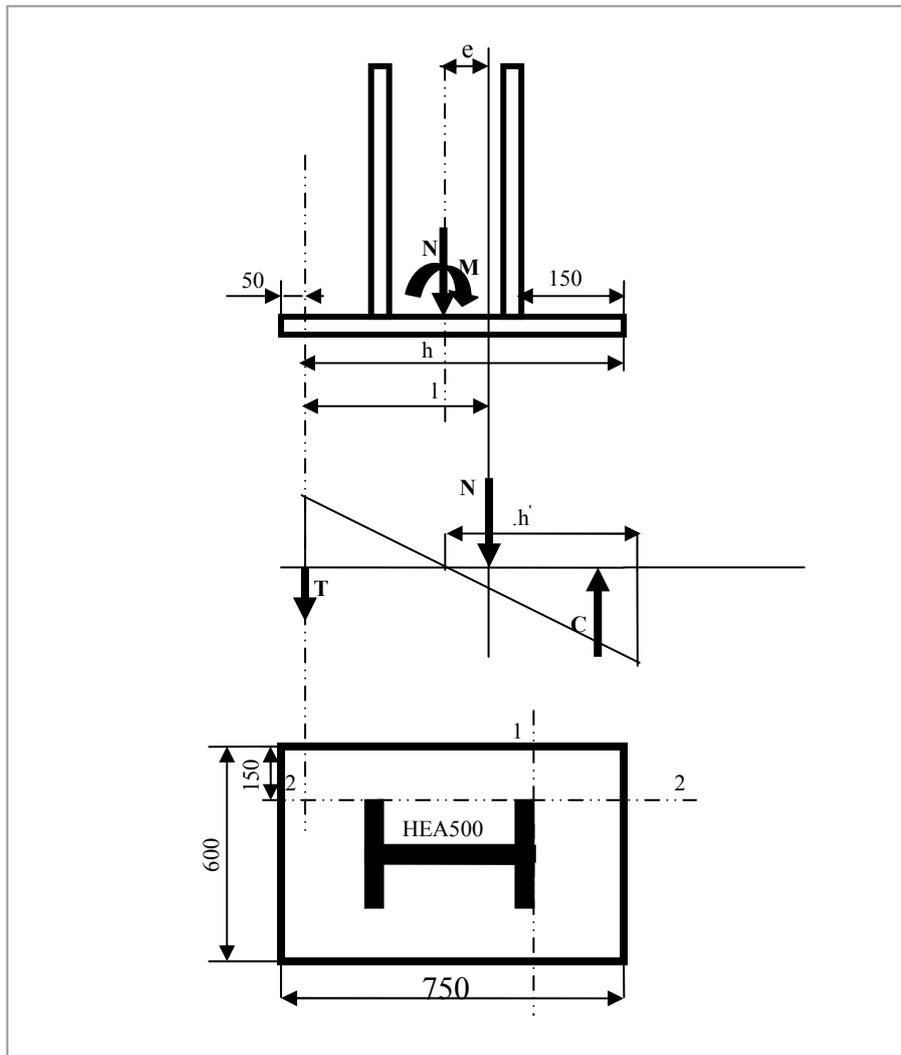
Et a pour solution  $\Rightarrow h' = 42,58 \text{ cm}$

La contrainte de compression dans le béton est alors :

$$\sigma_b = \frac{2N_{sd}l}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{bu}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 315,788 \times 609,8}{600 \times 425,8 \left( 700 - \frac{425,8}{3} \right)} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$2,7 \text{ N/mm}^2 \leq f_{bu} = 20 \text{ N/mm}^2$$



**b) Vérification des goujons à la traction :**

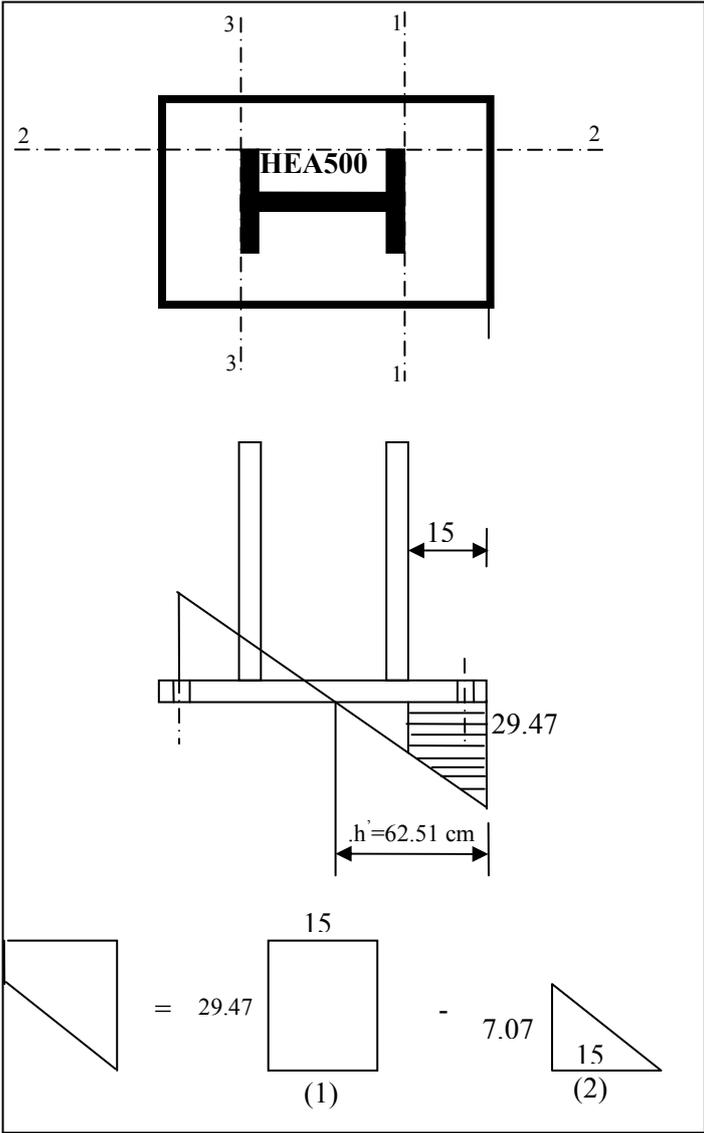
$$\sigma_a = \frac{N_{sd}}{A} \times \frac{(l - h + \frac{h'}{3})}{(h - \frac{h'}{3})} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{3127,88}{11,22} \times \frac{(60,98 - 70 + \frac{42,58}{3})}{(70 - \frac{42,58}{3})} = 26,05 \text{ N/mm}^2 \leq 235 \text{ N/mm}^2$$

Soit :  $1,25\sigma_a = 1,25 \times 26,05 = 32,56 \text{ N/mm}^2 \leq f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

c) Calcul de l'épaisseur de la platine :

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour des poteaux. Telles que les lignes 1-1, 2-2 et 3-3 de la figure suivante.



• **Vérification dans la section 1-1 :**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur  $t$ , sont :

$$M_1 = 2,7 \times 14,19 \times 10^2 \times \frac{0,015}{2} = 14,367 Nm$$

$$M_2 = 1,798 \times \frac{14,19}{2} \times 10^2 \times \frac{0,015}{3} = 6,38 Nm$$

$$M = M_1 - M_2 = 7,98 Nm$$

Le module d'inertie de la platine pour  $b = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$  est :

$$\frac{I}{V} = \frac{t^2}{6}$$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\frac{M}{W_{el}} = \frac{7,98 \times \frac{10^3}{10} \times 6}{t^2} \leq f_y \Rightarrow t^2 \geq \frac{7,98 \times \frac{10^3}{10} \times 6}{235}$$

$$\text{D'où : } t \geq 6,05 \text{ mm} \Rightarrow t \geq 0,605 \text{ cm}$$

• **Vérification dans la section 2-2 :**

Le même raisonnement conduit au moment maximal :

$$M = M_1 = 2,7 \times 14,19 \times 10^2 \times \frac{0,015}{2} = 14,367 N.m$$

$$d'ou : \frac{14,36 \times \frac{10^3}{10} \times 6}{t^2} \leq f_y, \Rightarrow t^2 \geq \frac{14,367 \times \frac{10^3}{10} \times 6}{235}$$

$$\text{soit } t = 6,05 \text{ mm} \Rightarrow t = 0,605 \text{ cm}$$

• **Vérification dans la section 3-3 :**

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment  $\Rightarrow M = 0,063T$

$$T = A\sigma_a = 1122 \times 26,05 = 29228,1N$$

$$\Rightarrow M = 1841,37 N.m$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :  $\frac{1841,37 \times 6}{(50 \times t^2)} \leq f_y$

$$\Rightarrow t^2 \geq \frac{1841,37 \times 6}{50 \times 235}, \text{ soit } t \geq 0,96 \text{ cm}$$

Finalement on choisit une platine d'épaisseur de **1 cm**.

**d) Calcul des tiges d'encrages :**

La tige d'encrage doit être calculée en respectant un certain nombre de condition portant sur :

- la longueur de scellement ( $l_1$ ).
- Le rayon de courbure ( $r$ ).
- Le retour de courbure ( $l_2$ ).
- L'effort admissible  $N_{add} \geq N_{app}$

Et  $l_1 > r > l_2$

**- Effort admissible :**

$$N_{ad} = 0,1 \left( 1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

Avec :

$$g_c = 350 \text{ Kg} / \text{m}^3 = 350 \text{ dan} / \text{m}^3$$

$$\phi = 30 \text{ mm}$$

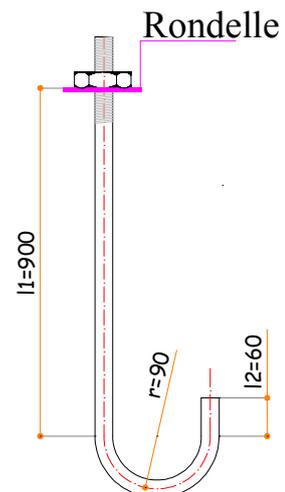
$$l_1 = 20\phi = 600 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2\phi = 60 \text{ mm}$$

$$r = 3\phi = 90 \text{ mm}$$

$$N_{ad} = 0,1 \left( 1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{30}{\left( 1 + \frac{30}{143} \right)^2} (600 + 6,4 \times 90 + 3,5 \times 60)$$

$$N_{ad} = 9801,29 \text{ dan} = 98,01 \text{ KN}$$



**- L'effort N appliqué par une tige :**

$$N_1 = \sigma_a \times A = 60,98 \times 1122 = 29239,32N$$

$$N_1 = 29,24KN$$

par tige on a :

$$N_{aap} = \frac{N_1}{2} = \frac{29,24}{2} = 14,61KN$$

$$N_{aap} = 14,61KN < N_{ad} = 98.01KN \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc le diamètre des tige est un  $\phi 30$

**XI.2.1 Deuxième cas :  $N^{\max}$ ;  $M^{corr}$** 

- Les efforts du poteau

Le poteau le plus sollicité reprend les efforts suivants :

$$- M_{sd} = 7,22KNm$$

$$- N = 3783,58KN$$

- Données

Béton dosé à  $350Kg/m^3$ ;

$$f_{ub} = 20MPa;$$

$$\phi = 30mm;$$

Nombre des tiges :  $n = 4$  ;

Le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré  $N$  et un moment de flexion  $M$ , ce qui est équivalent à un effort vertical  $N$  excentré de :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{7,22}{3783,658} = 0,019mm \Rightarrow e = 0,19cm$$

$$D/6 = 49/6 = 8,17cm < e$$

Donc le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicité en traction).

**VI.6.2. Les vérifications****a) Vérification de la contrainte de compression de béton**

$$A = 5,61 \times 2 = 11,22cm$$

$$l = 35,19cm$$

$$h = 70cm$$

$$b = 60cm$$

L'équation de 3<sup>ème</sup> degré en  $h$  s'écrit alors :

$$h^3 + 3(l-h)h^2 + 90A \frac{l}{b} h - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h'^3 - 104,43h'^2 + 592,247h' - 41457,34 = 0$$

Et a pour solution  $\Rightarrow h' = 102,59 \text{ cm}$

La contrainte de compression dans le béton est alors :

$$\sigma_b = \frac{2N_{sd}l}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{bu}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 3783,658 \times 315,9}{600 \times 1025,9 \left( 700 - \frac{1025,9}{3} \right)} = 1,208 \text{ N/mm}^2$$

$$1,208 \text{ N/mm}^2 \leq f_{bu} = 20 \text{ N/mm}^2$$

### b) Vérification des goujons à la traction :

$$\sigma_a = \frac{N_{sd}}{A} \times \frac{(l - h + \frac{h'}{3})}{(h - \frac{h'}{3})} \leq f_y$$

$$\sigma_a = 18,83 \text{ N/mm}^2 \leq 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Soit : } 1,25\sigma_a = 1,25 \times 18,83 = 23,54 \text{ N/mm}^2 \leq f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

### c) Calcul de l'épaisseur de la platine :

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour des poteaux. Telles que les lignes 1-1, 2-2 et 3-3 de la figure suivante.

#### • Vérification dans la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 12,08 \times 17,1 \times 10^2 \times \frac{0,015}{2} = 154,93 \text{ Nm}$$

$$M_2 = 8,05 \times \frac{34,2}{2} \times 10^2 \times \frac{0,015}{3} = 68,82 \text{ Nm}$$

$$M = M_1 - M_2 = 86,10 \text{ Nm}$$

Le module d'inertie de la platine pour b = 1 cm = 10 mm est :

$$\frac{I}{V} = \frac{t^2}{6}$$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$t^2 \geq \frac{86,1 \times \frac{10^3}{10} \times 6}{235}$$

D'où :  $t \geq 14,8m \Rightarrow t \geq 1,48cm$

• **Vérification dans la section 2-2 :**

Le même raisonnement conduit au moment maximal :

$$M = M_1 = 12,08 \times 17,1 \times 10^2 \times \frac{0,015}{2} = 154,93 N.m$$

$$d'ou : \frac{154,93 \times \frac{10^3}{10} \times 6}{t^2} \leq f_y, \Rightarrow t^2 \geq \frac{154,93 \times \frac{10^3}{10} \times 6}{235}$$

$$soit \quad t = 14,8mm \Rightarrow t = 1,48cm$$

• **Vérification dans la section 3-3 :**

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment  $\Rightarrow M = 0,063T$

$$T = A\sigma_a = 1122 \times 18,83 = 121127,26N$$

$$\Rightarrow M = 1331,01 N.m$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

$$\text{Il faut donc vérifier que : } \frac{1331,01 \times 6}{(50 \times t^2)} \leq f_y$$

$$\Rightarrow t^2 \geq \frac{1331,01 \times 6}{50 \times 235}, \text{ soit } t \geq 0,82cm$$

Finalement on choisit une platine d'épaisseur de **2cm**.

**d) Calcul des tiges d'encrages :**

La tige d'encrage doit être calculée en respectant un certain nombre de condition portant sur :

- la longueur de scellement ( $l_1$ ).
- Le rayon de courbure ( $r$ ).
- Le retour de courbure ( $l_2$ ).
- L'effort admissible  $N_{add} \geq N_{app}$

Et  $l_1 \succ r \succ l_2$

- Effort admissible :

$$N_{ad} = 0,1 \left( 1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

Avec :

$$g_c = 350 \text{Kg} / \text{m}^3 = 350 \text{dan} / \text{m}^3$$

$$\phi = 30 \text{mm}$$

$$l_1 = 20\phi = 600 \text{mm}$$

$$l_2 = 2\phi = 60 \text{mm}$$

$$r = 3\phi = 90 \text{mm}$$

$$N_{ad} = 0,1 \left( 1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{30}{\left( 1 + \frac{30}{143} \right)^2} (600 + 6,4 \times 90 + 3,5 \times 60)$$

$$N_{ad} = 9801,29 \text{dan} = 98,01 \text{KN}$$

- L'effort N appliqué par une tige :

$$N_1 = \sigma_a \times A = 18,83 \times 1122 = 21127,26 \text{N}$$

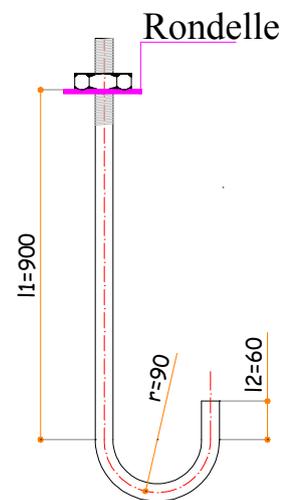
$$N_1 = 21,13 \text{KN}$$

par tige on a :

$$N_{aap} = \frac{N_1}{2} = \frac{21,13}{2} = 10,56 \text{KN}$$

$$N_{aap} = 10,56 \text{KN} < N_{ad} = 98,01 \text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc le diamètre des tige est un  $\phi 30$



## VII-1-: Les escaliers

### VII-1-1: Introduction :

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h). Il compose de plusieurs éléments :

- Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Palier intermédiaire : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Marches : elles peuvent être encastrées entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons.

