

VIII-1 Etude des fondations

VIII-1 -1 Définition

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VIII-1 -2 Rappelle

❖ Les types des fondations

-Fondation superficielle:

- *Semelle isolée sous Poteau*
- *Semelle filante continue sous mur*
- *Semelle filante sous plusieurs poteaux*
- *Radiers généraux ou nervurés*

-Fondation profonde (semelle sous pieux)

❖ Choix des fondations

-Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- *La nature et le poids de la superstructure.*
- *La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction*
- *La qualité du sol de fondation.*

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

-La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol (pour notre cas le contrainte admissible du sol =20MPa

❖ Dimensionnement des fondations

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculées de la même manière

❖ Stabilité des fondations

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- ♣ *Des sollicitations dues à la superstructure*
- ♣ *Des sollicitations dues au sol.*

VIII -1-3 Semelle isolée sous poteaux

❖ Méthode des bielles

$$* G+Q \begin{cases} N_1=65,27 \text{ KN} ; & N_1, M_1 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELS} \\ M_1=5,83 \text{ KN} \end{cases}$$

$$* 1,35G+1,5Q \begin{cases} N_2=94,31 \text{ KN} ; & N_2, M_2 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELU} \\ M_2=8,45 \text{ KN} \end{cases}$$

* Pré dimensionnement

Semelle carré : $S=A \times B / \sigma'_{sol}=2\text{bar}=20\text{t/m}^2$

$$\begin{aligned} A \times B &\geq \frac{N_1}{\sigma'_{sol}} = \frac{65,27}{200} = 0,326 \text{ m}^2 \\ A \times B &\geq 0,326 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

On prend $A=B=1,9\text{m}$

* Calcul l'épaisseur du sol

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{190-40}{4} = 37,5\text{cm}$$

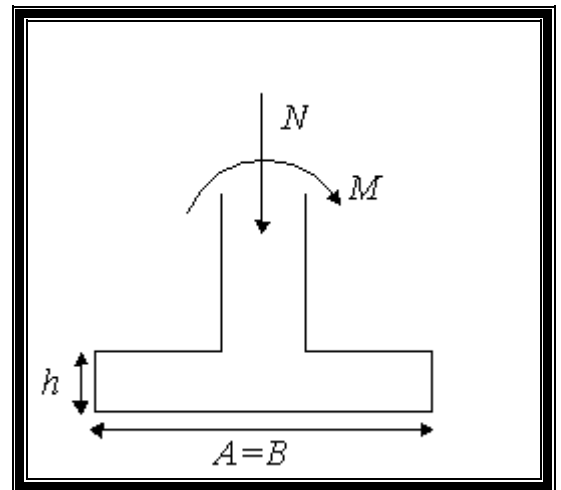


Figure VIII-1 sollicitations de fondation

On prend $d'=5\text{cm} \Rightarrow h_c=50\text{cm}$, d' : enrobage d'acier

VIII-1 -4 Vérification de la stabilité

Stabilité $\Rightarrow A \geq 6e_1$, tel que e_1 : excentricité

$$*e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{5,83}{65,27} = 0,1\text{m}$$

$$*6e_1 = 6 \times 0,1 = 0,6\text{m}$$

$A > 6e_1$ condition de stabilité est vérifiée

VIII-1 -5 Vérification de la contrainte

$$A \geq \frac{N_1}{\sigma'_{sol} \times B} \left(1 + 3 \times \frac{e_1}{B} \right) = \frac{65,27}{200 \times 1,9} \left(1 + 3 \times \frac{0,1}{1,9} \right) = 0,20\text{m}$$

Donc : $A > 0,20\text{m}$ (vérifiée)

VIII -1 -6 Ferrailage

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \left(1 \pm \frac{3e_2}{A} \right)$$

$$e_2 = \frac{M}{N} = \frac{8,45}{94,31}$$

$$S = 1,9 \times 1,9 = 3,61 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{94,31}{3,61} \left(1 + 6 \frac{0,10}{1,9} \right) = 34,37 \text{ kn / m}^2 < \sigma'_{sol}$$

