

## Chapitre 06

### Les pieds de poteaux

#### 1. Introduction

Les pieds de poteaux constituent non seulement des éléments de liaison de la superstructure métallique à l'infrastructure de fondation en béton armé mais également des éléments d'ancrage de cette structure dans le sol. Ils ont pour fonction essentielle de transmettre aux fondations toutes les charges verticales et horizontales exercées sur le bâtiment. Le pied de poteau est constitué d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau. Cette platine est ensuite attachée au massif de fondation grâce aux tiges d'ancrages auxquelles elle est fixée par boulonnage. Ces tiges d'ancrages, souvent munies de crochets, doivent être scellées dans le béton sur une longueur suffisante. Elles jouent un rôle primordial vis-à-vis des efforts de soulèvement (ou d'arrachement) dus au vent. Ces efforts sont parfois d'une grande intensité. Ces tiges sont généralement droites, mais courbées à une extrémité. Ce qui favorise la prise en charge d'une traction plus importante. Cette courbure permet d'ancrer solidement la tige, assurant ainsi la stabilité globale de la charpente lors de son montage. Ces forces de traction résultent principalement des vents ascendants. Elles peuvent également provenir des moments à la base dans le cas des poteaux encastés.

Cela étant dit, le pied de poteau constitue un type d'assemblage particulier entre deux matériaux différents que sont l'acier et le béton armé. Comme mentionné dans le chapitre précédent, il existe deux catégories de pieds de poteaux : articulés et encastés. Selon la rigidité que le concepteur leur donne, ces assemblages participent à la stabilité et à la souplesse de l'ensemble de l'ouvrage. Par ailleurs, comme nous verrons plus loin, on peut également concevoir des pieds de poteaux articulés dans une direction et encastés dans l'autre direction perpendiculaire.

#### 2. Les pieds de poteaux articulés:

Par définition, les pieds de poteaux articulés ne transmettent pas de moments fléchissants aux fondations, autorisant ainsi les libres rotations de la section d'extrémités du poteau à la base. Cette caractéristique simplifie la conception des assemblages, conduisant à des coûts de mise en œuvre plus avantageux tant pour les poteaux que pour les fondations.

Les figures 114 à 119 illustrent différents exemples de pieds de poteaux articulés. La configuration la plus courante est représentée par la figure 114, généralement utilisée pour des bâtiments où les poteaux adoptent la forme de sections en double T dont la hauteur ne dépasse pas 500 mm. La possibilité pour le poteau de tourner librement dépend des dimensions de la platine d'extrémité; plus elles sont importantes, plus on s'éloigne de l'articulation parfaite. On parlera alors de la désignation de semi-articulation pour ce type de pied de poteau. La figure 115 illustre le cas de poteau articulé avec un dispositif nommé bêche destinée à transmettre les efforts horizontaux à la base lorsque ces derniers (efforts horizontaux) ne sont pas négligeables.

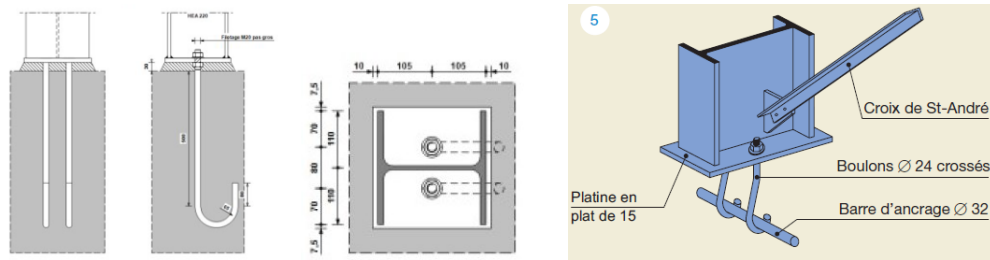


Figure 114 : pieds de poteaux articulés à deux tiges d'ancrages avec crochet autour d'une barre de fixation