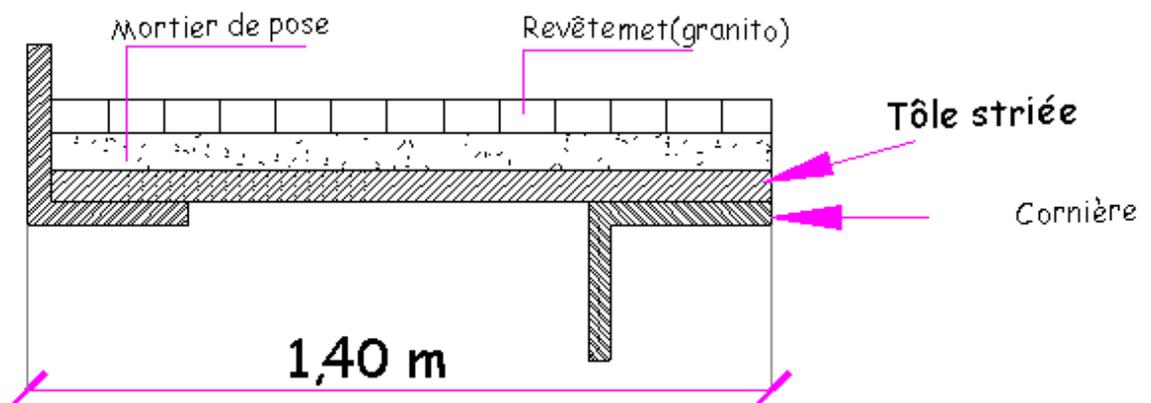
Les escaliers de notre projet sont représentés ci-dessous :

#### • Caractéristiques géométriques:

H: hauteur d'étage	H = 4.08m
h: hauteur de la Marche	h = 17,5 cm
g : giron (largeur de la marche)	g = 30 cm
$59 \text{ cm} < g + 2h = 65 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$	(formule de BLONDEL)
Embranchement = 1,4	
Nombre de contre Marche:	$n = H/h = 22$ contre marche

### VII-1-2: Dimensionnement des cornières: :

#### a. Evaluation des charges :



- Tôle striée	3,14 KN/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose	0,40 KN/m <sup>2</sup>
- Revêtement (granito)	0,40 KN/m <sup>2</sup>
Total	G = 4 KN/m <sup>2</sup>
- Surcharge d'exploitation	Q = 2,5 KN/m <sup>2</sup>

$$q_{sr} = 0,3/2 \times (4 + 2,5) = 0,975 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Donc } q_{sr} = 0,97 \text{ KN / ml}$$

$$q_u = 0,3/2 \times [(1,35 \times 4) + (1,5 \times 2,5)] = 1,4 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Donc } q_u = 1,4 \text{ KN / ml}$$

### b. Dimensionnement du support des marches :

#### • Condition de la flèche :

$$f = \frac{5q_{ser}l^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{5q_{ser}l^3 \times 300}{384E}$$

AN :

$$I \geq \frac{5 \times 0,99 \times 1400^3 \times 300}{384 \times 2,110^5} = 5,8810^4 \text{ mm}^4$$

$$I \geq 5,88 \text{ cm}^4$$

⇒ On opte pour une cornière **L45×45×4,5**, qui a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = I_y = 7,15 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = 2,2 \text{ cm}^3$$

$$A = 3,9 \text{ cm}^2$$

#### c. Vérification :

#### • Condition de résistance :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,4 \times 1,4^2}{8} = 0,343 \text{ KNm}$$

Le moment résistant de la cornière est :

$$M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{2,2 \cdot 10^3 \times 235}{1,1} \times 10^{-6} = 0,47 \text{KNm}$$

$$M_{sd} = 0,343 \text{KNm} \leq M_{el.Rd} = 0,47 \text{KNm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

• Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau = \frac{T \times S}{e \times I_y} \leq \bar{\tau} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau} = \frac{f_e}{\sqrt{3}}$$

S : moment statique

$$T = \frac{q_{ult} \times l}{2} = 0,98 \text{ KN}$$

$$S = e \times a \times \left(d - \frac{e}{2}\right) + e \times \frac{(d - e)^2}{2} = 4,82 \text{ cm}^3$$

$$\tau = 14680,96 \text{KN/m}^2 \leq 135677,31 \text{KN/m}^2$$

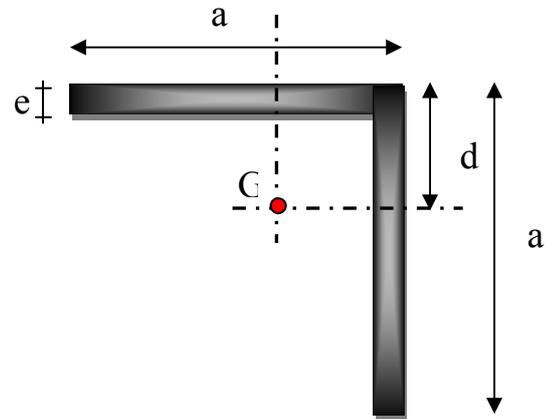


Fig. VII.1. Cornière 45x45x4,5

VII-1-4. Dimensionnement du limon :

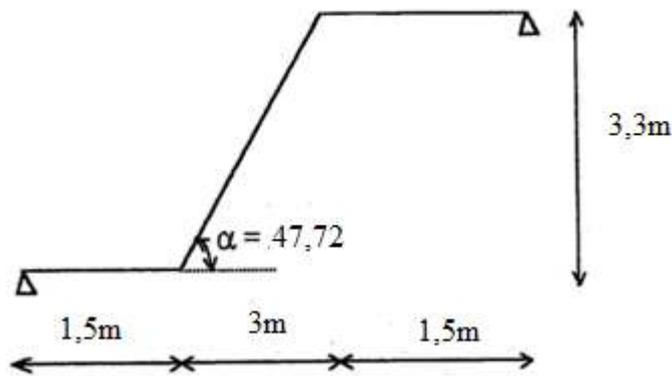


Fig. VII.2. schéma statique de volé

**a. Evaluation des charges et surcharges :**

## • Charges permanentes :

- Poids de la tôle  $0,314 \times 1,5 = 0,471$  KN/ ml
- Poids de revêtements  $0,914 \times 1,5 = 1,371$  KN/ ml
- Poids de la cornière  $0,0306 \times 16 \times 1,5 / 3 = 0,244$

$$G = 2,08 \text{ KN/ml}$$

## • Charge d'exploitation:

$$Q = 2,5 \times 1,4 = 3,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/ml}$$

Chaque limon reprend la moitié de la charge,

$$q_{ult} = 0,7 (1,35 G + 1,5 Q) = 5,64 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = 0,7 (G + Q) = 4 \text{ KN/ml}$$

**b. Prédimensionnement**

## • Condition de la flèche :

$$f = \frac{5q_{ser}l^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$\Rightarrow I_1 \geq \frac{5q_{ser}l^3 \times 300}{384E}$$

AN :

$$I_1 \geq \frac{1500 \cdot 4 \cdot 6000^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5} = 1773,39 \text{ cm}^4$$

$$I_1 \geq 1773,39 \text{ cm}^4$$

$\Rightarrow$  On choisit un **UAP 200**

**c. Vérification :**

## • Vérification a la résistance:

$$M_{sd} \leq M_{crd} \quad \text{telle que} \quad M_{crd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma m_0} \quad \text{et} \quad M_{sd} = \frac{q_{ult} \times l^2}{8}$$

$$\text{D'ou : } M_{crd} = 49,15 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{sd} = 27,99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{sd} = 27,99 \text{ KN.m} < M_{crd} = 49,15 \text{ KN.m} \quad (\text{OK})$$

- **Vérification de L'effort tranchant:**

$$\tau = \frac{T \times S}{a \times I} \quad \text{avec} \quad T = \frac{q_{ult} \times L}{2} = 18,66 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } \tau = 121355,23 \text{ KN/m}^2 < \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 135677 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{ok})$$

Donc: UAP **200** est convenable

## VII.2. FERRAILLAGE DES VOILES

### VII.2. 1.GENERALITES

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

#### Remarque :

Des voiles en acier ont été très rarement utilisés pour des contreventements de structures métalliques (*steel shear walls*) pour des bâtiments de grande hauteur aux Etats-Unis, à la place des traditionnelles diagonales.

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme). Les calculs des voiles Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

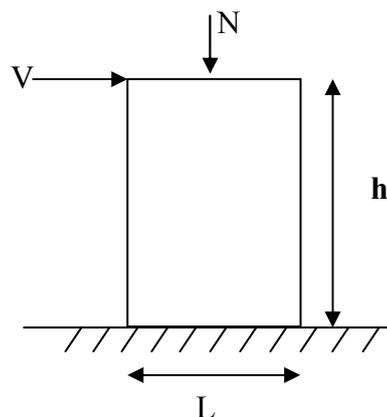
Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

## VII.2.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La *figure 1* montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_v$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

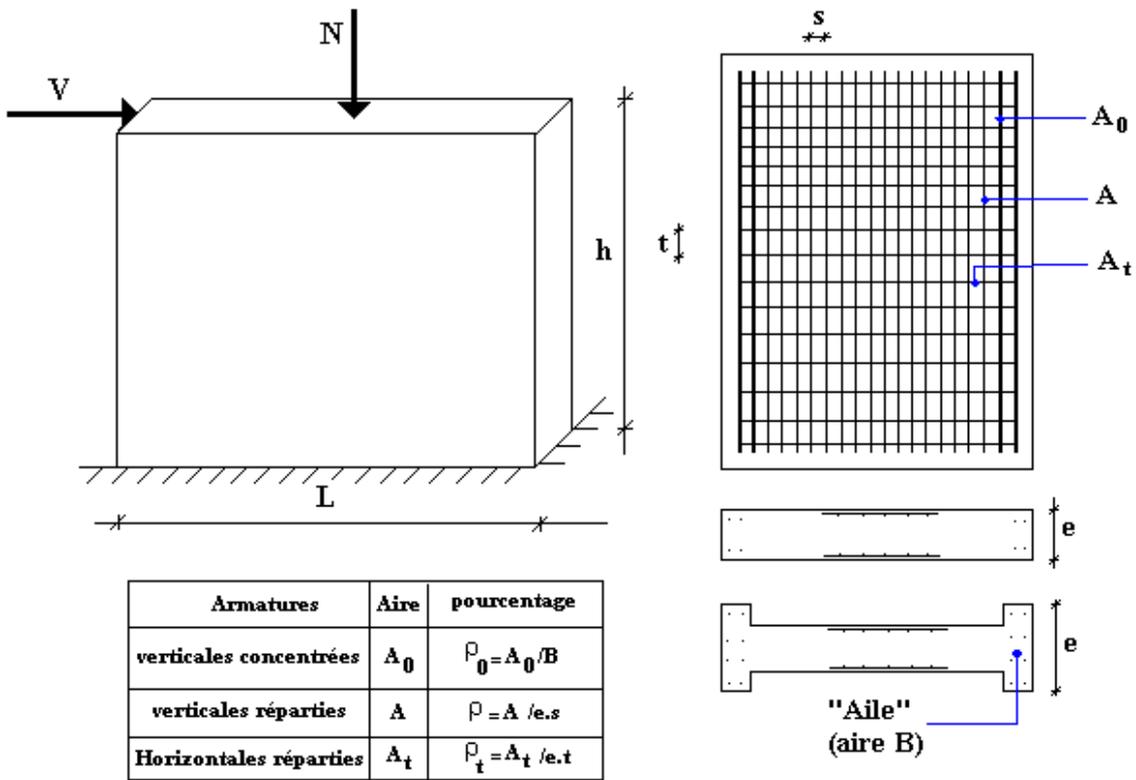


FIGURE.VII4.schema d'un voile plein et disposition du ferailage

### VII.2.3.JUSTIFICATIONS SOUS SOLLICITATIONS NORMALES [11]

#### a. Conditions d'application:

- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 3a$

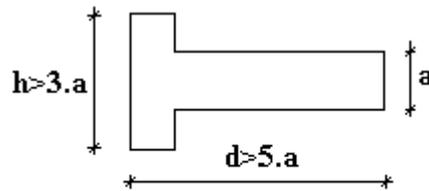


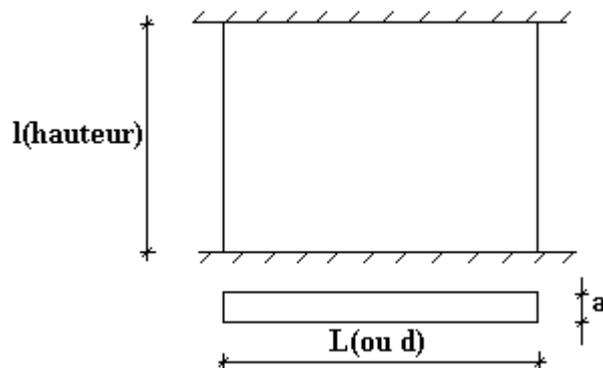
FIGURE.VII.5.definition de l'element mur

#### b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

$l$ : la hauteur libre du mur;

$l_f$ : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

Tableau. VII.1. Valeurs de ( $l_f/l$ )

L'élancement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**c. Effort de compression en ELU :**

Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en ( $b$ )

$a$ : épaisseur du voile

$d$ : longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Nota:**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir [11].

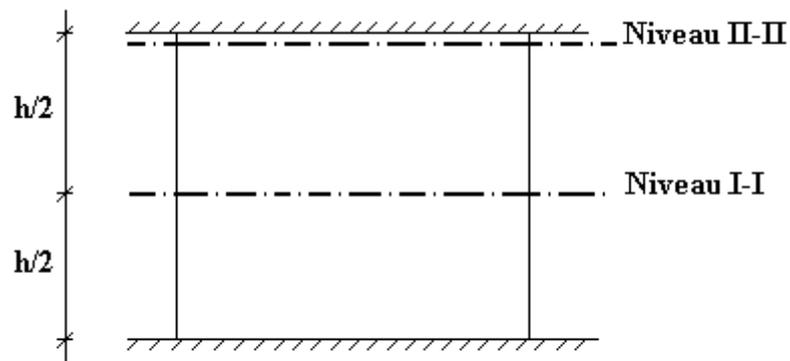
	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
<b>Elancement</b>	$\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<b>Section réduite</b>	$B_r$	$M^2$	$d(a-0,02)$	
<b>Pour <math>\lambda \leq 50</math></b>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
<b>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b>			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
<b>Effort limite ELU</b>	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
<b>Contraintes limites</b>	$\sigma$	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau . VII.2. Calcul de  $\sigma_{u \text{ lim}}$

**Remarque:**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$  que nous appellerons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

**d. Niveaux de vérification**



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**e. Aciers minimaux**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre *a*

**Aciers verticaux, aciers horizontaux**

	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
<b>Pourcentage minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ <p style="text-align: center;"><i>par moitié sur chaque face</i></p> <p><i>Avec : <math>\theta = 1,4</math> pour un voile de rive</i>  <math>\theta = 1</math> pour un voile intermédiaire</p>	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{vMax}}{3} ; 0,001 \right]$ <p style="text-align: center;"><i><math>\rho_{vMax}</math> = le pourcentage vertical de la bande la plus armée</i></p>

**Tableau VII.3.** Aciers verticaux et horizontaux

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

**2. Aciers transversaux** (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\phi_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\ lim}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\phi_t$ )

	<i>Nombres d'armatures transversales</i>	<i>Diamètre <math>\phi_t</math></i>
$\phi_l \leq 12mm$	<i>4 épingles par m<sup>2</sup> de voile</i>	<i>6mm</i>
$12\ mm < \phi_l \leq 20mm$	<i>Reprendre toutes les barres verticales</i>  <i>Espacement <math>\leq 15 \phi_l</math></i>	<i>6mm</i>
$20mm < \phi_l$		<i>8mm</i>

**Tableau . VII.4.** Aciers transversaux

**f. Cisaillement**

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0,05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$ )

**VII.2. 4.PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES TRUMEAUX**

**VII.2. 4.1. INTRODUCTION**

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

**VII.2.4.2.MÉTHODE SIMPLIFIÉE (VARIANTE 2) POUR LES VOILES RECTANGULAIRES**

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes (variante 2), proposé en référence [9].
- Le *DTU 23.1 NF* (ou le *DTR B-C 2.42*) admet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire.

**Nota:**

- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du *SAP 2000* (il s'agit des contraintes  $S_{22}$ )
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.
- D'après [12] les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes importantes de traction (ici G+Q+E) du moment que celles de compression sont très loin de la contrainte du béton armé.