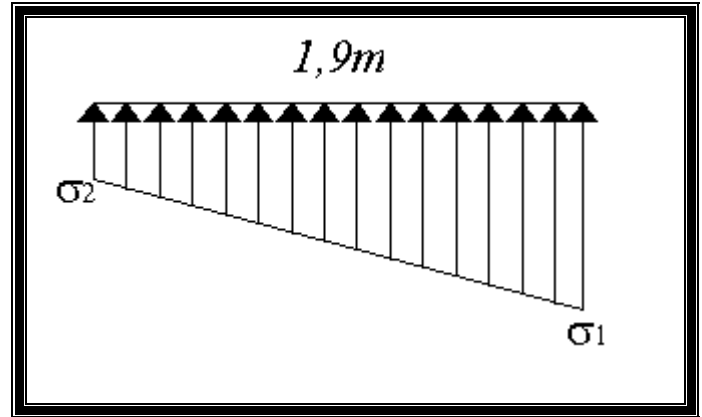


Figure VIII-2 contraintes de sol

$$\sigma_2 = \frac{94,31}{3,61} \left(1 - 6 \frac{0,10}{1,9} \right) = 17,88 \text{ kn / m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kn / m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma'_1 + \sigma'_2}{4} = \frac{3 \times (34,37) + 17,88}{4} = 30,24 \text{ kn / m}^2$$

$$N^* = \sigma_{moy} \times S = 30,24 \times 3,61 = 109,19 \text{ Kn.}$$

$$A_x = \frac{N^* (B - b)}{8(h_c - d') f_{su}}$$

$$A_y = \frac{N^* (A - a)}{8(h_c - d') f_{su}}$$

$$A_x = \frac{109,19 \times (1,9 - 0,4)}{8(0,45) 348} \times 10 = 1,3 \text{ cm}^2$$

Donc il faut prendre la section minimum de BAEL 91

$$A_s \geq 0,23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{45 \times 190 \times 2,4}{400} = 11,8 \text{ cm}^2$$