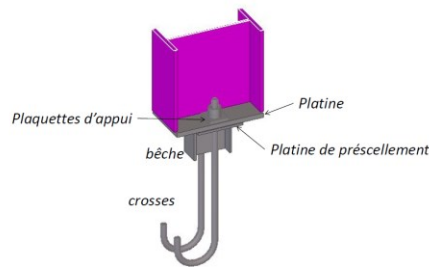


Figure 115 : pieds de poteaux articulés avec dispositif de bêche anti-glissement

Pour les poteaux des bâtiments industriels lourds, présentant des sections de dimensions plus importantes, la nécessité d'intégrer des articulations conduit à l'utilisation de dispositifs spéciaux, tels que ceux illustrés dans les figures 116 à 118. Le dispositif sur grain (figure 116) s'adapte bien aux poteaux soumis uniquement à une compression. En revanche, pour les cas où le poteau est soumis à la fois à la traction et à la compression, la solution avec axe de rotule (figure 117) peut être privilégiée. Toutefois, cette solution n'est pas très adaptée pour les structures de bâtiments. En effet, elle y est très rarement utilisée car la rotule cylindrique ne travaille que par rapport à son axe. La direction perpendiculaire n'est pas prise en compte par ce dispositif. Quant à la configuration avec appareils d'appui à élastomères (figure 118), celle-ci permet de réaliser des articulations dans les deux directions tout en répartissant les efforts verticaux sur des surfaces suffisamment grandes pour que les contraintes sur le béton demeurent admissibles. Les appuis à élastomères se composent de couches successives de néoprène frettées entre des plaques d'acier, et la rotation autorisée est d'autant plus grande que l'empilement des feuilles est important. Ce dispositif est également utilisé pour l'isolation sismique des structures.

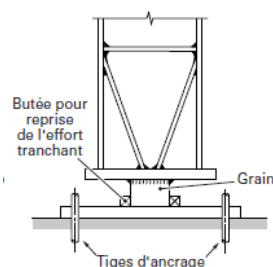


Figure 116 : pieds de poteaux articulés avec grain

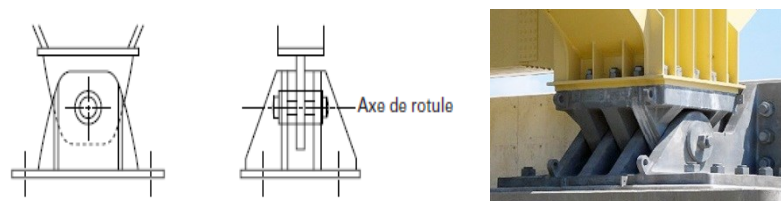


Figure 117 : pieds de poteaux articulés avec dispositif à axe de rotule

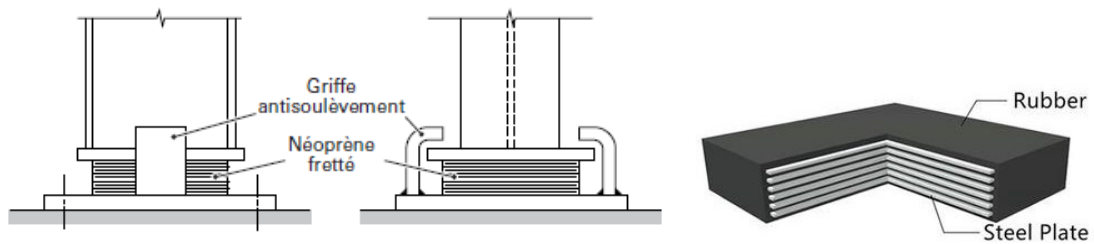


Figure 118 : pieds de poteaux articulés avec dispositif avec appareil d'appui à élastomères frettés entre laques d'acier

### 3. Les pieds de poteaux encastrés:

L'encastrement des pieds de poteaux devient nécessaire dans l'une des situations suivantes :

- Lorsque les poteaux doivent assurer seuls la stabilité verticale de la structure.
- En présence de critères de déformations horizontales particulièrement sévères, imposés aux bâtiments industriels abritant des chemins de roulement pour des ponts roulants lourds.
- Lorsque les dimensions de la platine d'extrémité sont excessives pour envisager des articulations, et que le recours à des dispositifs spéciaux tels que les rotules ou les appareils d'appui à élastomères est jugé excessivement coûteux.