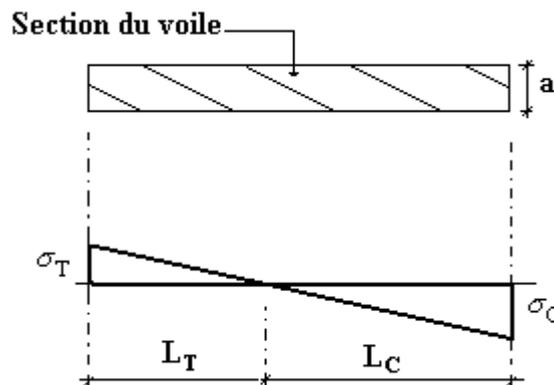
Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{M l_t}{I} & (traction) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (compression) \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

$N$  : effort normal

$M$  : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)



1<sup>er</sup> cas :

Section Entièrement Comprimée : [9]

Le DTU 23.1, art 4.224 permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur

$L_i$  est tel que :

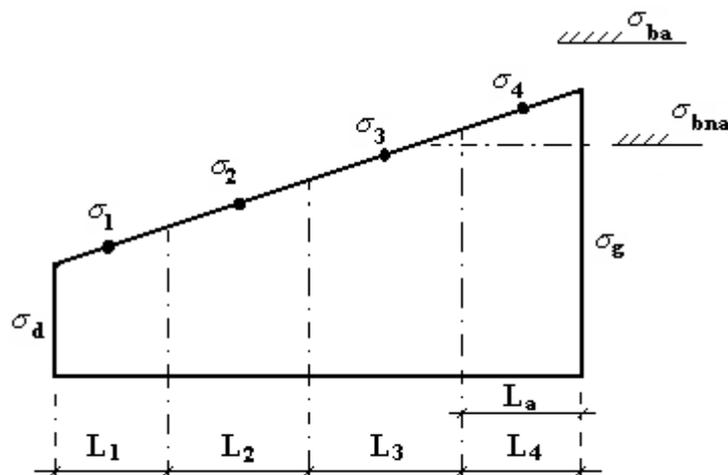
$$L_i \leq \text{Min} \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$L_c$  : Longueur de la zone comprimée.

$\sigma_i$  : Contrainte moyenne de la zone  $i$ .

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé  $\sigma_{bna}$  on ne disposera pas d'aciers de compression.
- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé  $\sigma_{ba}$ , on devra augmenter les dimensions du voile.



Section rectangulaire entièrement comprimée

2<sup>ème</sup> cas :

Section Partiellement Tendue : [9]

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir 1<sup>er</sup> cas.
- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)

Ainsi les contraintes moyennes de traction valent  $\sigma_4$  et  $\sigma_5$  et entraînent une section d'acier :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = b.L_i$  où  $b$  : épaisseur du voile

$\frac{A_s}{S}$  : est réparti sur  $S$

**Exemple :**

Pour une section rectangulaire d'épaisseur  $b$ , et si  $l_t < h_e$  on peut prendre

$$L_4 = L_5 = \frac{L_t}{2}$$

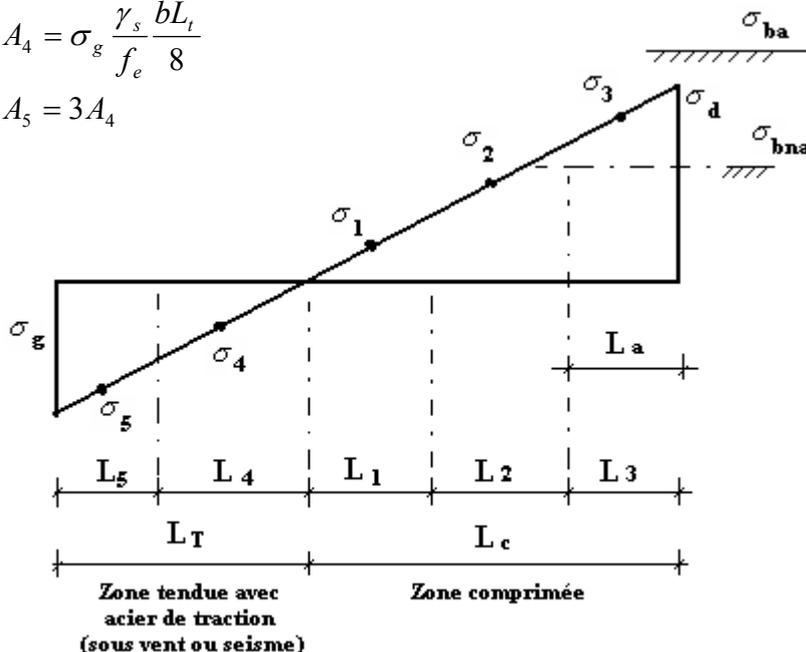
$i = 4 \text{ ou } 5$

$$\Delta_s = b.L_i$$

$$\sigma_4 = 0,25 \sigma_g$$

$$\sigma_5 = 0,75 \sigma_g$$

Ce qui donne : 
$$\begin{cases} A_4 = \sigma_g \frac{\gamma_s b L_t}{f_e 8} \\ A_5 = 3 A_4 \end{cases}$$



Voile partiellement Tendue. découpage en bande.

## VII.2.4.3. ACIERS HORIZONTAUX :

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25 \quad [11]$$

$\tau_u = S_{12}$  est donnée par le *SAP 2000*

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

## VII.2.4.4. ACIERS SUPPLÉMENTAIRES ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

[10]

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques

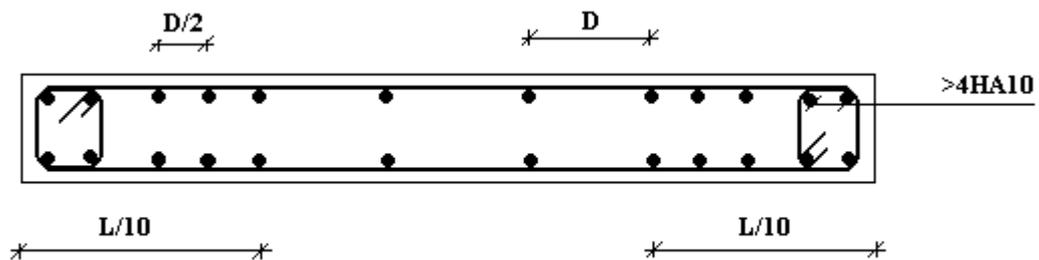
Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm <sup>2</sup>	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

Tableau VII.5. Aciers supplémentaires

### VI.2.4.5. PRÉCONISATION DU RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN (RPA99 VERSION2003)

#### a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $l/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



Disposition des Armatures verticales des voiles

#### b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**c. Règles communes :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile  $0,15\%$
  - En zone courante  $0,10\%$
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**Exemple de calcul :**

Soit le voile de longueur

$$L = 5,4m$$

$$a = 0,20 m \text{ (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,74 m \text{ (hauteur d'étage)}$$

A la base du voile on lit sur le fichier output du **SAP2000**.

$$S_{22} = \sigma_1 = MPa$$

$$S_{22} = \sigma_2 = MPa$$

$$S_{22} = \sigma_2 = MPa$$

$$S_{12} = \tau = 1,084 \text{ MPa}$$

Pour  $S_{12}$  et  $S_{22}$  on lira les valeurs maximales entre les valeurs *top* et *bot*.

• **Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 3,75 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3,75 - 0,45 = 3,3\text{m}$  (0,45m : hauteur de la poutre)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
<b>Longueur de flambement <math>l_f</math></b>	m	$3,47 \times 0,85 = 3.17$	$0,8 \times 3,74 = 2.99$
<b>Elancement <math>\lambda</math></b>		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 54.90$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 51.78$
<b>Coefficient <math>\alpha</math></b>		0.616	0.404
<b>Section réduite <math>B_r</math> (par ml) Avec <math>d = 1,83\text{m}</math></b>	$M^2$	$(a-0,02)l = (0,20-0,02)l = 0,18$	$(a-0,02)l = (0,20-0,02)l = 0,18$
<b>Contraintes limites</b> $\sigma = \frac{N_u \text{ lim}}{a d}$ Avec $d = 1,83\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 11.29 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = 7,37 \text{ MPa}$

Tableau VII 6. Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour l'exemple

**Remarque:**

$\sigma_{ba} = 7,65 \text{ MPa}$  correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de  $B_{et}$

$B_{et} = (0,20) (1) \text{ m}^2$

$A_s = 0,2 \text{ cm}^2 = 2.10^{-4} \text{ m}^2$

- Armatures de traction

- a- Armatures verticales :

Maille	<b>1</b> ( $l_1 = 1,15m$ )	<b>2</b> ( $l_1 = 1,15m$ )	<b>3</b> ( $l_1 = 1,10m$ )
Surface ( $e_v = 30cm$ ) $S_i$ (m <sup>2</sup> )	0.36	0.36	0.36
Contrainte moyenne par maille $\sigma_i$ (MPa) ( $S_{22}$ )	9,6	9,6	9,6
Force de traction $F_t$ (NM)	3,46	3,46	3,46
Section d'acier (cm <sup>2</sup> ) $A_s$	86,4	86,4	86,4
Aciers minimaux (cm <sup>2</sup> ) 1- Selon BAEL: $0,1\%S_{\text{béton}}$	3,5	3,5	3,3
Aciers minimaux (cm <sup>2</sup> ) 2- Selon RPA99: $0,2\%S_{\text{béton}}$	5.4	5.4	5.4
Le choix (sur deux faces en cm <sup>2</sup> )	2x9T25	2x9T25	2x9T25
$S \leq (1.5 e, 30cm)$ $S \leq 30$ cm	15	15	15

Tableau VII.7. Calcul des armatures verticales

- Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) “ RPA99 version 2003 ”

Cette quantité d'acier sera ajoutée Le long des joints de reprise du coulage ;

Maille	1 ( $l_1 = 2m$ )	2 ( $l_1 = 2m$ )	3 ( $l_1 = 2m$ )
Surface (m <sup>2</sup> ) $S_i$	0.36	0.36	0.36
Contrainte moyenne par maille $\sigma_i$ (MPa) ( $S_{12}$ )	1,7	1,7	1,7
Section d'acier (cm <sup>2</sup> ) $A_{vj}$	23,56	23,56	23,56
Le choix (sur deux faces en cm <sup>2</sup> )	2x8T14	2x8T14	2x8T14
$S \leq (1.5 e, 30cm)$ $S \leq 30 cm$	12.5	12.5	12.5

Tableau VII.8. Calcul des armatures de couture

- Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 168mm$$

$$A_{h1} = 2.21cm$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = 57.47cm^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a.l = \frac{0,15}{100} (0,20)(1,83) = 5,4cm^2 \quad [11]$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 57.47cm^2$$

Soit :  $2 \times 10T20 = 11,00 \text{ cm}^2$

Avec :  $S_t = \frac{2000}{10} = 200 \text{ mm}$

On prend :  $S_t = 200 \text{ mm} < S_{t \text{ min}} = 270 \text{ mm}$  vérifié

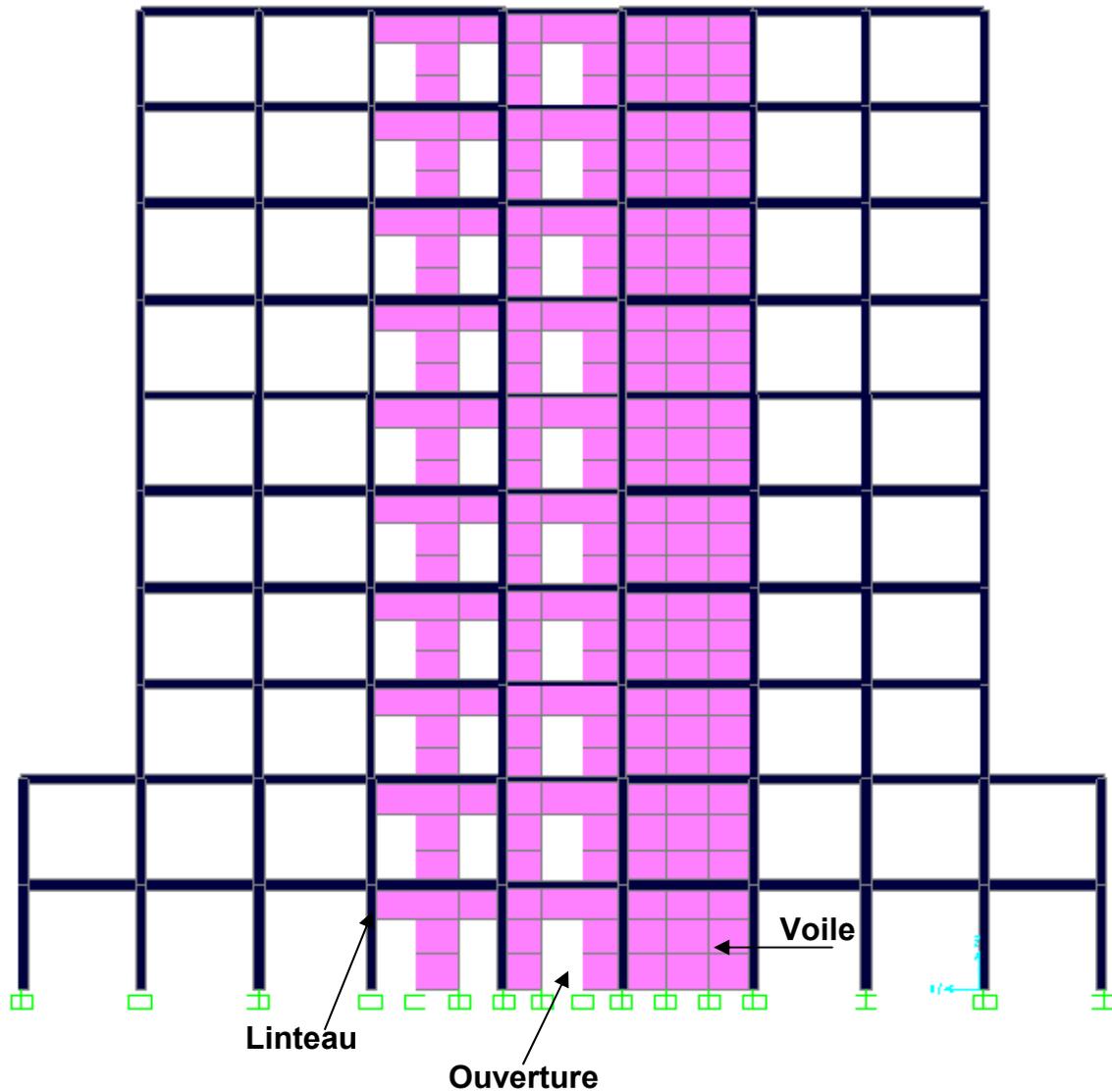


Figure .VI.7. Disposition des voiles

**FERRAILLAGE DU NOYAU central**

VOILE (V <sub>i</sub> )	bande	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	σ <sub>moy</sub> (MPa)	F <sub>t</sub> (MN)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Le choix	A <sub>Vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Du RDC au 1 <sup>er</sup> étage	1	0.36	9,6	3,46	86,4	2x9T25	88,36	25
	2	0.36	8,5	3,06	76,5	2x8T25	78,54	25
	3	0.36	9,4	3,38	84,6	2x9T25	88,36	25
Du 2 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	1	0.36	5,78	2,08	52,02	2x9T20	56,56	25
	2	0.36	5,6	2,02	50,04	2x8T20	50,27	25
	3	0.36	6,28	2,26	56,52	2x9T20	56,56	25
Du 5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	1	0.36	2,7	0,97	24,3	2x4T20	25,13	25
	2	0.36	2,3	0,83	20,70	2x4T20	25,13	25
	3	0.36	3,08	1,11	27,72	2x5T20	31,42	25

**Tableau VII.8..ferraillage du voile 1 du noyau**

VOILE (V <sub>i</sub> )	bande	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	σ <sub>moy</sub> (MPa)	F <sub>t</sub> (MN)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Le choix	A <sub>Vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Du RDC au 1 <sup>er</sup> étage	1	0,36	10,32	3,72	92,88	2x6T32	96,51	25
Du 2 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	1	0,36	6,41	2,31	57,69	2x6T25	58,90	25
Du 5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	1	0,36	2,82	1,02	25,38	2x5T20	31,42	25

**Tableau VII.9.ferraillage du voile 2 du noyau**

VOILE (V <sub>i</sub> )	bande	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	σ <sub>moy</sub> (MPa)	F <sub>t</sub> (MN)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Le choix	A <sub>Vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Du RDC au 1 <sup>er</sup> étage	1	0,36	6,97	2,51	62,73	2x4T32	64,34	25
Du 2 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	1	0,36	4,53	1,63	40,77	2x7T20	43,98	25
Du 5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	1	0,36	1,93	0,69	17,37	2x3T20	18,885	25