*** Choix des barres**

$$10\text{HA}14 = 13,85 \text{ cm}^2$$

*** Calcule l'espace des cadres**

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\phi)$$

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 1,4 = 21\text{cm})$$

En prend $S_t = 20\text{ cm}$

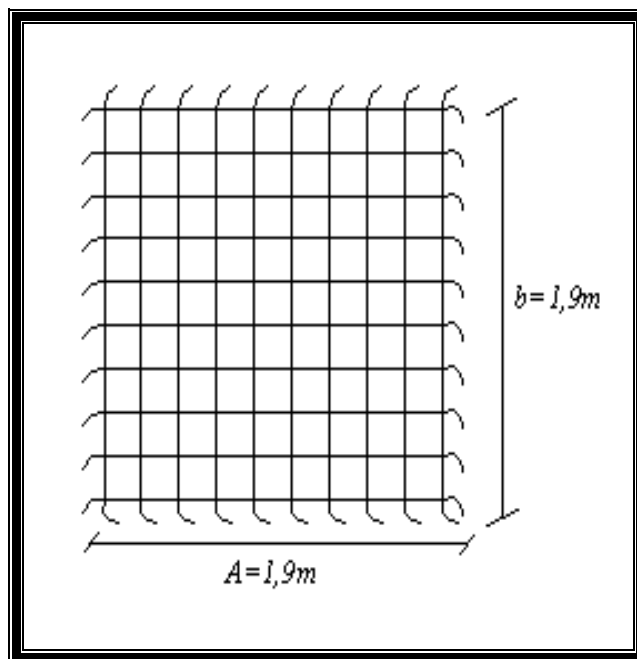


Figure VIII-3 vue en plan de Croqué de ferrailage de la semelle

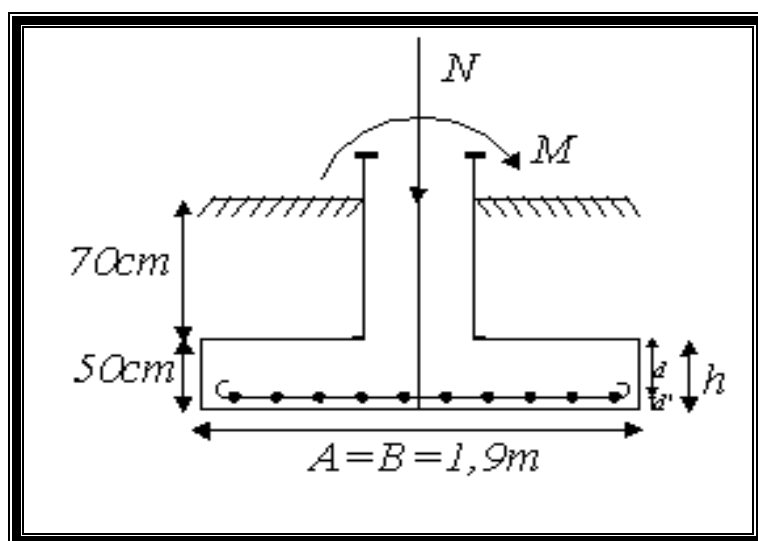


Figure VIII-4 vue en face de ferrailage de la semelle

VIII-2 Calcul des encrages:

VIII-2-1 Introduction

Les poteaux sont considérés comme encastres pour diminuer la flèche en tête de poteaux, le système doit résister à un effort normal et un effort tranchant mais aussi et essentiellement à un moment fléchissant.

Dans notre cas ; on utilise le pied poteau qui présente un encastrement dans le plan de portique et qui doit être rigide pour empêcher leur mouvement de rotation et translation, d'une part, et assure l'articulation pour permettre de s'incliner sur leur base et de déformer sans fendre ni fissurer la masse de fondation d'une autre part.

Principaux éléments composant les encrages :

VIII-2-2 Définitions

***La platine d'extrémité**

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base basée du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux liges

D'ancrages scellés dans la fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur la surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par des raidisseurs

***les tiges s'ancrage**

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage, encastree dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

***la bêche**

La bêche est un tronçon de profilé soudé sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert à reporter sur le béton de fondation l'effort horizontal qui peut affecter le poteau

***la contre platine**

La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface de béton de fondation la contre platine a deux fonctions, il a deux fonctions celle de répartir les efforts de compression transmis par le poteau et celle de permettre au pied de poteau des mouvements de rotation.

VIII-2-3 Hypothèse

La liaison des poteaux à leur est considéré comme articulé dans les deux sens longitudinal et transversal.

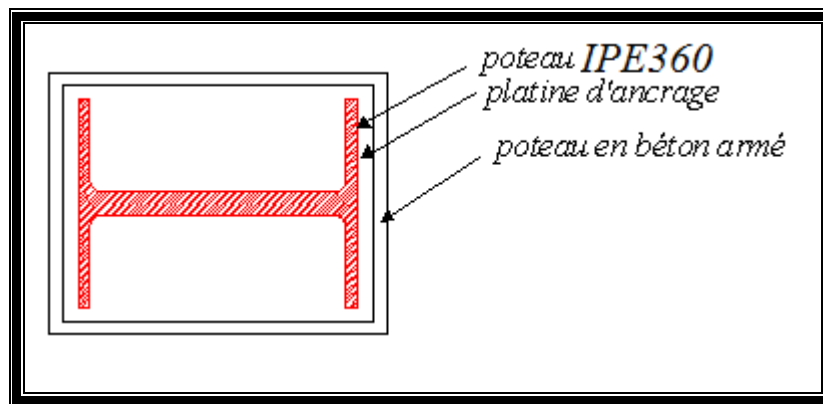
-On réalise cette articulation par la disposition d'une platine soudée au poteau et lié au poteau support de béton armée.