En optant pour un système à quatre tiges d'ancrage et plus (figure 119 ci-dessous et photo), On peut assurer l'encastrement du pied de poteau suivant les deux directions principales.

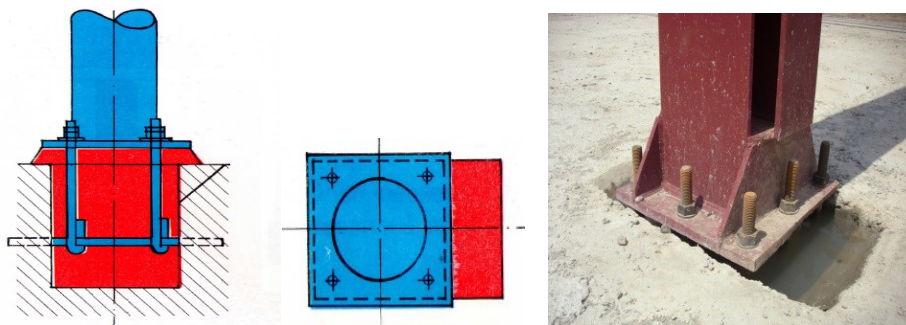


Figure 19 : encastremets de poteau tubulaire et en croisillon par rapport aux deux axes principaux

Par ailleurs, pour éviter les platines déformables (figure 120), on peut soit augmenter l'épaisseur de la platine, soit disposer des raidisseurs d'angles soudés à la fois au poteau et à la platine (figure 121), soit utiliser ces deux solutions simultanément (ce qui est recommandé).



Figure 120: Cas de platine deformables

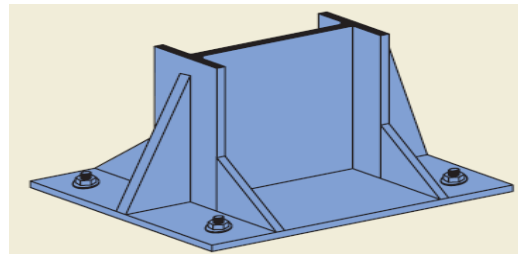


Figure 121 : Pied de poteau muni de raidisseurs d'angle

### 4. Pieds de poteaux encastrés dans une direction et articulés dans l'autre:

Les liaisons rigides ne concernent pas uniquement les nœuds poteaux poutres. Pour rigidifier un panneau, on peut également rigidifier la liaison poteau fondation (ou le pied de poteau). La figure 122

ci-dessous illustre le détail d'un encastrement dans une direction et d'une articulation dans l'autre direction perpendiculaire.

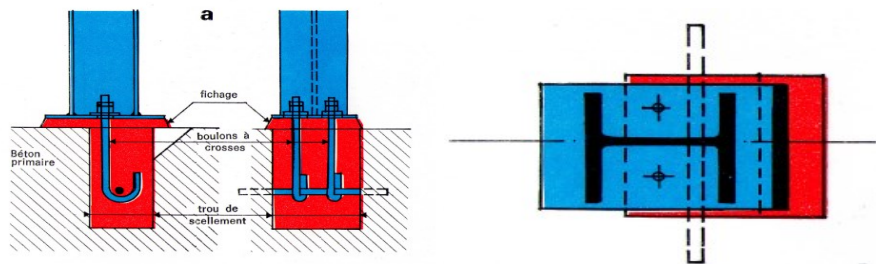


Figure 122: Détail d'ancrage de pied de poteau en double T, encasté / à l'axe faible Z et articulé / à l'axe fort Y

## 5. Dimensionnement des pieds de poteaux :

On adopte l'hypothèse que la platine, soumise aux réactions des fondations, présente un risque de flexion le long des lignes tangentes au contour du poteau, telles que les lignes 1-1 et 2-2 (voir figure 123). Les parties des tôles situées à l'extérieur de ces lignes doivent alors être traitées comme des poutres en porte à faux. Par conséquent, il est nécessaire de vérifier que la section de la tôle située au niveau de la ligne de pliage est capable de résister au moment induit par les réactions exercées par le massif de fondation entre cette section et le bord libre de la platine.