Tableau VII.10.ferraillage du voile 3 du noyau

VOILE (V <sub>i</sub> )	bande	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	σ <sub>moy</sub> (MPa)	F <sub>t</sub> (MN)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Le choix	A <sub>Vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Du RDC au 1 <sup>er</sup> étage	1	0,4	8,76	3,5	87,6	2x9T25	88,36	11,11
	2	0,4	8,00	3,20	80	2x5T32	80,42	20
	3	0,4	10,00	4	100	2x7T32	112,59	14,28
Du 2 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	1	0,4	6,33	2,06	51,4	2x6T25	58,90	16,66
	2	0,4	5,40	2,08	52,1	2x6T25	58,90	16,66
	3	0,4	4,67	2,29	57,3	2x6T25	58,90	16,66
Du 5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	1	0,4	4,60	1	24,9	2x4T20	25,13	25
	2	0,4	3,13	0,94	23,4	2x4T20	25,13	25
	3	0,4	2,50	1,02	25,4	2x5T20	31,42	20

Tableau VII.11.ferraillage du voile 4 du noyau

VOILE (V <sub>i</sub> )	bande	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	σ <sub>moy</sub> (MPa)	F <sub>t</sub> (MN)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Le choix	A <sub>Vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Du RDC au 1 <sup>er</sup> étage	1	0,4	6,29	2,52	62,9	2x7T25	68,72	14,28
Du 2 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	1	0,4	2,26	0,9	22,6	2x5T20	31,42	20
Du 5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	1	0,4	1,2	0,48	12	2x4T16	16,08	25

Tableau VII.12.ferraillage du voile 4 du noyau

• ARMATURES DE JOINT DE BETONNAGE (ACIERS DE COUTURE)

VOILE (V <sub>I</sub> )	Maille	$\tau_u$ (MPa)	$A_{Vcal}$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Du RDC au 1 <sup>er</sup> étage	1	1,7	23,56	2x8T14	24,63
	2	0,9	12,47	2x5T14	15,39
	3	0,7	9,07	2x3T14	9,24
Du 2 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	1	1,7	23,56	2x8T12	24,63
	2	1,03	14,28	2x5T12	15,39
	3	0,5	6,93	2x3T14	9,24
Du 5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	1	1,2	16,63	2x6T14	18,47
	2	0,7	9,07	2x3T12	9,24
	3	0,3	4,16	2x2T14	6,16

Tableau VII.13. Calcul des armatures du voile V1 du noyau

VOILE (V <sub>I</sub> )	Maille	$\tau_u$ (MPa)	$A_{Vcal}$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Du RDC au 1 <sup>er</sup> étage	1	0,5	6,93	2x2T16	8,04
Du 2 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup> étage	1	1,09	15,11	2x4T16	16,08
Du 7 <sup>ème</sup> au 12 <sup>ème</sup> étage	1	0,8	11,09	2x3T16	12,06

Tableau VII.14. Calcul des armatures du voile V2 du noyau

VOILE (V <sub>I</sub> )	Maille	$\tau_u$ (MPa)	$A_{Vcal}$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Du RDC au 1 <sup>er</sup> étage	1	0,7	9,07	2x3T14	9,24
Du 2 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup> étage	1	0,8	11,09	2x3T16	12,06
Du 7 <sup>ème</sup> au 12 <sup>ème</sup> étage	1	0,6	8,32	2x3T14	9,24

Tableau VII.15. Calcul des armatures du voile V3 du noyau

VOILE (V <sub>I</sub> )	Maille	$\tau_u$ (MPa)	A <sub>Vcal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Le choix	A <sub>Vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Du RDC au 1 <sup>er</sup> étage	1	1,34	20,64	2x8T14	24,63
	2	0,99	15,25	2x6T14	18,47
	3	1,08	16,63	2x6T14	18,47
Du 2 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	1	1,14	17,56	2x6T12	18,47
	2	0,87	13,40	2x5T14	15,39
	3	0,86	13,24	2x5T14	15,39
Du 5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	1	0,86	13,24	2x5T14	15,39
	2	0,65	10,01	2x4T14	12,32
	3	0,59	9,09	2x4T14	12,32

Tableau VII.16.Calcul des armatures du voile V4 du noyau

VOILE (V <sub>I</sub> )	Maille	$\tau_u$ (MPa)	A <sub>Vcal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Le choix	A <sub>Vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Du RDC au 1 <sup>er</sup> étage	1	3,30	31,98	2x8T16	32,17
Du 2 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup> étage	1	3,43	33,20	2x9T16	36,19
Du 7 <sup>ème</sup> au 12 <sup>ème</sup> étage	1	3,19	30,90	2x8T16	32,17

Tableau VII.17.Calcul des armatures du voile V5 du noyau

• Aciers horizontaux :

Voile	Niveau (m)	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_h$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
V1	0 – 11,25	1,7	2,21	57,97	5,4	57,97	2x10T20	62,83	20
	11,25 – 26,25	1,7	2,21	37,71	5,4	37,71	2x7T20	43,98	20
	11,25 – 48,75	1,2	1,56	20,95	5,4	20,95	2x4T20	25,13	20
V2	0 – 11,25	0,5	0,65	64,34	5,4	64,34	2x4T32	64,34	25
	11,25 – 26,25	1,09	1,42	39,72	5,4	39,72	2x7T20	43,98	25
	11,25 – 48,75	0,8	1,04	20,95	5,4	20,95	2x4T20	25,13	25
V3	0 – 11,25	1,34	6	75,06	2,93	75,06	2x12T20	75,40	8,33
	11,25 – 26,25	1,14	6	39,27	2,49	39,27	2x7T20	43,98	14,28
	11,25 – 48,75	0,86	6	20,95	1,88	20,95	2x6T16	24,13	16,66
V4	0 – 11,25	3,30	6	45,81	3,08	45,81	2x8T20	50,27	12,5
	11,25 – 26,25	3,43	6	20,95	2,6	20,95	2x6T16	24,13	16,66
	11,25 – 48,75	3,19	6	10,72	1,68	10,72	2x4T14	12,32	25
V5	0 – 11,25	0,7	0,91	42,89	5,4	42,89	2x7T20	43,98	25
	11,25 – 26,25	0,8	1,04	29,32	5,4	29,32	2x5T20	31,42	25
	11,25 – 48,75	0,6	0,78	12,57	5,4	12,57	2x5T14	15,39	25

Tableau VII.16. Calcul des aciers horizontaux des voiles du noyau

VII.3. FERRAILLAGE DES LINTEAUX

- Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi-encastés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment  $M$  et un effort tranchant  $V$ . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

- La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.
- Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux, et les trumeaux) dans le béton à ;  $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Ou bien :  $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$  (  $\tau_u^{cal} = S_{12}$  du fichier résultats du **ROBOBAT** )

avec

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

$d$  : Hauteur utile =  $0,9h$ .

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

### VII.3.1. Premier Cas $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts  $M$  et  $V$ )
- On devra disposer :
  - Des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ )
  - Des aciers transversaux ( $A_t$ )
  - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau ( $A_c$ )

#### a. Aciers Longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

avec:  $Z = h - 2d'$

Où

$h$  : Est la hauteur totale du linteau.

$d'$  : Est la distance d'enrobage.

$M$  : Moment dû à l'effort tranchant ( $\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$ )

#### b. Aciers Transversaux

Deux cas se présentent :

$\alpha$ . Premier sous cas : Linteaux Longs ( $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ )

On a : 
$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où :  $S$  : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales,

$A_t$  : Représente la section d'une cour d'armatures transversales,

$Z = h - 2 d'$ ,

$V$  : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ( $\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$ ),

$l$  : Représente la portée du linteau.

$\beta$  - Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts ( $\lambda_g \leq 1$ )

On doit avoir : 
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

avec :  $V = \text{Min} (V_1, V_2)$ ,

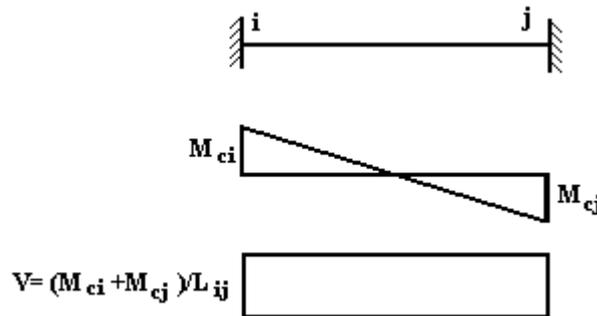
$$V_2 = 2 V_u^{cal},$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} .$$

avec

$M_{ci}$  et  $M_{cj}$  moments “résistants ultimes” des sections d’about à droite et à gauche du linteau de portée  $l_{ij}$  (voir figure suivante) et calculés par :  $M_c = A_t f_e Z$

Où :  $Z = h - 2 d'$



**VII.3.2. Deuxième Cas**

$$\tau_b > 0,06 f_{c28}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts ( $M, V$ ) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l’axe moyen des armatures diagonales  $A_D$  à disposer obligatoirement.

Le calcul de  $A_D$  se fait suivant la formule : 
$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

avec  $tg \alpha = \frac{h - 2d}{l}$  (voir figure)

et  $V = V_u^{cal}$  (sans majoration) ( $\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12}$ )

### VII.3.3. Ferrailage Minimal

$b$  : épaisseur du linteau,

$h$  : hauteur totale du linteau,

$S$  : espacement des armatures transversales.

#### a. Armatures Longitudinales $A_l$ et $A'_l$

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \quad (0,15\%) \quad (\text{avec } A_l \text{ lit inférieur et } A'_l \text{ lit supérieur})$$

#### b. Armatures Transversales $A_t$

- si  $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$

- si  $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

#### c. Armatures de Peau (ou en section courante) $A_c$

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,2%

C'est à dire :  $A_c \geq 0,002bh$  (en deux nappes)

#### d. Armatures Diagonales $A_D$

- si  $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$

- si  $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

### VII.4.1. Linteau de type (01)

Soit le linteau suivant :

$$h = 1,30m$$

$$l = 2,00m$$

$$b = 0,20m$$

On lit à partir du fichier résultats du logiciel **ROBOBAT** :  $S_{12} = \tau_u^{cal} = 2,52MPa$

Les calculs :

- $\tau_b = 3,528MPa$

- $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5MPa \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$

- $\tau'_b = 0,06 f_{c28} = 1,5MPa$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas } N^{\circ}2$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$\triangleright A_l = A'_l \geq (0,0015)(0,20)(1,30)10^4 = 3,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = A'_l = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\triangleright A_c \geq (0,002)(0,20)(1,30)10^4 = 5,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_c = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2 \quad (\text{répartie en deux nappes}) \text{ (soit 2 barres /nappe)}$$

$$\triangleright 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad \text{donc :}$$

$$A_t \geq (0,0025).b.S = (0,0025)(0,20)0(,325)10^4 = 1,625 \text{ cm}^2 \quad \text{car } S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 32,5 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} = 50 \text{ cm} \quad \text{or} \quad S_t = 25 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

$$\triangleright A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{130 - 2(2)}{130} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,21^\circ$$

$$A_D = \frac{(2,52)(0,20)(1,30)}{(2)(400) \sin(32,21)} = 15,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_D = 2 \times 5T14 = 15,39 \text{ cm}^2$$

$$\bullet A_D \geq (0,0015).b.h = 3,9 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \text{ Longueur d'ancrage : } L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{130}{4} + 50(1,4) = 102,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_a = 103 \text{ cm}$$

#### VII.4.2. linteau de type (02)

Soit le linteau suivant :

$$h = 1,13 \text{ m}$$

$$l = 2,00 \text{ m}$$

$$b = 0,20 \text{ m}$$

On lit à partir du fichier résultats du logiciel **ROBOBAT** :  $S_{12} = \tau_u^{\text{cal}} = 2,37 \text{ MPa}$

Les calculs :

$$\bullet \tau_b = 1,4 \tau_u^{\text{cal}} = 3,318 \text{ MPa}$$

- $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5MPa \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$
- $\tau'_b = 0,06 f_{c28} = 1,5MPa$
- $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow$  On est dans le cas N°2

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

➤  $A_l = A'_l \geq 0,0015 (0,20)(1,13)10^4 = 3,39cm^2$

Soit :  $A_l = A'_l = 4T12 = 4,52 cm^2$

➤  $A_c \geq (0,002)(0,20)(1,13)10^4 = 4,51 cm^2$

Soit :  $A_c = 4T12 = 4,52cm^2$  (répartie en deux nappes) (soit 2 barres /nappe)

➤  $0,025 f_{c28} = 0,625 MPa \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28}$  donc :

$A_t \geq (0,0025).b.S = (0,0025)(0,20)(0,282)10^4 = 1,412cm^2$  car  $S_t^{max} = \frac{h}{4} = 28,25cm$

soit :  $A_t = 4T8 = 2,01cm^2$

$S_t = \frac{100}{4} = 25cm$  Or  $S_t = 25 cm < S_t^{max}$

➤  $A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2f_e \sin \alpha}$

avec :  $tg \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{113 - 2(2)}{200} = 0,545 \Rightarrow \alpha = 28,59^\circ$

$A_D = \frac{(2,37)(0,20)(1,13)}{(2)(400)\sin(28,59)} = 13,99cm^2$

soit

$A_D = 2 \times 5T14 = 15,39 cm^2$

- $A_D \geq (0,0015).b.h = 3,39 cm^2$
- Longueur d'ancrage :  $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{113}{4} + 50(1,4) = 98,25cm$   
 $\Rightarrow L_a = 100cm$

### VII.4.3. Linteau de type (03)

Soit le linteau suivant :

$h = 1,30m$

$l = 2,00m$

$b = 0,20m$

On lit à partir du fichier résultats du logiciel **ROBOBAT** :  $S_{12} = \tau_u^{cal} = 1,86MPa$

Les calculs :

- $\tau_b = 2,604MPa$
- $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5MPa \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$
- $\tau'_b = 0,06 f_{c28} = 1,5MPa$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas } N^\circ 2$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$\text{➤ } A_l = A'_l \geq (0,0015)(0,20)(1,30)10^4 = 3,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = A'_l = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } A_c \geq (0,002)(0,20)(1,30)10^4 = 5,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_c = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2 \quad (\text{répartie en deux nappes}) \quad (\text{soit 2 barres /nappe})$$

$$\text{➤ } 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad \text{donc :}$$

$$A_t \geq (0,0025).b.S = (0,0025)(0,20)0,325)10^4 = 1,625 \text{ cm}^2 \quad \text{car } S_t^{max} = \frac{h}{4} = 32,5 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} = 50 \text{ cm} \quad \text{or} \quad S_t = 25 \text{ cm} < S_t^{max}$$

$$\text{➤ } A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{130 - 2(2)}{130} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,21^\circ$$

$$A_D = \frac{(1,86)(0,20)(1,30)}{(2)(400) \sin(32,21)} = 11,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_D = 2 \times 4T14 = 12,32 \text{ cm}^2$$

- $A_D \geq (0,0015).b.h = 3,9 \text{ cm}^2$

- Longueur d'ancrage :  $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{130}{4} + 50(1,4) = 102,5 \text{ cm}$

$$\Rightarrow L_a = 103 \text{ cm}$$

## VII.4.4. linteau de type (04)

Soit le linteau suivant :

$$h = 1,13 \text{ m}$$

$$l = 2,00 \text{ m}$$

$$b = 0,20 \text{ m}$$

On lit à partir du fichier résultats du logiciel **ROBOBAT** :  $S_{12} = \tau_u^{cal} = 1,4 \text{ MPa}$

Les calculs :

- $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal} = 1,96 \text{ MPa}$
  - $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$
  - $\tau'_b = 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$
- $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow$  On est dans le cas N°2

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$\text{➤ } A_l = A'_l \geq 0,0015 (0,20)(1,13)10^4 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = A'_l = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } A_c \geq (0,002)(0,20)(1,13)10^4 = 4,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_c = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad (\text{répartie en deux nappes}) \quad (\text{soit 2 barres /nappe})$$

$$\text{➤ } 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad \text{donc :}$$

$$A_t \geq (0,0025).b.S = (0,0025)(0,20)(0,282)10^4 = 1,412 \text{ cm}^2 \quad \text{car} \quad S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 28,25 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad \text{Or} \quad S_t = 25 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

$$\text{➤ } A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{avec : } \text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{113 - 2(2)}{200} = 0,545 \Rightarrow \alpha = 28,59^\circ$$

$$A_D = \frac{(1,4)(0,20)(1,13)}{(2)(400)\sin(28,59)} = 8,264 \text{ cm}^2$$

soit

$$A_D = 2 \times 3T14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

- $A_D \geq (0,0015) \cdot b \cdot h = 3,39 \text{ cm}^2$

- Longueur d'ancrage :  $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{113}{4} + 50(1,4) = 98,25 \text{ cm}$

$$\Rightarrow L_a = 100 \text{ cm}$$

## VIII.ETUDE DU SOL :

### VIII.1 Introduction :

Il est d'une importance capitale dans tous les travaux s'appuyant sur le sol, donc les travaux publics et de génie civil, de bien connaître le terrain sur le quel on va fonder ou bâtir, c'est lui qui sert de support aux routes, aux ponts, aux barrages, etc....., et c'est donc en premier lieu de sa résistance et de sa stabilité que dépendent la robustesse et la durée de l'ouvrage construit.