Le béton des poteau est dosé à $350\text{kg}/\text{m}^3$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$

-Pour avoir une articulation on doit respecter la rotation des poteaux

- prendre $h_p < 300\text{mm}$ si possible et $\delta < 200\text{mm}$
- si $300\text{mm} < h_p < 600\text{mm}$ on doit avoir

$$\left. \begin{array}{l} \Theta L : \text{rotation de pied de poteau} \\ N : \text{effort normal non pondéré} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \Theta L \cdot h_p \leq 3\text{mm} \\ N \cdot h_c \cdot \Theta L < 1500\text{N.m} \\ \Theta L = 1.5\Theta G \end{array}$$



-Figure VIII-5 vue en plan d'éléments d'ancrage

* choix des cordons de soudures

Poteau IPE360 ($h_c = 360\text{mm}$; $b_c = 170\text{mm}$; $t_f = 12,7\text{mm}$; $t_w = 8\text{mm}$)

Cordon semelle: $a_s = 0.7t_f = 0.7 \times 12,7 = 8,89\text{mm} \implies$ on prend $a_s = 10\text{mm}$

Cordon d'ame: $a_d = 0.7t_w = 0.7 \times 8 = 5,6\text{mm} \implies$ on prend $a_d = 8\text{mm}$

la largeur minimale de la platine h_{pmin} :

$$h_{pmin} = 2a_s + h_c = 2 \times 10 + 350 = 370\text{mm}$$

On prend $h_p = 390\text{mm} \implies$ On prend $h_p = 390\text{mm}$

VIII-2-4 Calcul des platines en pieds des poteaux

VIII-2-4 Poteau IPE 360

On admet que les platines, soumises aux réactions des poteaux en béton armé, risquent de se plier suivant des lignes tangentes au contour des poteaux.

-les calculs vont consister à :

- Déterminer la surface de la platine, en fonction de contrainte admissible σ_{bc} de compression du béton de massif de poteau.
- Déterminer l'épaisseur de platine, en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage.
- Déterminer les boulons d'ancrage, en fonction des efforts de traction.
-

❖ Choix de platine

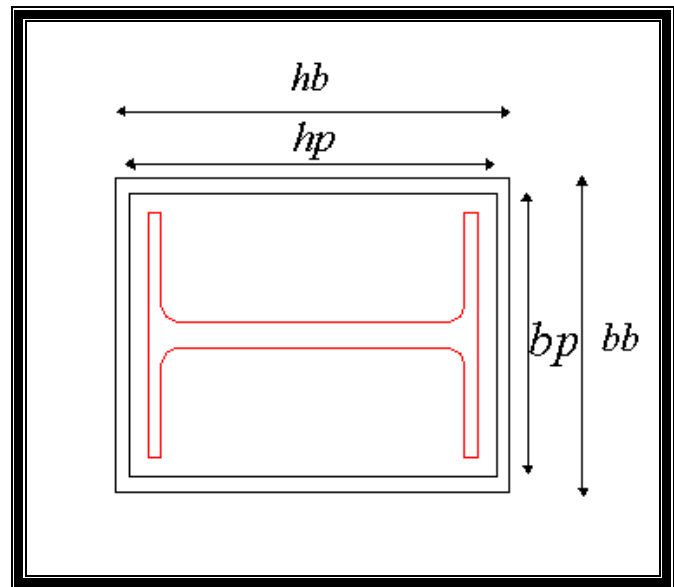
$$P_{adm} = \frac{1}{2} K \sigma_{bc}$$

K : coefficient de majoration.