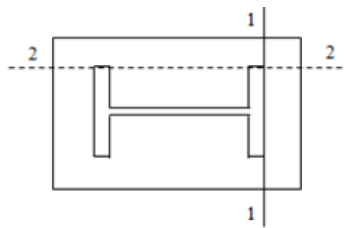


Figure 123 : les lignes tangentes au contour du poteau.

Les calculs consistent à :

1. Déterminer la surface de la platine, en fonction de la contrainte admissible  $\bar{\sigma}_b$  de compression du béton du massif de fondation.
2. Déterminer l'épaisseur de la platine  $t_p$ , en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage.
3. Déterminer les dimensions des tiges d'ancrages, en fonction des efforts de traction engendrés soit par un moment en pied (encastrement), soit par un soulèvement dû au vent.

### 5.1 Pied de poteau articulé :

#### a)- Surface de la platine :

Elle est déterminée par la condition suivante (voir figure 124): 
$$\sigma = \frac{N}{h_p b_p} \leq \bar{\sigma}_b$$

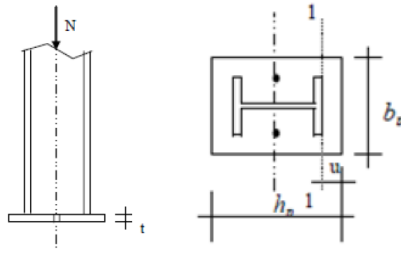


Figure 124 : Effort normal centré et dimensions en plan de la platine

**b)- Epaisseur de la platine :**

L'effort à droite de la ligne 1-1 (fig.124) est :

$$F = \sigma \cdot b_p \cdot u$$

Le moment correspondant a pour valeur :

$$M = F \frac{u}{2} = \sigma \cdot b_p \cdot \frac{u^2}{2}$$

Le moment résistant élastique de la platine est :

$$M_{el} = f_y \frac{I}{v} \quad \text{avec} \quad \frac{I}{v} = \frac{b_p \cdot t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\sigma \cdot b_p \cdot \frac{u^2}{2} \leq f_y \frac{b_p \cdot t^2}{6} \quad \text{soit} \quad t \geq u \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma}{f_y}}$$

Inversement, si t est fixée à priori, le problème sera de vérifier la contrainte de flexion  $\sigma$  au droit de la ligne de pliage telle que :

$$\sigma \leq \frac{f_y}{3} \left( \frac{t}{u} \right)^2$$

**c)- Les tiges d'ancrages.**

L'effort admissible par scellement, dans le cas des tiges (goujons) avec crochet, est donné par la formule suivante :

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7 \times g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

$g_c$ : étant le dosage en ciment du béton en  $kg/m^3$

Et les valeurs courantes étant :

$$r = 3\phi \qquad l_2 = 2\phi \qquad l_1 = 20\phi$$

**d) Exemple 01**

Soit un poteau IPE 300, articulé en pied (figure 125), et soumis aux sollicitations suivantes :

- Un effort normal de compression dû à la combinaison à l'état limite ultime du poids propre et de la neige égal à :

$$N_{cu} = 70 \text{ KN}$$

- Un effort normal de traction, dû aux pressions de soulèvement dues au vent, et égal à :

$$N_{tu} = -60 \text{ KN}$$

**Solution :**

- Surface d'appui de la plaque d'assise :

La résistance de calcul d'un béton de classe C25 ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ) aux états limites ultimes est la suivante :

$$\bar{\sigma}_b = 0.85 * \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$
$$h_p b_p \geq \frac{N_{cu}}{\bar{\sigma}_b} = \frac{70.0}{1.417} = 49.4 \text{ cm}^2$$

La hauteur de la section du poteau (IPE300) et de  $h_c=300 \text{ mm}$  ; sa largeur est de  $b_c=150 \text{ mm}$

Pour des raisons constructives on adopte une platine de  $40 \times 25 \text{ cm}^2$

$$h_p b_p = 40 \times 25 = 1000 \text{ cm}^2 \gg 49.4 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :

$$\sigma = \frac{N_{cu}}{h_p b_p} = \frac{70}{40 \times 25} = 0.07 \text{ KN/cm}^2 = 0.7 \text{ MPa} \ll \bar{\sigma}_b = 14.17 \text{ MPa}$$