La reconnaissance des sols fait appel à différentes techniques de sondage et d'essais sur le site (in situ) et au laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques principales des diverses couches de terrain rencontrées

### VIII.2Reconnaissance géotechnique :

Les travaux de reconnaissance géotechnique consistent en la réalisation des :

- Essais in situ
- Essais de laboratoire

#### VIII.2.1 ESSAIS IN SITU :

La reconnaissance sur site a comporté :

- Une campagne au pénétromètre dynamique.
- Une campagne géologique par sondage carotté.

- Dans la première campagne, huit essais pénétrométriques ont été réalisés.

Ces essais nous ont permis d'avoir une idée sur la résistance du sol à la pénétration et sur son degré d'homogénéité.

- Dans la seconde campagne, un sondage carotté exécuté à l'aide d'une sondeuse "Zif 300"

Ce sondage, d'une profondeur de 10m sous le niveau du sol naturel, nous a permis de connaître avec précision la nature du sol décrite par la carte géologique de la région et de faire des prélèvements d'échantillons de sol afin de réaliser les essais de laboratoire.

#### a. Essais pénétrométriques :

Ces essais sont d'un usage de plus en plus fréquent. Ils sont effectués à l'aide d'appareils comportant une tige métallique terminée par un cône.

Cet équipement est complété par un dispositif mesurant séparément l'effort exercé sur la pointe conique du pénétromètre, fixée à l'extrémité d'un train de tiges, et le frottement latéral exercé sur le fut.

Les résultats obtenus sont traduits sous forme d'un diagramme, portant en abscisses la résistance de pénétration à la pointe  $q_d$  et en ordonnées, la profondeur  $Z$  en m.

**b. Sondage carotté :**

Les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante :

profondeur	Type du sol
0,00m à 1,30m	Gravier, sable et cailloux dans une matrice limono argileuse brunâtre.
1,30m – 7,00m	Alluvions noyé dans une matrice riche en argile avec des passages graveleuses.
7,00m à 8,00m	Alluvion : gravier et sable argilo- limoneux

**Tableau VIII.1 :** résultats de Sondage carotté

**VIII.2.2 ESSAIS DE LABORATOIRE :**

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques des couches rencontrées, différents essais sont effectués au laboratoire sur les échantillons prélevés dans le sol en place à l'aide de carottiers, ces échantillons de terrain, si possible non remanié, sont repérés avec les numéros du sondage correspondant, le niveau de prélèvement sa partie inférieure et sa partie supérieure.

Toutes les précautions sont prises pendant le transport, pour éviter les pertes de fines et conserver l'humidité naturelle de l'échantillon.

Les essais sont effectués dans les plus courts délais de prélèvement par des personnes qualifiées, aptes à interpréter les résultats.

Leur objectif est d'identifier les sols et à cet effet, de déterminer :

- La masse volumique de l'échantillon.
- Détermination des teneurs en eau.
- Les limites d'Atterberg.
- Analyse granulométrique.
- Essais de caillement rectiligne à la boîte de Casa grande (non consolidé, non drainé).
- Essai de compressibilité à l'odomètre.

**a. Classification et détermination des caractéristiques physiques du sol :**

Avant toute interprétation ou calcul, il faudrait présenter un tableau comportant toutes les caractéristiques physiques concernant notre sol.

**\* Les caractéristiques physiques :**

- Les densités sèches  $\gamma_d$  sont comprises entre  $1,77t/m^3$  et  $1,75t/m^3$ .
- Les densités humides  $\gamma_h$  varient entre  $2,05t/m^3$  et  $2,01t/m^3$ .
- Les teneurs en eau  $W$  sont entre 18,9% et 20,50%.
- Poids volumique de grains solide  $\gamma_s=2,70t/m^3$ .

- Les degrés de saturation  $S_r$  des sols analysés varient entre 97% et 100%.

Ceci nous permet de classer les sols comme suit :

- Saturé de 0,00 à 7,00m.
- Saturés au delà de 7,00m.
- L'indice de consistance  $I_c$ , permet de donner une idée sur la structure des sols. Cet indice varie entre 0,544 et 1,04.

Cela signifie que les sols analysés sont très consistants.

Les résultats des caractéristiques physiques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

$$\gamma_h = \gamma_d(1 + W) \quad ; \quad \omega_{sat} = \gamma_\omega \left( \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

$$\gamma_{sat} = \gamma_\omega + \gamma' \quad ; \quad \gamma' = \gamma_d \left( 1 - \frac{\gamma_\omega}{\gamma_s} \right) \quad ; \quad e = \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \right)$$

$$\gamma_s = 2,65t / m^3 \quad ; \quad \gamma_\omega = 1,0t / m^3$$

Prof. (m)	$\gamma_d(t/m^3)$	W(%)	$S_r(\%)$	$\gamma'(t/m^3)$	$\gamma_h(t/m^3)$	e
2,00 – 2,20	1,77	18,90	97,12	1,11	2,05	0,52
7,40 – 7,70	1,66	23,45	100,00	1,04	2,01	0,62
2,00 – 2,30	1,71	20,25	95,19	1,07	2,02	0,57
6,60 – 6,90	1,75	20,50	100,00	1,10	2,03	0,54

**Tableau VIII.2 :** Tableau récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques

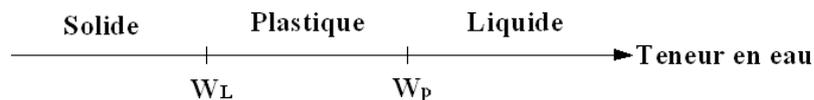
• **Classification des sols selon le système L.C.P.C :**

Classification du **L.C.P.C** (laboratoire central des ponts et chassée).

La classification du **L.C.P.C** repose d'abord sur l'étude de la courbe granulométrique, en tenant compte des abaques de casa grande et les limites d'Atterberg.

Atterberg a défini conventionnellement à partir de la teneur en eau du sol ; les limites de divers états de consistance donnée.

- La limite de liquidité  $W_L$  sépare l'état liquide du plastique.
- La limite de plasticité  $W_P$  sépare l'état plastique du solide.



A partir de  $W_P$  et  $W_L$  on calcul :

$$\begin{cases} I_p = W_L - W_P \\ I_c = \frac{W_L - W}{I_p} \\ I_L = \frac{W - W_P}{I_p} \end{cases}$$

Les résultats concernant la classification des échantillons sont regroupés dans le tableau qui suit :

Sondage	Profondeur (m)	%des éléments en poids ayant un diamètre < 80µm	$W_L$ [%]	$W_P$ [%]	$I_p$ [%]	Classification d'après casagrande
SC1	2,0 -2,2	35	29,0	18,56	10,44	SA : Sable Argileux
	7,4 – 7,7	97	49,0	24,43	24,57	Ap : Argile peu Plastique
SC2	2,0 – 2,3	49	26,4	17,74	8,66	SA : Sable Argileux
	6,6 – 6,9	41	25,0	16,34	8,66	SA : Sable Argileux

**Tableau VIII.3 : Classification du sol selon L.C.P.C**

S.A : Sable argileux.

**b. Essais mécaniques :**

**b.1. Essais de cisaillement rectiligne à la boîte de casa grande :**

L'essai de cisaillement permet de déterminer les caractéristiques géotechniques fondamentales qui sont la cohésion "c" et l'angle de frottement interne "φ".

(On a ; essais de cisaillement : non consolidé, non drainé ⇒ UU)

- Cohésion :  $c_{uu}=0,15\text{bar}$ .
- Angle de frottement :  $10^\circ \leq \varphi \leq 15^\circ$

**b.2. Essais de compressibilité à l'odomètre :**

Cet essai à pour but la détermination des caractéristiques mécaniques relative à la contrainte de pré consolidation ( $\sigma_c$ ) et au coefficient de compression ( $C_c$ ) et le coefficient de gonflement ( $C_g$ ).

- Contrainte de pré consolidation :  $\sigma_c=3,41\text{bars}$ .
- Coefficient de compression :  $C_c=0,16$ .

- Coefficient de gonflement :  $C_g=0,05$ .

Les résultats des essais mécaniques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Profondeur (m)	$\sigma_c$ (bars)	$C_s$	$C_g$	$\phi^\circ$	C (bars)
2,00 à 2,30	/	/	/	15°	0,15
7,40 à 7,90	3,41	0,16	0,05	/	/

**Tableau VIII.4 :** Tableau récapitulatif des résultats des essais mécaniques

**VIII.3 Etude d’homogénéité des caractéristiques physiques et mécanique :**

\* Si :  $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} \leq 10\%$  on prend la moyenne des caractéristiques des différents échantillons.

\* Si :  $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} \geq 10\%$  on prend le minimum des caractéristiques des différents échantillons.

Avec :

$$\lambda: \text{L'écart type } \left( \lambda = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} \right)$$

$$\bar{x} : \text{La moyenne } \left( \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i)}{n} \right)$$

V : Coefficient des différentes caractéristiques.

On trouve les résultats suivants :

Caractéristiques	X	$\lambda$	V (%)	Test	Valeur prise en considération
$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1,723	0,48	2,81	<10%	1,723
W (%)	20,77	1,91	9,22	<10%	20,77
$\gamma'$ (t/m <sup>3</sup> )	1,084	0,30	2,81	<10%	1,084
$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	2,084	0,30	1,44	<10%	2,084
e	0,56	0,035	8,22	<10%	0,56
$\phi$	12,5	3,53	28,28	>10%	12,5
$C_{uu}$ (bar)	0,11	14,14	12,85	>10%	0,11

**Tableau VIII.5 :** Etude d’homogénéité des caractéristiques du sol

**Synthèse du sol :**

Le sol du terrain étudié se compose de deux couches :

-La première couche : formée d'une alternance couches composés de gravier, de sable peu argileux et d'argile limoneuse peu graveleuse, d'une épaisseur moyenne de 7,0m.

-La deuxième couche : constituée d'argile beige.

Le sol est saturé, la nappe d'eau en surface ( $S_r=100\%$ ).

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol homogène sont représentées dans le tableau suivant :

W(%)	$\gamma_d(t/m^3)$	$\gamma'(t/m^3)$	$\gamma_h(t/m^3)$	e	c(bar)	$\Phi$	$\sigma_c(\text{bar})$	$C_c$	$C_g$
20,77	1,72	1,08	2,0	0,56	0,1	12,5	3,41	0,16	0,05

**Tableau VIII.6 :** Caractéristiques physiques et mécaniques du sol homogène

**VIII.4 Capacité portante du sol :**

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.
- Soit à partir des essais in situ.

**a. A partir des essais in situ (pénétromètre dynamiques) :**

A partir des essais de pénétromètre dynamique, la contrainte admissible peut être évaluée

d'après les résultats pénétrométriques en utilisant la formule suivante :  $q_{adm} = \frac{q_d}{F}$

Avec :

$q_d$ : La résistance dynamique en pointe.

F : Coefficient de sécurité.

$$\text{On a : } \begin{cases} q_d = 60 \text{ bars} \\ F = 20 \end{cases}$$

$$q_{adm} = \frac{60}{20} = 3,0 \text{ bars}$$

**b. A partir des essais de laboratoire :**

Le calcul de la capacité portante du sol à partir des caractéristiques mécaniques C et  $\phi$  du sol

sont basé, contrairement au calcul par les essais au P.D.L., sur une approche théorique.

Néanmoins, ce calcul propose plusieurs formules dépendant de plusieurs paramètres, entres autres de la forme de la fondation (rectangulaire ou circulaire), de son ancrage et du type de comportement à court ou à long terme du sol.

Pour notre cas, nous avons calculé la capacité portante du sol en considérant :

-Un comportement à court terme  $\varphi_{uu} = 0$  (c'est le cas le plus défavorable généralement)

- Pour une semelle isolée  $\left(\frac{L}{B} \leq 5\right)$  la pression admissible sous une semelle isolée est donnée par la formule suivante :

$$q_{adm} = \gamma_{sat} D + \frac{5,14 \times C_u \left(1 + 0,3 \frac{B}{L}\right)}{3}$$

$$\begin{cases} C_u = 120 \text{ KPa} \\ \gamma_{sat} = 20,84 \text{ KN} / \text{m}^3 \\ D = 3 \text{ m} \end{cases}$$

$$q_{adm} = 20,84 \times 3 + \frac{5,14 \times 120 (1 + 0,3)}{3}$$

Donc :  $q_{adm2} = 3,29 \text{ bars}$

### VIII.5 Conclusion :

La contrainte admissible que l'on prend est le minimum des deux contraintes :

$$\sigma_{sol} = \text{Min}(q_{adm1} ; q_{adm2}) = 3 \text{ bars.}$$

## IX.1 Généralités sur les fondations :

### IX.1.1. INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

#### IX.1.1.1. FONDATIONS ASSURÉE PAR LES FONDATIONS

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

#### IX.1.1.2. CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

## IX.1.2. CALCUL DES FONDATIONS

Afin de satisfaite la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

$N=N_1$  (de la superstructure) calculé par la combinaison  $[G+Q+E]+N_2$  (sous sol) calculé par la combinaison  $[1,35G+1,5Q]$ .

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés le tableau suivant :

**IX.1. 2.1. SEMELLES ISOLÉES**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de  $A$  sur  $B$  est égal au rapport

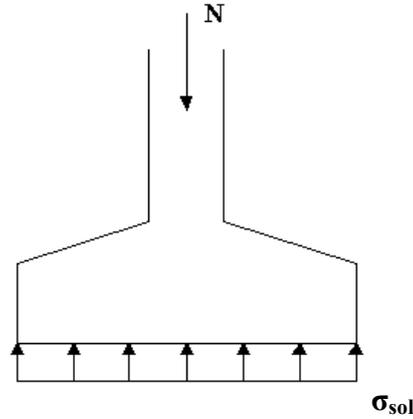
$$a \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

$$A \text{ est déterminé par : } S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$

Avec :

$$A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol}=3,00bars$$



**Figure VIII.1: Semelles isolée sous poteaux**

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

N°	N(kN)	S(m <sup>2</sup> )	A(m)	A <sup>choisie</sup> (m)
347	473,79	1,57	1,25	1,5
349	1122,043	3,74	1,93	2
961	638,929	2,12	1,45	1,5
963	730,96	2,43	1,56	2
965	736,258	2,45	1,56	2
967	702,337	2,34	1,53	2
969	674,706	2,24	1,49	1,5
971	526,012	1,75	1,32	1,5
973	660,51	2,2	1,48	1,5
975	1964,316	6,54	2,55	3
977	2101,481	7	2,64	3
979	2288,503	7,62	2,76	3
981	2290,403	7,63	2,76	3
983	2161,149	7,2	2,68	3
985	1990,702	6,63	2,57	3
987	682,714	2,27	1,5	2

989	710,432	2,36	1,53	2
991	2338,006	7,79	2,79	3
993	2967,087	9,89	3,14	3,5
995	3249,533	10,83	3,29	3,5
997	3252,381	10,84	3,30	3,5
999	3028,874	10,09	3,17	3,5
1001	2087,503	6,95	2,63	3
1003	733,748	2,44	1,56	2
1053	714,834	2,38	1,54	2
1055	2445,707	8,15	2,85	3
1057	2685,24	8,95	2,99	3
1059	4147,751	13,82	3,71	4
1061	3120,928	10,40	3,22	3,5
1063	2756,316	9,18	3,03	3,5
1065	2263,805	7,54	2,74	3
1067	739,515	2,46	1,57	2
1069	710,335	2,36	1,53	2
1071	2308,106	7,69	2,77	3
1073	2655,298	8,85	2,97	3
1075	2528,369	8,42	2,90	3
1077	1637,774	5,45	2,33	2,5
1079	2719,428	9,06	3,01	3,5
1081	2036,582	6,78	2,6	3
1083	733,46	2,44	1,56	2
1085	660,521	2,20	1,48	2
1127	1978,624	6,59	2,56	3
1129	2093,272	6,97	2,64	3
1131	2231,044	7,43	2,72	3
1149	2233,742	7,44	2,72	3
1152	2153,571	7,17	2,67	3
1154	2024,49	6,74	2,59	3
1157	683,525	2,27	1,5	2
1159	472,034	1,57	1,25	1,5

1211	1127,404	3,75	1,93	2
1229	638,869	2,12	1,45	2
1231	731,446	2,43	1,56	2

Tableau IX. 1 : sections des semelles isolée

**Conclusion:**

On remarque qu'il ya pas de chevauchements des semelles alors on opte pour les semelles isolées.

**a. Vérification de la mécanique des sols :**

Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifie que :  $L_{min} \geq 1,5 \times B$ .

Tel que Lmin est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

On a  $L_{min} = 5,1m \geq 1,5 \times 4 = 6m$  .....non vérifiée

on passe alors a l'étude des semelles filantes.