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \cdot f_{c28} \cdot 25 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{MPa}$$

$$P_{adm} = \frac{1}{2} \times 1.5 \times 14,17 = 10,625 \text{MPa}$$



-Figure VIII-6 dimensions du platine d'ancrage

Pour avoir des épaisseur de platine moyenne pour ($h_p \approx 390 \text{mm}$), on prend $P = 5,31 \text{Mpa}$

$$p = \frac{N}{h_p \times b_p} = 5,31 \text{Mpa}$$

$$\frac{6527 \times 9,81}{390 \times b_p} = 5,31 \Rightarrow b_p = 30,91 \text{mm}$$

$$b_p > b_c (300 \text{mm}) \Rightarrow b_p = 320 \text{mm}$$

$$p = \frac{N}{h_p \times b_p} = \frac{6527 \times 9,81}{390 \times 320} = 0,51 \text{Mpa}$$

$$P = \frac{N}{h_p \times b_p} \quad : \text{Pression sur la platine d'acier}$$

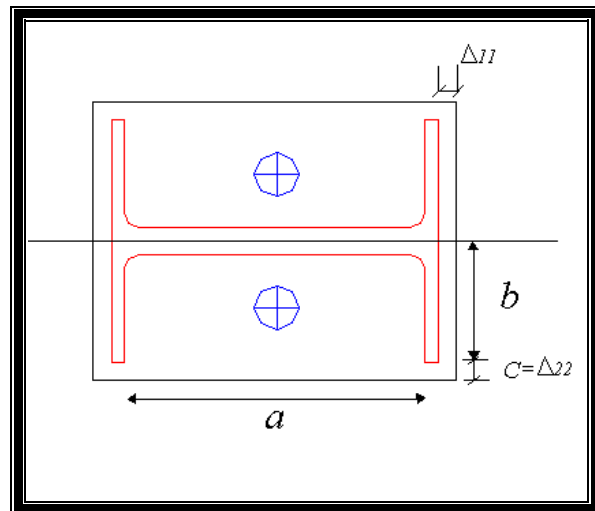
$$p' = 1.5P \quad (\text{pour tenir compte la rotation du poteau})$$

On pose :

$$\Delta_{11} = \frac{h_p - h_c}{2} = \frac{390 - 360}{2} = 15 \text{ mm}$$

$$\Delta_{22} = \frac{b_p - b_c}{2} = \frac{320 - 170}{2} = 75 \text{ mm}$$

❖ **Epaisseur de la platine:**



-FigureVIII-7 mécanisme de déformation de la platine

$$\sigma = \frac{N}{h_p \times b_p}$$

$$= \frac{65,27 \times 10^4}{39 \times 32} = 5,22 \text{ MPa} \leq 14,17 \text{ MPa}$$

$$t_p \geq \Delta_{22} \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}} = 75 \times \sqrt{\frac{3 \times 52,2}{2350}} = 19,32 \text{ mm}$$

On prend $t_p = 20 \text{ mm}$

VIII-2-5 Ancrage des tiges

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place, si cela s'avère nécessaire, afin de résister aux effets des actions de calcul, elles doivent être dimensionnées pour résister convenablement à la traction due aux forces de soulèvement et au moment de flexion.

Les tiges d'ancrage doivent être ancrées dans la fondation par un crochet, par une plaque de type « rondelle »

L'effort admissible par scellement, dans le cas de tige droit, (-MOREL, J. (2005). Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3. Edition EYROLLES. Paris.).Page274.