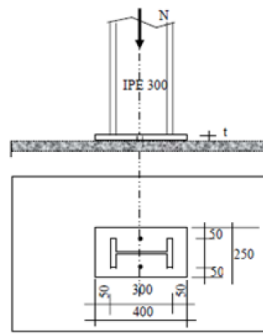


Figure 125 : dimensions adoptées pour le pied de poteau articulé IPE300

• **Epaisseur de la platine :**

$$t \geq u \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma}{f_y}} = 50 \sqrt{\frac{3 \times 0.7}{235}} = 4.72 \text{ mm}$$

L'épaisseur obtenue par les calculs est faible. Pour des raisons pratiques, on adopte une épaisseur de 10 mm

• **Diamètre des goujons :**

$$\text{Effort de traction par goujon : } \frac{N_{tu}}{2} = \frac{6000}{2} = 3000 \text{ Kgf}$$

Effort admissible par goujon :

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{250} \right)^2} (20\phi + 19.2\phi + 7\phi) \geq \frac{N_{tu}}{2}$$

$$\text{D'où l'on tire } \phi^2 - 1.51\phi - 188.786 \geq 0$$

Après résolution, on obtient  $\phi \geq 14.52 \text{ mm}$  et nous adoptons des tiges de diamètre  $\phi = 16 \text{ mm}$  .

## 5.2 Pied de poteau encastré :

Soit l'effort normal  $N$  de compression et le moment de flexion  $M$  appliqués à la base du poteau. Soit l'excentricité  $e$  de l'effort normal  $N$  définie comme suit :  $e = \frac{M}{N}$ .

- Si  $e \leq \frac{h}{6}$ , l'effort normal  $N$  se trouve alors dans le noyau central de la section de béton telle que, celle-ci (la section) soit alors entièrement comprimée (pas de tiges tendues). Par conséquent, le dimensionnement de la platine se fera en suivant la même méthode que celle des poteaux articulés.
- Si  $e > \frac{h}{6}$ , l'effort normal  $N$  se trouve alors en dehors du noyau central de la section de béton telle que, celle-ci (la section) soit alors partiellement comprimée (donc présence de tiges tendues) (figure 126). Par conséquent, le moment sera équilibré par un couple constitué d'un effort de compression sur le béton et d'un effort de traction dans les tiges. Plus les moments sont importants, plus il faut augmenter la distance entre les tiges afin que les contraintes dans ces dernières (les tiges) et dans le béton demeurent admissibles.

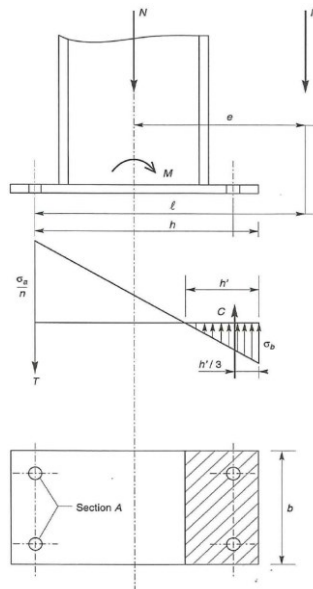


Figure 126 : Cas d'un pied de poteau encastré avec une section de béton partiellement comprimée

Dans ce cas, 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  $e = \frac{M}{N}$ .

Les Tiges situées sur le côté opposé à l'effort  $N$  sont soumises à un effort de traction  $T$  et le béton situés du côté de l'effort  $N$  est soumis à un effort de compression  $C$  qui résulte d'une répartition triangulaire des contraintes.