**IX1.2.2. Semelle filante :**

Pour assures la validité de la semelle filante on choisit un file des poteaux le plus sollicités.

**a) - valeur des efforts transmis à la semelle :**

**ELS :**

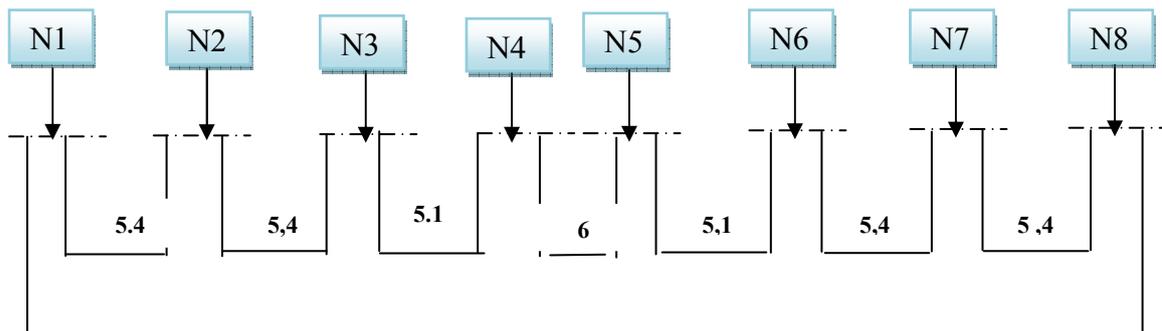


figure IX. 2: Vus en coup d'une semelle filante.

L'effort normal supporter par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit:

Sens x								
semelle	N <sub>T</sub> (KN)	L(m)	e(m)	S(m <sup>2</sup> )	PTS(KN)	B(m)	h <sub>i</sub> (m)	h <sub>tmin</sub> (m)
SF1	5303.87	40.4	1	17.67	976.8	1	0.5	1.46
SF2	14161.98	40.4	1	47.20	2596	1.5	0.5	1.46
SF3	17387.78	40.4	1	57.96	3359.36	2.5	0.5	1.46
SF4	18782.89	40.4	1	62.60	3443	2.5	0.5	1.46
SF5	18203.65	40.4	1	60.67	3336.85	2.5	0.5	1.46
SF6	14222.87	40.4	1	47.41	2667.55	1.5	0.5	1.46
SF7	5303.14	40.4	1	17.67	971.85	1	0.5	1.46

tableau VIII 2 :sections des semelles filantes

**Conclusion :**

On remarque qu’il ya pas de chevauchements des semelles alors on opte pour les semelles filante

**a. Vérification de la mécanique des sols :**

Vérification de l’interférence entre deux semelles :

Il faut vérifie que :  $L_{min} \geq 2.5 \times B$ .

Tel que Lmin est l’entre axe minimum entre deux poteaux.

**On a**  $L_{min} = 5,1m \geq 2.5 \times 2.5 = 6.25m$  .....non vérifiée

Donc il est recommandé d'opter pour un radier général

**IX.1.2.3. Radier général :**

**IX.1.2.3.1.Introduction :**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux

**IX.1.2.3.2. Surface nécessaire :**

La surface occupée par l'ouvrage : 492.53 m<sup>2</sup>  
 Débord de 50 cm pour chaque coté.  
 La section totale du radier est de : 1339.01 m<sup>2</sup>

**IX.1.2.3.4. Pré dimensionnement de radier :****a. Dalle:**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

**1. Condition forfaitaire: \_\_Conception et calcul des structures de bâtiment ; Henry Thnier**

(tome 1 ; tome 2): 
$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :  $L_{\max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 6m \Rightarrow 24cm \leq h_1 \leq 30cm \rightarrow h_1 = 30cm$$

**2. Condition de la raideur:**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante: 
$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec:

$I$ : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

$E$ : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E = 20000MPa$ ).

$b=1$ : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ( $b=1m$ ).

$K$ : Coefficient de raideur du sol ( $0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour  $K$  les valeurs suivantes :

$K=0,5[kg/cm^3] \rightarrow$  pour un très mauvais sol.

$K=4[kg/cm^3] \rightarrow$  pour un sol de densité moyenne.

$K=12[kg/cm^3] \rightarrow$  pour un très bon sol.

On aura: 
$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left( \frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 13.69cm$$

$$\Rightarrow h_2 = 15cm$$

**3. Condition de cisaillement:**

Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec:  $T_u = \frac{qL}{2}$  ;  $q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$

$$N_u = 127649.5 \text{ kN}$$

$$L = 6 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 12.70 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_3 = 13 \text{ cm}$$

### Conclusion:

$$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2 ; h_3) = 30 \text{ cm}$$

On prend:  $h = 40 \text{ cm}$ .

### b. Nervures:

#### 1. Condition de coffrage: (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 60 \text{ cm}$

#### 1. La hauteur des nervures:

##### 1.1. Condition de poinçonnement:

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h_4 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$N_u$ : Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u = 2436.61 \text{ kN}$ )

$U_c$ : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ( $U_c = 2[(a+b)+2h]$ )

$A, b$  : Dimensions du poteau du sous sol (HEB450).

$$N_u \leq 0,045(4a+4h) h \cdot f_{c28} \Rightarrow h_1 \geq 30.26 \text{ cm}$$

##### b.2. Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a :  $L_{\max} = 6 \text{ m}$

$$\Rightarrow 40 \text{ cm} < h_2 < 60 \text{ cm}$$

On prend:  $h_2 = 55 \text{ cm}$

**Conclusion:**

$$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 55 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 60 \text{ cm}$

**Résumé :**

Épaisseur de la dalle du radier  $h = 40 \text{ cm}$

Les dimensions de la nervure:  $\begin{cases} h_N = 80 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$

**IX.1.2.3.4. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER****Position du centre de gravité:**

$$x_G = 13,13 \text{ m}$$

$$y_G = 8,84 \text{ m}$$

**Moments d'inertie:**

$$I_{xx} = 16157,89 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 14625,10 \text{ m}^4$$

**IX.1.2.3.5. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec:

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

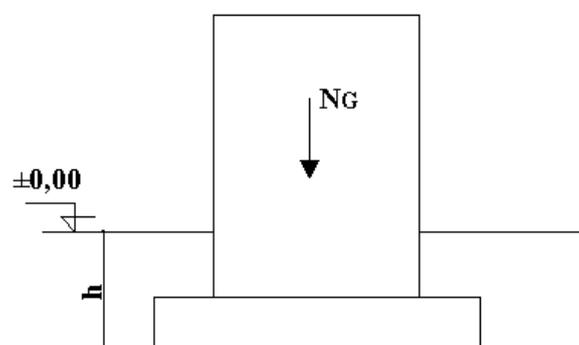
$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec:  $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.



**Figure VIII.3: Schéma statique du bâtiment**

**Sens x-x:**

$\sum M_0 = 132233,6815 \text{ kNm} ; V_0 = 5753,323 \text{ kN} ; h = 5.44 \text{ m}$   
 Donc:  $M_R = 163531.75 \text{ kNm}$

$N = 130861,01 \text{ kN}$   
 $M_s = N \cdot X_G = 2498136.68 \text{ kNm}$

$\frac{M_s}{M_R} = 18.89 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**Sens y-y:**

$\sum M_0 = 122904,129 \text{ kNm} ; V_0 = 5482,689 \text{ kN} ; h = 5.44 \text{ m}$   
 Donc:  $M_R = 152729.89 \text{ kNm}$

$N = 130861,01 \text{ kN}$   
 $M_s = N \cdot Y_G = 2093776.16 \text{ kNm}$

$\frac{M_s}{M_R} = 13.7 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**Conclusion:**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

**IX .2.3.6. CALCUL DES CONTRAINTES**

$\sigma_{sol} = 3 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par:

**a. Sollicitation du premier genre:**

À l'ELS:  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{130861.01}{1339.6} = 97.68 \text{ kN} / \text{m}^2$   
 $\sigma_{ser} = 97.68 \text{ kN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 300 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**b. Sollicitation du second genre:**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )  
 Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

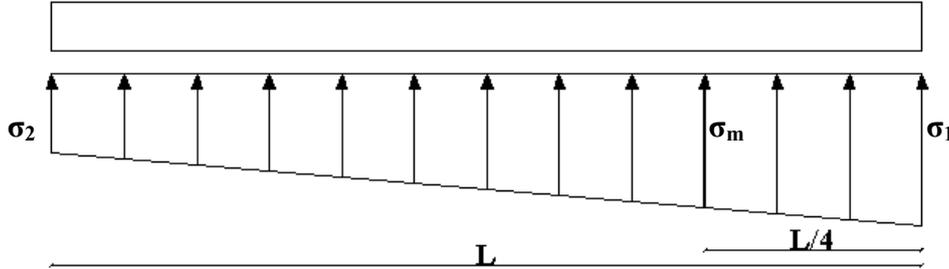


Figure VIII.4: Contraintes sous le radier

On vérifie que:

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol} \quad (1)$$

**ELU:**

$$N_u = 180127.42 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	134.77	90.22	123.63
<b>Sens y-y</b>	130.66	89.66	120.41
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$$

Tableau IX.: Contraintes sous le radier à l'ELU

**ELS:**

$$N_{ser} = 130861.01 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	98.03	80.33	93.60
<b>Sens y-y</b>	80.05	68.23	77.09
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Tableau IX.4: Contraintes sous le radier à l'ELS

**Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**c. Détermination des sollicitations les plus défavorables:**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes:

**ELU:**

$$\sigma_u = \sigma \left( \frac{L}{4} \right) = 123.63 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**ELS:**

$$\sigma_{ser} = \sigma \left( \frac{L}{4} \right) = 93.60 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**IX.8. Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher. La fissuration est considérée préjudiciable.

**a. Ferrailage de la dalle du radier:****• 1. Détermination des efforts:**

Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.

Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

**1.1. Panneau de rive:**

- Moment en travée :
  - $M_{tx} = 0,85 M_x$
  - $M_{ty} = 0,85 M_y$
- Moment sur appuis:
  - $M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$  (appui de rive)
  - $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$  (autre appui)

**1.2. Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée:

$$M_{tx} = 0,75M_x$$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- Moment sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$$

Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens

Moment en travée:  $M_t = 0,85 M_0$

Moment sur appuis:  $M_a = 0,5 M_0$

Avec:  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

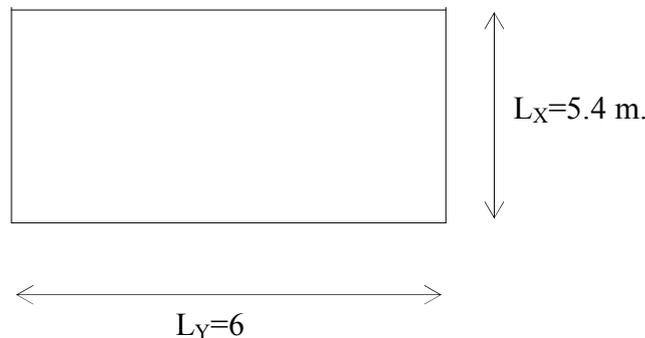
### 3. Valeur de la pression sous radier :

- ELU:  $q_u = \sigma_u^m \times 1 = 123.63 \text{ kN / m}$

- ELS:  $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1 = 93.6 \text{ kN / m}$

#### 1. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.



Panneau de la dalle du radier

#### Moment en travée et sur appuis à l'ELU ( $v = 0$ ) :

Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.

Rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

#### 2. Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voir annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25MPa$  ;  $f_{t28}=2,1MPa$  ;  $\sigma_{bc}=14,17MPa$  ;  $f_e=400MPa$  ;  $\sigma_s=348MPa$  ;  $b=100cm$  ;  $h=30cm$   
avec:  $d = 0,9h = 27cm$

	Sens	$M_u(kNm)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	144.45	0.078	0.1016	34.53	12.02	6T20	12.57	16
	y-y	128.78	0.069	0.090	34.69	11.73	6T16	12.06	17
Appui	x-x	72.22	0.039	0.050	35.28	5.88	4T16	8.04	25

Tableau IX.5: Ferrailage des panneaux du radier

**Espacement:**

$$Esp \leq \text{Min}(3h;33cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(90cm;33cm) = 33cm$$

**Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25cm < 33cm$$

On opte  $S_t=25cm$

**Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 cm < 33cm$$

On prend  $S_t=17 cm$

**.CONDITIONS EXIGEES PAR LE RPA99/version 2003:[2]**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 30 = 3cm^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 30 = 3 cm^2$$

Choix des barres : **8HA10/ml** soit  $A_s=6,28cm^2/ml$ . Avec  $S_t=10cm$ .

**3. Vérifications nécessaires :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26cm^2 < 12,06cm^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes à l'LES :

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	105.79	12.57	4.7	15	173.2	240	OK
	y-y	82.87	12.06	4.61	15	209.3	240	OK
Appuis	x-x	62.22	8.04	4.22	15	232.8	240	OK
	y-y							

Tableau IX .6 : Vérification des contraintes

IX.9. Ferrailage des nervures :

1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire [BAEL91 modifier 99]

On a :  $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée :  $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis :  $M_t = 0,50M_0$

2. Calcul des armatures :

$b=60cm$  ;  $h=80cm$  ;  $d=72cm$

Sens porteur (x-x) :

$L=6 m$  ;  $P=123.63 kN/ml$

	$M_u(kNm)$	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	472.88	0,107	0,141	67.71	20	4T20+4T16	20.10
Appuis	278.16	0,062	0,081	69.65	11.47	4 T 16	12.06

Tableau IX .7 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

Sens non porteur (y-y) :

$L=5.4 m$  ;  $P=123.63 kN/ml$

	$M_u(kNm)$	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	383.03	0.086	0.113	68.72	16.01	8 T 16	16.08
Appuis	225.31	0.0510	0.065	70.12	9.23	6T 16	9.24

Tableau IX .8 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

3. Vérifications nécessaires :

• Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,91 \text{ cm}^2 < 9,04 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

• Vérification des contraintes à l'ELS:

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	358.02	20.10	7.04	15	206.14	240	OK
	y-y	289.99	16.08	6.38	15	225.23	240	OK
Appuis	x-x	210.6	12.06	5.35	15	223.4	240	OK
	y-y	170.58	9.24	4.93	15	235	240	OK

Tableau IX .9: Vérification des contraintes

• Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{123 \cdot 63 \cdot 6}{2} = 370,89 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{370,89 \cdot 10^3}{600 \times 540} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \quad \text{Vérifie}$$

4. Armatures transversales :

• BAEL 91 modifié 99 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 19,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40,0 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) = 0,42 \text{ MPa}$$

• RPA99 version 2003 :

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,60 \text{ cm}$$

$f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\tau_u = 0,85 \text{ Mpa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$  ;  $b = 60 \text{ cm}$  ;  $d = 72 \text{ cm}$

On trouve :

$S_t = 10 \text{ cm}$  ..... Zone nodale.

$S_t = 25 \text{ cm}$  ..... Zone courante.

$$A_t \geq 10,2 \text{ cm}^2$$

On prend : 10T12 = 11,31 cm<sup>2</sup>

**IX.10. Ferrailage des débords :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 0,5 \text{ m}$ , le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de  $1 \text{ m}$  à l'ELU.

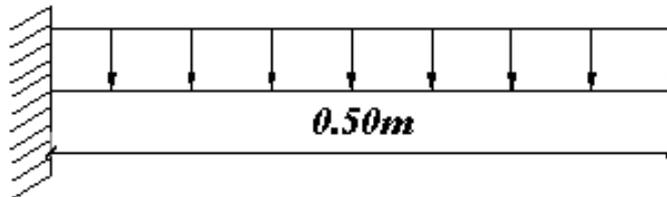


Figure IX .5. Schéma statique du débord

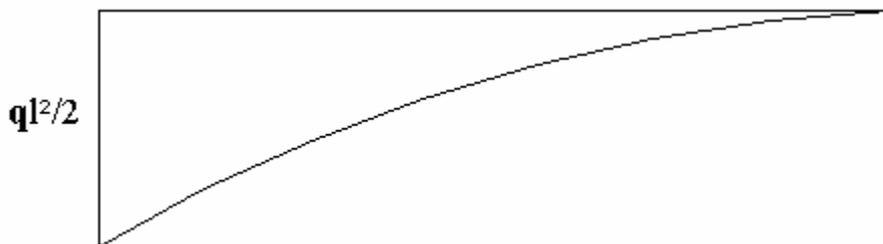


Figure IX.6. Diagramme des moments

**a. Calcul de ferrailage :**

$q_u=123.63\text{kN/ml}$ ,  $b=100\text{cm}$ ,  $h=50\text{cm}$ ,  $f_{c28}=25\text{MPa}$ ,  $\sigma_{bc}=14,20\text{MPa}$ .