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

g_c : étant le dosage en ciment du béton = 350kg/m³

Φ : diamètre de la lige lisse

L_1 : longueur de la lige lisse = 335mm

L_2 : longueur de la lige à partir de la rayon $r=85$ mm

r : rayon de tige tel que $l_1 \geq r \geq l_2 = 90$ mm

N : l'effort de soulèvement au vent

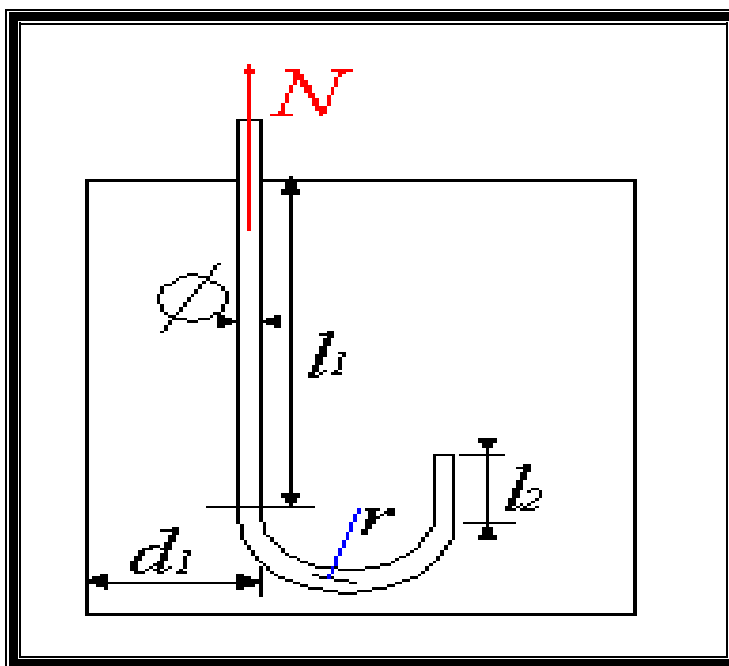
(Sous $G+V$) = 2552 daN

d_1 : distance centre la lige et la paroi la plus proche

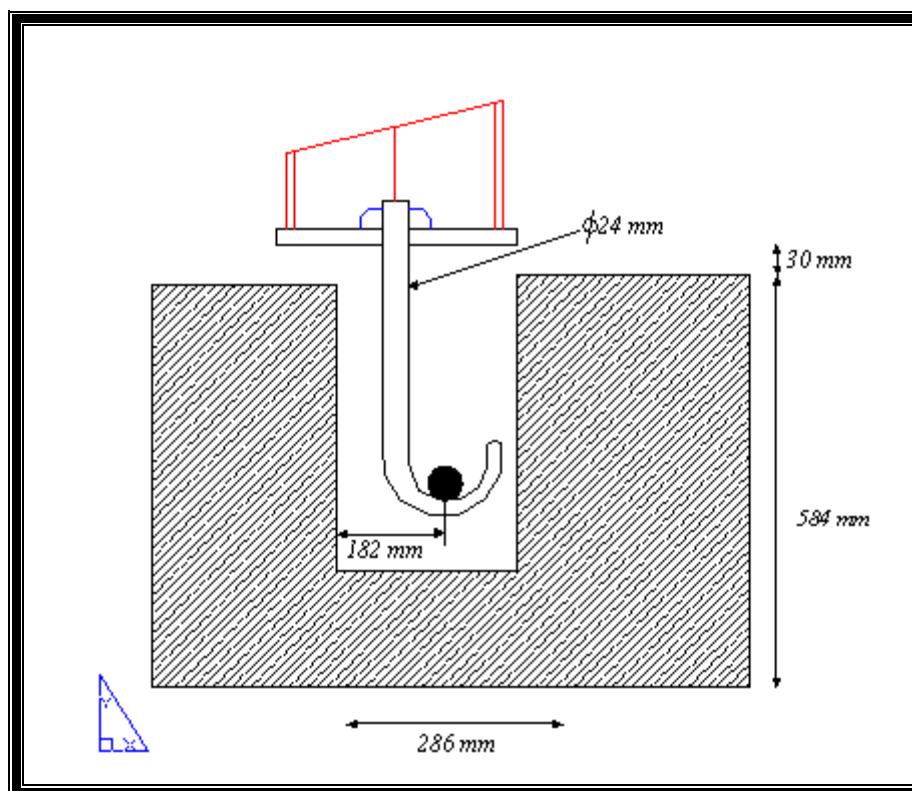
$$\text{Effort admissible par lige } N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\phi l}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \geq \frac{N}{2}$$

D'où l'on tire $0,33\Phi^2 - 313\Phi + 2552 \geq 0$

Soit $\Phi \geq 24$ mm \Longrightarrow pour le cas simple



-FigureVIII-8 tige d'encrage en crochet



FigureVIII-9 ancrage type