- Efforts de traction sollicitant les tiges de gauche :  $T = \sigma \cdot A$
- Effort de compression sollicitant le béton sous la platine :  $C = \frac{bh'\sigma_b}{2}$
- Soit  $n$  le coefficient d'équivalence acier-béton, telle que  $n = \frac{E_a}{E_b}$ , la distribution élastique des contraintes le long de la section d'interface platine béton permet d'écrire:

$$\sigma_a = n\sigma_b \left( \frac{h-h'}{h'} \right) \quad (01)$$

- Écrivons l'équilibre des forces en translation :

$$N + T = C \quad (02)$$

- Écrivons l'équilibre des moments par rapport au point d'application de la force T :

$$C \cdot \left( h - \frac{h'}{3} \right) = N \cdot l = (C - T) \cdot l \quad (03)$$

En prenant  $n=15$ , la combinaison des trois relations précédentes conduit à l'équation suivante du 3<sup>ème</sup> degré :

$$h'^3 + 3(l - h)h'^2 + \frac{90Al}{b}h' - \frac{90Alh}{b} = 0$$

La résolution de cette équation permet d'obtenir  $h'$ , et par la suite de vérifier  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$

$$\sigma_a = \frac{Nl - h + \frac{h'}{3}}{A \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{h'b \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec  $f_y$  la contrainte limite élastique de la tige et  $\bar{\sigma}_b$  la contrainte de résistance de calcul à la compression.

### Exemple 02:

Soit un poteau HEB 400, encastré en pied, et soumis à sa base à un effort normal de compression égal à 500 KN et à un moment égal à  $M_y = 150$  KNm (figure 127). Les tiges d'ancrage sont de 22 mm de diamètre en acier 6.8 avec  $f_{y,6.8} = 480$  MPa Le béton est de classe C25 avec une résistance caractéristique de  $f_{c28} = 25$  MPa à 28 jours. Il est demandé de:

1. vérifier les contraintes de traction dans les tiges
2. vérifier les contraintes de compression dans le béton
3. calculer l'épaisseur de la platine supposée en acier de nuance S355 et de dimensions en plan égales à 500mm x 700mm. Les quatre tiges sont centrées et leurs entraxes égaux à 550 mm.

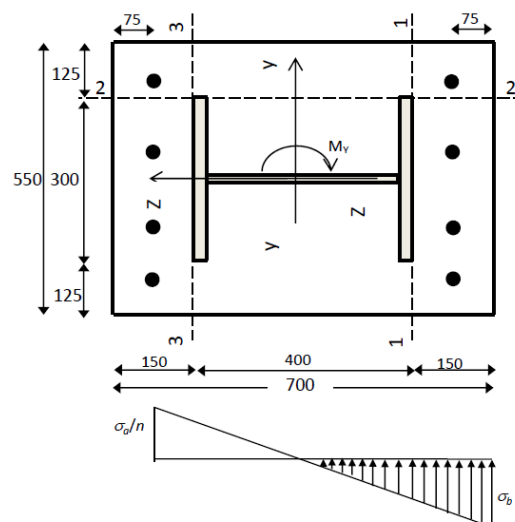


Figure 127 : Pieds de poteau HEB400 encastré avec une platine 500mm\*700mm et quatre tiges  $\phi 22$



### Solution :

- Calcul de l'excentricité  $e$  :  $e = \frac{M}{N} = \frac{150}{500} = 0.3m = 30cm$
- Calcul des limites du noyau central de la section en béton :

$$\frac{h}{6} = \frac{40 + 15 + 15 - 7.5}{6} = \frac{62.5}{6} = 10.416cm$$

On voit bien que :  $e > \frac{h}{6}$ . Ainsi, l'effort normal  $N$  se trouve alors en dehors du noyau central de la section de béton. Cette section est donc partiellement comprimée telle que le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section. La platine est soulevée à gauche (les tiges de gauche étant sollicitées en traction). Par conséquent, les calculs se feront selon la méthode développée précédemment pour ce type de section.

Soit la distance  $l$  entre le point d'application de  $N$  excentré et les tiges tendues (opposées) telle que (figure 126) :

$$l = \frac{40}{2} + 7.5 + 30 = 57.5 \text{ cm}$$

$h=62.5 \text{ cm}$  et  $b=55 \text{ cm}$

La section des deux tiges à gauche de diamètre 22 mm chacune est  $A = 7.6 \text{ cm}^2$ .

la combinaison des trois relations (01), (02) et (03) conduit à l'équation suivante du 3<sup>ème</sup> degré :

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + \frac{90Al}{b}h' - \frac{90Alh}{b} = 0$$
$$h'^3 + 3(57.5 - 62.5)h'^2 + \frac{90 * 7.6 * 57.5}{55}h' - \frac{90 * 7.6 * 57.5 * 62.5}{55} = 0$$