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 15.45 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0053$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0067$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 48.78\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 0.9\text{cm}^2$$

On adopte:  $5T8=2.51\text{cm}^2$

On opte  $S_t=20\text{cm}$

**b. Condition de non fragilité:**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43\text{cm}^2 < 2.51\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{non V\'erifi\'e}$$

Donc :

$$A_s^{\min} = 5.43$$

On adopte:  $6T12=6.79\text{cm}^2$

On adopte  $S_t=17\text{cm}$

**c. Armature de r\'epartition:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.69\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3.39\text{cm}^2$$

On adopt\'e  $4T10=3.14\text{cm}^2$ ,  $S_t=25\text{cm}$

**d. V\'erification des contraintes \`a l'ELS:**

$$q_{ser}=85.17 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 11.65\text{kNm}$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240\text{MPa} \quad (\text{Fissuration pr\'ejudiciable})$$

Les r\'esultats sont donn\'es dans le tableau suivant:

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	V\'erification
11.65	6.79	9.83	15	150.13	240	OK

**Tableau IX .10:** V\'erifications des contraintes du b\'eton et d'acier

## IX .2. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

### IX.2.1. INTRODUCTION

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

### IX .2.2. PRÉDIMENSIONNEMENT

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 modifié en 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous
  - ✓ Epaisseur  $e \geq 15$  cm
  - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - ✓ La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec B Section du voile.

### IX .2.3. ÉVALUATION DES CHARGES

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3,3 - 0,55 = 2,75 \text{ m} ; L_y = 5,50 \text{ m.}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

**BAEL91 modifié 99**, la charge de poussées des terres est données par

$$Q = A.\gamma.H$$

Avec

Q = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A = Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$\gamma$  = Poids spécifique des terres ( $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$ ).

H = Hauteur du voile (H=2,72m).

$$\varphi = 12^\circ 5 \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,644$$

$$\text{Donc } Q = A.\gamma.H = 35,03 \text{ kN} / \text{ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 47,29 \text{ kN} / \text{ml}$$

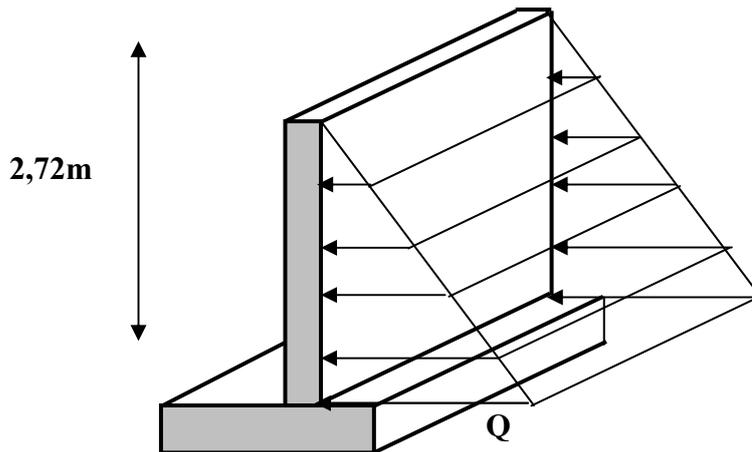


Fig. IX .7. Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

**IX .2.4. EFFORT DANS LA DALLE**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2,72}{6} = 0,45 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1036 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 36,25 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 9,06 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moment en travée**  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 30,81 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 7,70 \text{ kNm} \end{cases}$
- **Moment sur appuis**  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 18,12 \text{ kNm}$

**IX.2.5. CALCUL DU FERRAILLAGE**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ;$$

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	36,25	0	6,10	6T12	6,79	15
	y-y	9,06	0	1,51	4T10	3,14	25
<b>Appuis</b>	x-x	18,12	0	2,95	4T10	3,14	25
	y-y						

Tableau IX .11 : Ferrailage du voile périphérique

**IX .2.6.CONDITIONS EXIGEES PAR LE RPA99/version 2003:[2]**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100.25 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100.25 = 2,5 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **8HA10/ml** soit  $A_s=6,28\text{cm}^2/\text{ml}$ . Avec  $S_t=10\text{cm}$ .

**IX .2.7. CONDITION DE NON FRAGILITÉ**

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30 cm

$$(12 \leq e \leq 30) \text{ (cm)}.$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$  pour les barres de FeE400

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \left( 3 - \frac{2,72}{6} \right) \frac{100.18}{2} = 1,83\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44\text{cm}^2 \end{cases}$$

- En travée  $\begin{cases} A_x = 6,79\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,83\text{cm}^2 \\ A_y = 1,57\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,44\text{cm}^2 \end{cases}$

Sur appuis  $\begin{cases} A_x = 3,14\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,83\text{cm}^2 \\ A_y = 3,14\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,44\text{cm}^2 \end{cases}$

**IX.2.8. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT**

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 67,46\text{kN} \quad \text{et} \quad T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 42,87\text{kN} \Rightarrow T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 67,46\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{67,46 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,37\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfifiée}$$

**IX.2.9.VÉRIFICATION À L'ELS**

**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,45 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1036 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 26,85 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 6,71 \text{ kNm} \end{cases}$$

$Q_{ser} = 12,74 \text{ kN / ml}$

- **Moment en travée**  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 22,82 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 5,70 \text{ kNm} \end{cases}$
- **Moment sur appuis**  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 13,42 \text{ kNm}$

**b. Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	26,82	1,51	4,87	15	182,7	201,3	OK
	y-y	5,70	4,47	2,04	15	149,2	201,3	OK
<b>Appuis</b>	x-x	13,42	2,95	3,44	15	179,3	201,3	OK
	y-y							

**Tableau IX.12 : Vérification des contraintes à l'ELS**

**c. Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément [3]

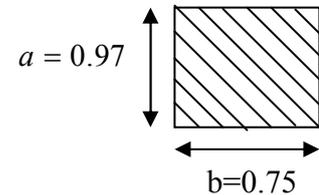
$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,073 > 0,049 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,073 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 2,481 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**IX.3.- Ferrailage du fût :**

Les fondations sont ancrées à  $D = 2.5m$  ; l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension  $75 \times 97 \text{ cm}^2$  .

Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant .il est sollicité en flexion composée. On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M . N .T)



**E.L.U :**

Ferrailage longitudinal :

$$\begin{cases} N_u = 5710,82 \text{ KN} \\ M_u = 0,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

( après exécution ).

$l$  : hauteur totale du Poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$$e_a = \max ( 2 \text{ cm} ; l / 250 )$$

$$l / 250 = 1,096 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_0 = M_{\max} / N_{\max}$$

$$e_0 = 0,54 / 5710,82$$

$$e_0 = 0,00945 \text{ cm.}$$

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } l_f / h < \max ( 15 ; 20 \cdot e_1 / h )$$

$$L_f = 0,7h = 1,904 < 15$$

La méthode forfaitaire est utilisable.

$$e_2 = 3 \cdot l_f^3 \cdot (2 + \alpha \cdot \varphi) / 10^4 \cdot h$$

$$e_2 = 1,53 \text{ cm.}$$

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

$$e = 3,54 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 5710,82 \times 3.54 \times 10^{-2} = 202,13 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{MAX} = 5710,03 \text{KN} ; M_{\text{corrigé}} = 202,13 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b.h.f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.97 - 0.81 \times 0.05) 0.97 \times 0.75 \times 14.17$$

$$A = 2.95$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 202,13 + 5710,82(0.388) = 2417,93 \text{KN.m}$$

$$B = 5710,82(0.92) - 202.13 = 2,836 \text{MN.}$$

$A > B \Rightarrow$  Alors la section est partiellement comprimée (**S.P.C**) et le ferrailage se fera à la flexion simple

$$\mu = \frac{M_{Ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2417,93 \times 10^6}{750 \times 873^2 \times 14.2} = 0.297$$

$$\mu_a < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.453$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.714 \text{m}$$

$$\varepsilon_s = \left( \frac{1}{\alpha} - 1 \right) \times 3.5 / 1000 = 4,22 \times 10^{-3}.$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{es} = 1,74.10^{-3} ; \text{ donc : } \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[ \frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] \quad N_u \text{ pris avec son signe}$$

$$\text{D'où } A_s = \frac{1}{348} \left[ \frac{2417,93 \times 10^6}{714,63} - 5710,82 \times 10^3 \right] = -232,7 \text{cm}^2 < 0$$

Le RPA exige une section minimale :  $A_{s \text{ min}} = 0,9\% b. h$  (RPA99 : 7.4.2.1)

$$\Rightarrow A_{s \text{ min}} = 64,27 \text{cm}^2.$$

$$\text{Donc on prend : } 22\text{T}20 \Rightarrow A_s = 69,14 \text{ cm}^2$$

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{s, \text{min}} > \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 8.6 \text{cm}^2 \quad (\text{Cette condition est vérifiée}).$$

**Ferrailage transversal :**

$$V_u = 869,25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1327,60 \text{ KN} / \text{m}^2$$

\* Selon le BAEL 91 modifie 99 [BAEL,91] :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1327,60 \text{ KN} / \text{m}^2 < \bar{\tau} = 4000 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• Selon BAEL91 modifié 99 [BAEL,91] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $b$  : Largeur de la section droite.
- $h$  : Hauteur de la section droite.
- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.
- $\varphi_t$  : Diamètre des armatures transversales.
- $\varphi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(92; 40 \text{cm}) = 15 \text{cm} \\ \varphi_t \leq \text{Min}(2,77; 7,5; \varphi_l) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) \Rightarrow A_t = 3 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc le choix des armatures est : **6T8**  $\Rightarrow A_t = 3,02 \text{cm}^2$

## *Conclusion générale*

Ce mémoire de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cursus universitaire dans le domaine du génie civil et en particulier dans le domaine du béton et de la charpente métallique. Ce projet a pour objet l'étude d'une structure de R+9+2 avec sous sol, la structure étant en charpente métallique contreventée avec noyau centrale en béton armé et des palées triangulé en X.

Le contreventement a été conçu selon les prescriptions et recommandations des règlements parasismique RPA99 version 2003. Le calcul et la vérification des éléments a été conforme aux codes de calcul CBA93, BAEL 91 modifier 99 et CCM99 et ceci en tenant compte de la stabilité et de l'économie.

Ce projet a été étudié selon configuration initiale proposée par le bureau d'études. Ce dernier a du changer les dimensions des trames et du noyau central pour avoir une participation massique supérieure 90%. La résolution de cette difficulté nous a permis d'apprendre les différentes méthodes de modélisation afin d'avoir une structure stable et ça nous a permis de mieux maîtrisé le logiciel de calcul SAP2000.

L'étude menée s'est organisée en quatre principales parties : calcul et conception des différents éléments de la structure, modélisation et analyse de la structure, exploitation des résultats numérique pour les vérifications, et enfin calcul de l'infrastructure.

Les étapes suivis dans ce calcul sont :

- Le pré-dimensionnement des éléments de la structure (poteau, poutre)
- Une étude dynamique s'impose pour définir le comportement de la structure dans le cas du séisme. Cette étude nous amène à limiter les dégâts dans les éléments structuraux et éviter l'effondrement de la structure.
- La rigidité latérale de la structure est satisfaite par la vérification des déplacements horizontaux inter étage qui sont de l'ordre de 28 mm
- Les effets de second ordre (l'effet P- $\Delta$ ) sont négligeables dans le cas de notre bâtiment car  $\theta \leq 0,1$ 
  - le passage au noyau central et les palées de stabilité nous a permet de maintenir notre structure stable vis-à-vis les règlements
  - Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode des contraintes.

- La chose qui distingue la construction métallique c'est les assemblages, ces derniers doivent être calculés et vérifiés d'une manière claire et explicite tout en respectant les règlements utilisés en Algérie

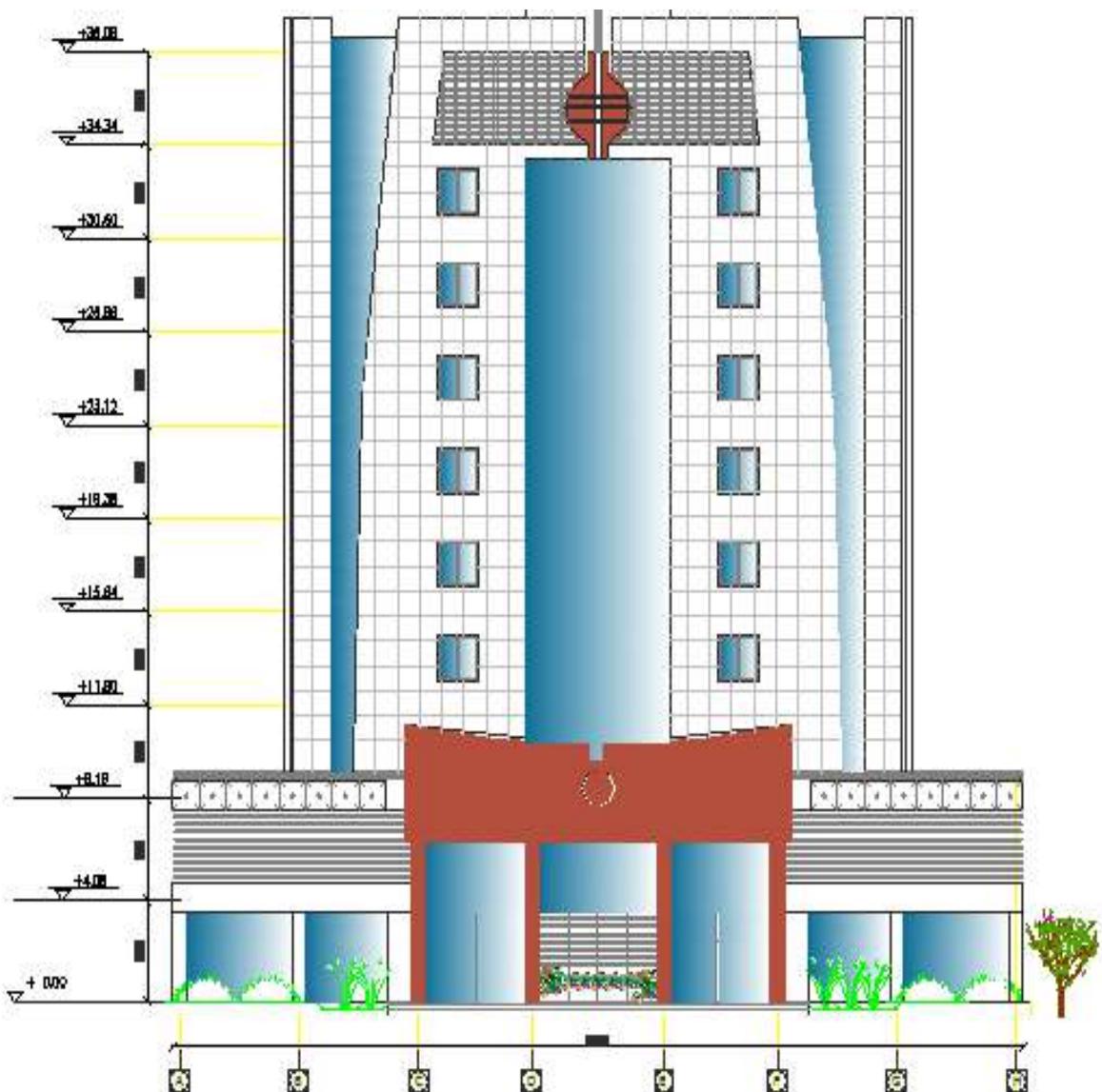
A la fin on espère que ce travail qui est la résultante de toutes ces années d'étude nous servira comme expérience pour notre carrière professionnelle et qu'il servira aux prochains étudiants.

## I-1 Introduction :

Le présent travail consiste à étudier un bâtiment (R+9+2 sous sol) à usage bureau dont la structure est en charpente métallique, cet ouvrage est implanté à la wilaya d'Alger qui est classée comme zone de forte sismicité Zone III selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99 version 2003*) [ 03] ,cette structure est classée comme étant un ouvrage de grande importance donc le groupe 1B.

Cet ouvrage est constitué de :

- De deux sous sols utilisés comme parking.
- Un rez-de-chaussée, le 1<sup>er</sup> jusqu'au le 9<sup>ème</sup> étage sont à usage Bureaux



**Fig.1.1.** Façade principale du bâtiment

## Dimensions de l'ouvrage :

- Dimensions en élévation :
  - Hauteur totale : 38,08 m
  - Hauteur du sous sol : 2,72 m
  - Hauteur du RDC et 1<sup>er</sup> étage : 4,08m
  - Hauteur d'étage courant 2eme au 9eme : 3,50 m

## • Dimensions en plan :

- 

### ❖ Sous sol, RDC et 1<sup>er</sup> étage

Largeur total de la Tour	33m
Longueur total de la Tour :	38,40 m

### ❖ Du 2eme au 9eme étage

Largeur total de la Tour :	28,10m
Longueur total de la Tour :	22,20 m

## I.2 Système structurel de la Tour :

### I.2.1 Type de Structure :

La structure faisant l'objet de notre étude est composée principalement de poutres et de poteaux (portiques en charpente métallique) ainsi que d'un noyau en béton armé.