On obtient l'équation suivante:

$$h'^3 - 15h'^2 + 715,09h' - 44693,18 = 0$$

La résolution de cette équation donne :  $h' = 33,49 \text{ cm}$

1. Vérification des contraintes de traction dans les tiges

$$\sigma_a = \frac{Nl - h + \frac{h'}{3}}{A \left( h - \frac{h'}{3} \right)} = \frac{500 \cdot 57,5 - 62,5 + \frac{33,49}{3}}{7,6 \cdot \left( 62,5 - \frac{33,49}{3} \right)} = 7.90 \text{ KN cm}^{-2} = 79 \text{ MPa}$$

On voit bien que  $\sigma_a < f_y$  avec  $f_y$  la contrainte limite élastique de la tige

2. Vérification des contraintes de compression  $\sigma_b$  dans le béton

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{h'b \left( h - \frac{h'}{3} \right)} = \frac{2 * 500 * 57,5}{33,49 * 55 * \left( 62,5 - \frac{33,49}{3} \right)} = 0,608 \text{ KNcm}^{-2} = 6,08 \text{ MPa}$$

Or la résistance de calcul d'un béton de classe C25 ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ) aux états limites ultimes est la suivante :

$$\bar{\sigma}_b = 0.85 * \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

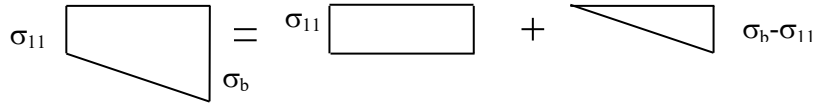
On voit bien que la résistance de la section de béton est vérifiée telle que :  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

### 3. Calcul de l'épaisseur de la platine :

- Vérification dans la section 1-1 (figure 127):

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la ligne 1-1 de la figure 127, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2). A cet effet, il est nécessaire de calculer la valeur de la contrainte  $\sigma_{11}$  au droit de la ligne 1-1 telle que :

$$\sigma_{11} = \left(\frac{15}{33.49}\right) * 0,608 = 0,27 \text{ KN/cm}^2$$



Ainsi le diagramme rectangulaire (1) uniforme d'intensité  $\sigma_{11}$  s'étale sur une longueur de 15 cm. La force résultante  $C_{R11}$  engendrée pour une bande de largeur unité de 1 cm est égale à :

$$C_{R11} = 1 * 15 * \sigma_{11} = 1 * 15 * 0,27 = 4,05 \text{ KN}$$

Le moment  $M_{R11}$  engendré par  $C_{R11}$  est égal à :

$$M_{R11} = \frac{1}{2} h' C_{R11} = \frac{1}{2} * 15 * 4,05 = 30,38 \text{ KNcm}$$

Quant à la partie triangulaire (2), elle consiste en un triangle dont le côté adjacent est la partie située à droite de la ligne 1-1 de longueur 15 cm. Le côté opposé est égal à :  $(\sigma_b - \sigma_{11}) = (6,08 - 2,7) = 3,38 \text{ MPa}$

La force résultante  $C_{T11}$  engendrée pour une bande de largeur unité de 1 cm est égale à :

$$C_{T11} = \frac{1}{2} * 15 * (\sigma_b - \sigma_{11}) = 0,5 * 15 * 3,38 = 2,535 \text{ KN}$$

Le moment  $M_{T11}$  engendré par  $C_{T11}$  est égal à :

$$M_{T11} = \frac{2}{3} * 15 * C_{T11} = \frac{2}{3} * 15 * 2,535 = 25,35 \text{ KNcm}$$

Finalement, le moment total s'exerçant sur la section 1-1 est :

$$M_{11} = M_{R11} + M_{T11} = 30,38 + 25,35 = 55,73 \text{ KNcm}$$

Le dimensionnement de l'épaisseur notée ici  $t_{11}$  (en référence à la ligne de rupture 1-1) de la platine en calcul élastique est comme suit :

$$M_{11} \leq W_{ely} * \frac{fy}{\gamma_{M_0}}$$

Avec  $W_{ely}$  le module élastique de la section rectangulaire considérée de largeur unité et de hauteur t

telle que :

$$W_{ely} = \frac{I_y}{t_{11}/2} = \frac{\frac{1 * t_{11}^3}{12}}{\frac{t_{11}}{2}} = \frac{1 * t_{11}^2}{6}$$

Et  $\gamma_{M_0}$  : un coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.1 selon le CCM97

$$M_{11} \leq \frac{1 * t_{11}^2}{6} * \frac{fy}{\gamma_{M_0}}, \text{ ceci implique que : } t_{11}^2 \geq \frac{6 \gamma_{M_0} M_{11}}{1 * fy}$$

Ainsi

$$t_{11} \geq \sqrt{\frac{6 \gamma_{M_0} M_{11}}{1 * fy}}$$

$$\underline{\text{AN}} : \quad t_{11} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 1.1 \cdot 55,73}{1 \cdot 35,5}} \quad \text{donc} \quad t_{11} \geq 3,22 \text{ cm}$$

- Vérification dans la section 2-2 (figure 127):

Le moment dans la section 2-2 est obtenu grâce au diagramme supposé uniforme rectangulaire des contraintes situées au-dessus de la ligne 2-2 de la figure 127. On prendra la valeur maximale correspondante à  $\sigma_b$  égale dans notre cas à 6,08 MPa et qui constitue le cas le plus défavorable. Le moment correspondant, pour une bande de largeur unité égale à 1 cm et d'épaisseur  $t_{22}$ , sont:

La force résultante  $C_{R22}$  engendrée pour une bande de largeur unité de 1 cm est égale à :

$$C_{R22} = 1 \cdot 12,5 \cdot \sigma_b = 1 \cdot 12,5 \cdot 0.608 = 7,6 \text{ KN}$$

Le moment  $M_{22}$  engendré par  $C_{R22}$  est égal à :

$$M_{22} = \frac{1}{2} h' C_{R11} = \frac{1}{2} \cdot 12,5 \cdot 7.6 = 47,5 \text{ KNcm}$$

De la même manière que pour la ligne 1-1, l'épaisseur  $t_{22}$ , est obtenu comme suit :

$$t_{22} \geq \sqrt{\frac{6\gamma_{M_0} M_{22}}{1 \cdot f_y}}$$

$$\underline{\text{AN}} : \quad t_{22} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 1.1 \cdot 47,5}{1 \cdot 35,5}} \quad \text{donc} \quad t_{22} \geq 2,97 \text{ cm}$$

- Vérification dans la section 3-3 (figure 127):

Située du côté tendu, le moment  $M_{33}$  dans la section 3-3 est dû à la réaction des tiges d'ancrage dans le béton. Le calcul moment est comme suit. On calcule d'abord la force résultante  $R_T$  dans la tige :

$$R_T = \frac{\sigma_a \cdot A}{4} = \frac{7,9 \cdot 7,6}{4} = 15 \text{ KN}$$

Le bras de levier étant la distance de la tige jusqu'à la ligne 3-3 est  $d_{33}=7,5$  cm

Ainsi, le moment  $M_{33}$  est égal à :  $M_{33} = R_T \cdot d_{33} = 15 \cdot 7,5 = 112,56 \text{ KNcm}$

De la même manière que pour la ligne 1-1, l'épaisseur  $t_{33}$ , est obtenu comme suit :

$$t_{33} \geq \sqrt{\frac{6\gamma_{M_0} M_{33}}{1 \cdot f_y}}$$

$$\underline{\text{AN}} : \quad t_{33} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 1.1 \cdot 112,56}{1 \cdot 35,5}} \quad \text{donc} \quad t_{33} \geq 4,57 \text{ cm}$$

Finalement, l'épaisseur de la platine à adopter est la valeur maximale parmi les trois résultats obtenus précédemment :  $t = \text{Max}(t_{11}; t_{22}; t_{33}) = \text{Max}(3,22; 2,97; 4,57) = 4,57 \text{ cm}$

On adopte une épaisseur de  $t = 47\text{mm}$ . On peut également renforcer la platine avec des raidisseurs d'angle. Ce qui met davantage en sécurité.