La charge verticale dans sa majorité sera reprise par les portiques. En revanche les charges horizontales sont reprises conjointement par les et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.

### • Assemblages

L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par des boulons de haute résistance HR, des boulons ordinaires ainsi que des soudures.

### • Contreventement

Le contreventement de la tour est assuré initialement par un noyau central en béton armé de forme carrée et des palées de stabilités

### • Fondations

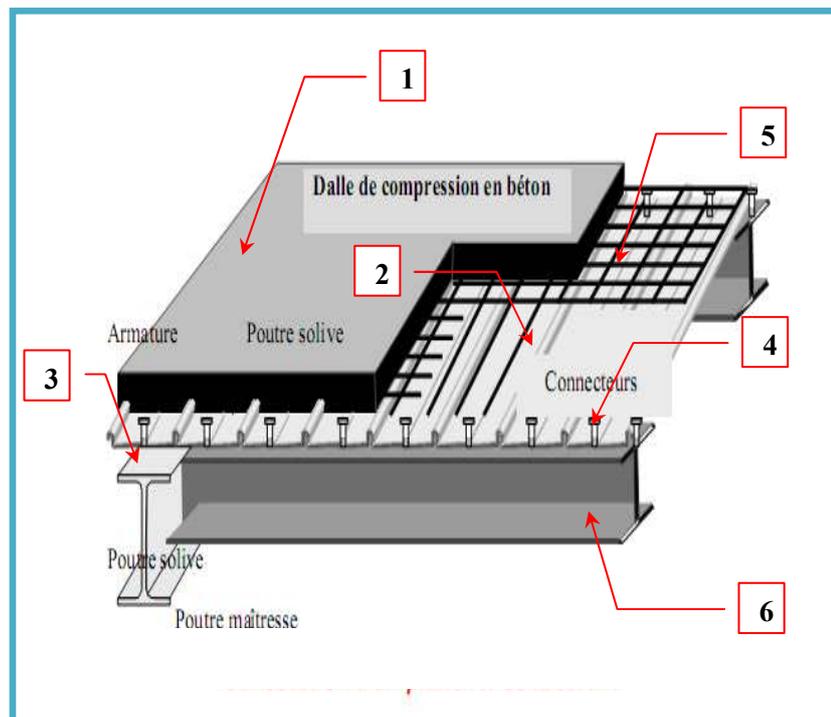
Les fondations seront réalisées conformément à l'étude géotechnique. Elles seront de type isolée, filantes ou radier général ; (Selon le rapport du Sol).

### • Les Planchers

La structure comporte un plancher mixte acier-béton connu sous le nom de plancher collaborant dont la composition est illustrée sur la figure I.2. Le profilé métallique est connecté mécaniquement à la dalle de béton qu'il porte. Il est constitué de :

- Dalle en béton armé collaborant (béton+ treillis soudé)
- Solives
- Connecteurs soudés
- Tôle profilée en HI BOND 55

- 1 : dalle en béton  
 2 : bac d'acier (HI BOND 55)  
 3 : poutre porteuse  
 4 : connecteur  
 5 : treillis d'armature  
 6 : solive



**Fig.1.2 :** les composants du plancher mixte

### • Escaliers :

Ils servent à relier les niveaux successifs et de faciliter les déplacements dans les étages et serviront aussi comme escaliers de secours en cas d'incendie et accidents majeurs.

Le bâtiment étudié comporte :

- un escalier en charpente métallique, desservant le sous-sol jusqu'au 9eme étage .

### Ascenseurs :

Le bâtiment comporte deux ascenseurs pour le déplacement vertical

**• Enveloppe extérieure :**

L'enveloppe extérieure sera en Mur-rideau type Alucobon et mur en verre double parois. Ces murs rideaux seront étanches à l'air et résistant aux intempéries. Ils comportent une structure en aluminium connectée à structure.

**• Remplissage des murs extérieur :**

Les murs seront exécutés en briques creuses de 10cm.

**I-3 – Caractéristiques des matériaux :****I.3.1 Béton :**

On appelle béton ; le matériau constitué par le mélange dans les proportions convenables de : ciment, granulats et l'eau.

La composition du béton et pour un béton sera déterminé selon la granulométrie des agrégats utilisés.

**A - Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par  $f_{c28}$ .

La résistance de notre béton est prise égale à  $f_{c28} = 25$  MPa. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur

**B - Résistance caractéristique à la traction :**

Elle est déterminée par plusieurs essais et est désignée par  $f_{t28}$ . On peut citer :

- Traction directe
- Traction par fondage
- Traction par flexion

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPa)} ; [4]$$

Pour tout l'ouvrage on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} =$  et a la traction  $f_{tj}$  telle que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad f_{tj} = 2,1 \text{ MPa.}$$

**C - Coefficient de Poisson : [4]**

Le coefficient de poisson est le rapport entre l'augmentation relative de la dimension transversale et le raccourcissement relatif longitudinal.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$\nu = 0$  béton fissuré à l'ELU

$\nu = 0.2$  béton non fissuré à l'ELS

### D - Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

#### • Module de déformation instantanée : [4]

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où :} \quad E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$$

#### • Module de déformation différée : [4]

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{vj} = 37000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où :} \quad E_{i28} = 108188,656 \text{ MPa}$$

### e - Contraintes limites :

Par définition ; « un état limite » est un état particulier au-delà duquel une structure, ou une partie de cette structure cesse de remplir les fonctions ou ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue.

Lorsqu'un état limite est atteint une condition requise de la structure ou d'un de ses éléments pour remplir sont objet est strictement satisfaite mais cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action, on distingue :

#### • Les états limites ulties ELU :

L'état limite ultime correspond à la valeur maximale de la capacité portante :

- Equilibre statique
- Résistance de la structure ou de l'un de ses éléments
- Stabilité de forme

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad [4]$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$  cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b = 1.15$  cas des actions accidentelles.

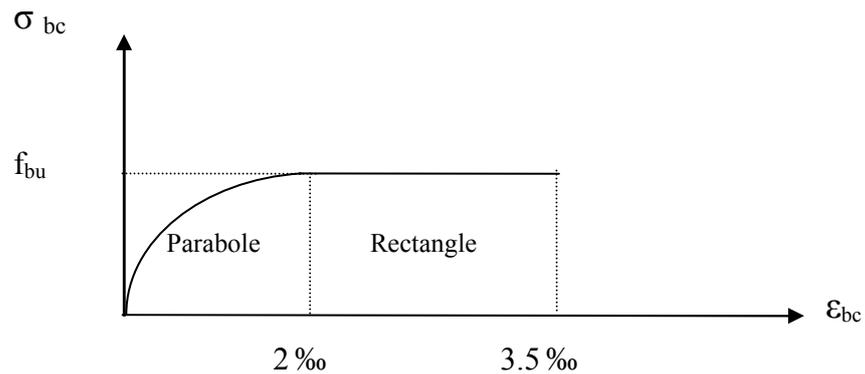


Fig. 1.3. Diagramme contraintes – déformations ELU

• **Les états limites de service ELS :**

Qui constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont plus satisfaites :

- Ouverture des fissures
- Déformations excessives des éléments porteurs
- Vibrations inconfortables pour les usagers, etc ...

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [4]$$

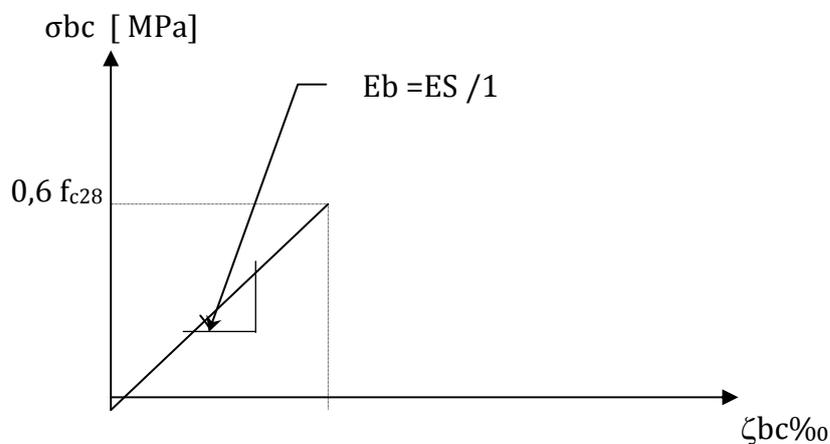


Fig. I.4. Diagramme contraintes – déformations ELS

**I.3.2 Aciers :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Nous utilisons les types d'aciers suivants :

**a - Aciers de béton :**

- Ronds lisses (R.L) : FeE235.
- Haute adhérence (H.A) : FeE400.
- Treillis soudée (T.S) : TLE52,  $\varnothing = 6 \text{ mm}$  pour les Dalles.

### a- 1 Contraintes limites de l'acier :

- **Etat limite ultime ELU**

On adoptera un diagramme contraintes déformations déduit des diagrammes précédents par affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport  $1/\gamma_s$ .

- $\sigma_s$  : contrainte de l'acier  $\sigma_s = f_e/\gamma_s$
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :
- $\gamma_s = 1.15$  cas d'actions courantes.
- $\gamma_s = 1.00$  cas d'actions accidentelles.
- $\varepsilon_s$  : allongement relatif de l'acier  $\varepsilon_s = \Delta L/L$ .

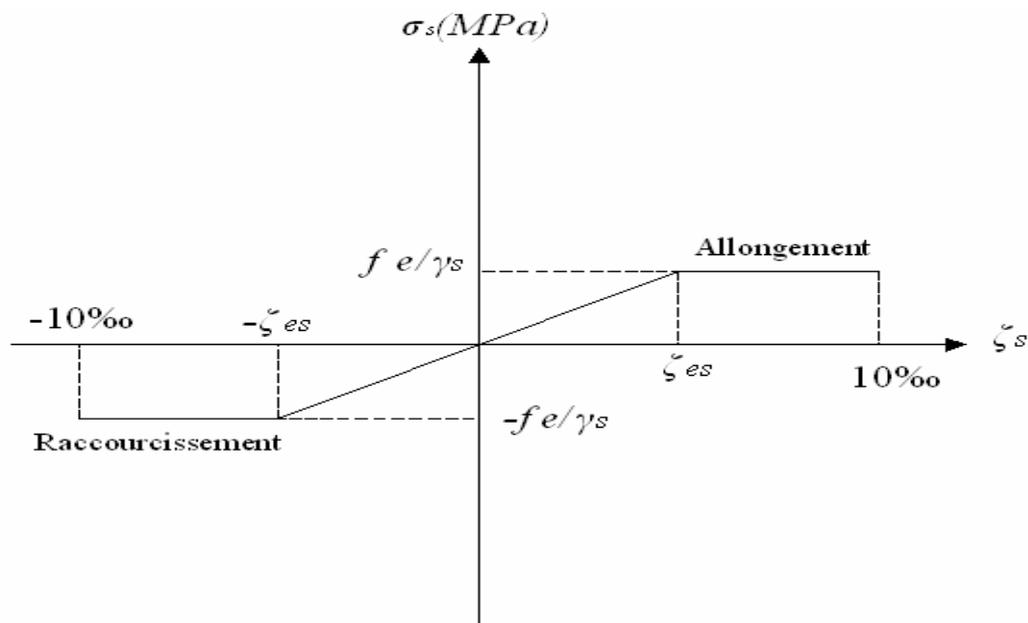


Fig.I.5. Diagramme Contraintes – Déformations de l'acier

- **Etats limites de service ELS :**

Fissuration peu nuisible, pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_c; 150 \eta \right]$$

[4]

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left[ \frac{1}{2} f_c; 110 \eta \right]$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$  pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1.6$  pour des aciers de H.A

### • Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à :  $E_s = 2.1 \times 10^5$  MPa.

### b- Acier de Charpente métallique

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique

Sont les suivantes :

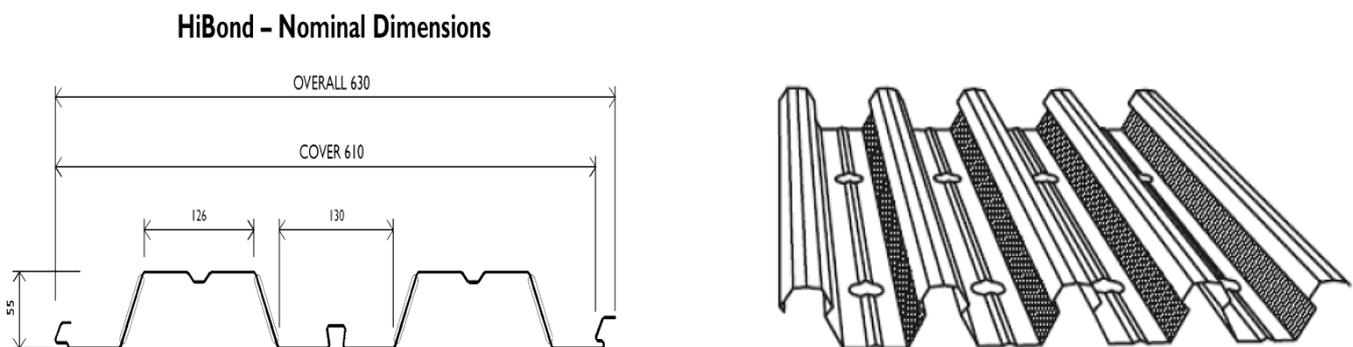
- module d'élasticité longitudinale  $E = 2.1 \text{ E5 Mpa}$
- Coefficient de poisson  $\mu = 0.3$
- Module d'élasticité transversale  $G = 8.1 \text{ E4 Mpa}$
- Coefficient de dilatation linéaire:  $\lambda = 11 \text{ E-6}$
- Masse volumique de  $\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$
- Contrainte limite conventionnelle d'élasticité :
  - L'ossature métallique  $f_e \text{E360/S235}$  :  $f_y = 400 \text{ Mpa}$
  - Boulons ordinaires  $f_e \text{E360/S235}$  :  $f_y = 400 \text{ Mpa}$
  - Boulons à haute résistance
- Contrainte limite élastique de cisaillement pur (critère de Von Mises):  $\tau_e = \sigma_e / \sqrt{3}$

### c –Bac d' acier :

Le bac d'acier utilisé c'est le **HiBond 55**, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

Le **Hi-Bond** utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous :



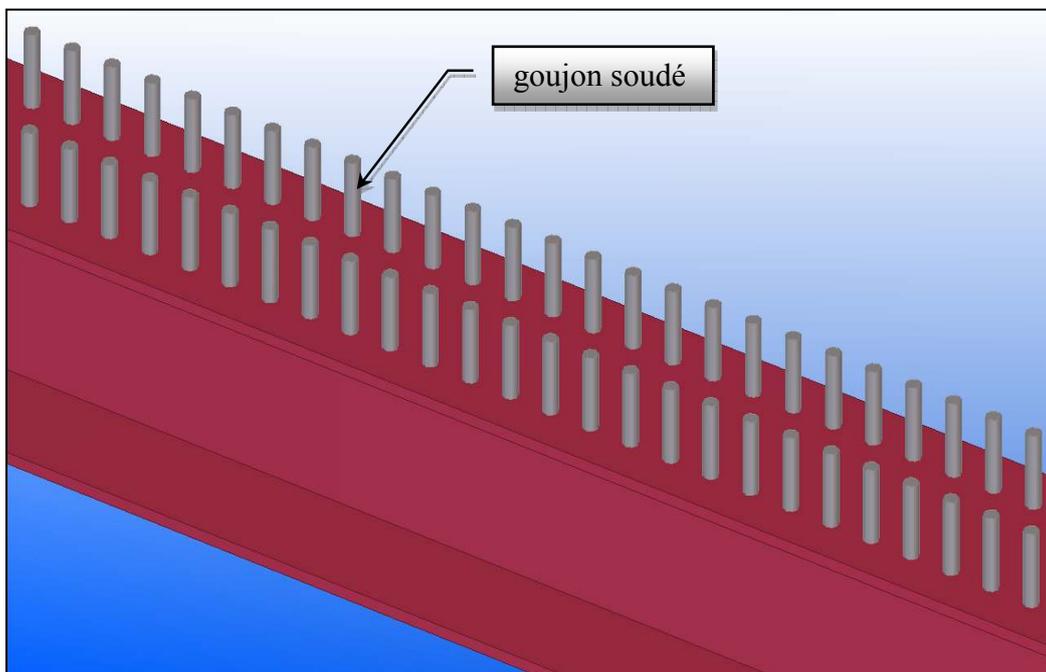
**Fig. I.6.** Bac d'acier type Hi Bond 55

**d-Les connecteurs :**

La liaison acier - béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur  $h=95\text{mm}$  et de diamètre  $d=19\text{mm}$ , qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :



**Fig. I.7.**Connecteur type goujon soudé