

## VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCES DES PIEUX POUR UN EXCENTREMENT DONNÉ

Il est d'usage de considérer qu'un excentrement<sup>1</sup> de pieu mesuré sur le terrain inférieur au 1/8 du diamètre<sup>2</sup> (D/8) à D/8 n'a pas de conséquence sur sa force portante.

Cependant si l'on veut vérifier la structure selon l'article 2.6 de l'Eurocode 2 :

« (1)P Lorsque l'interaction sol-structure a une influence significative sur les sollicitations dans la structure, les propriétés du sol et les effets de l'interaction doivent être pris en compte conformément à l'EN 1997-1. »

Il faudra vérifier chaque pieu en fonction de :

- son excentrement constaté sur site
- son taux de chargement  $\nu$  (rapport charge extérieure  $N_{Ed}$  / charge capable du pieu non armé  $N_{Rd}$ )
- la présence éventuelle d'armatures dans le pieu.

Si cette vérification n'est pas assurée, on pourra, en fonction du dépassement d'excentrement par rapport à l'excentrement toléré, prendre en compte la résistance du poteau et disposer des longrines de redressement

### 1 – RAPPEL CCBA68

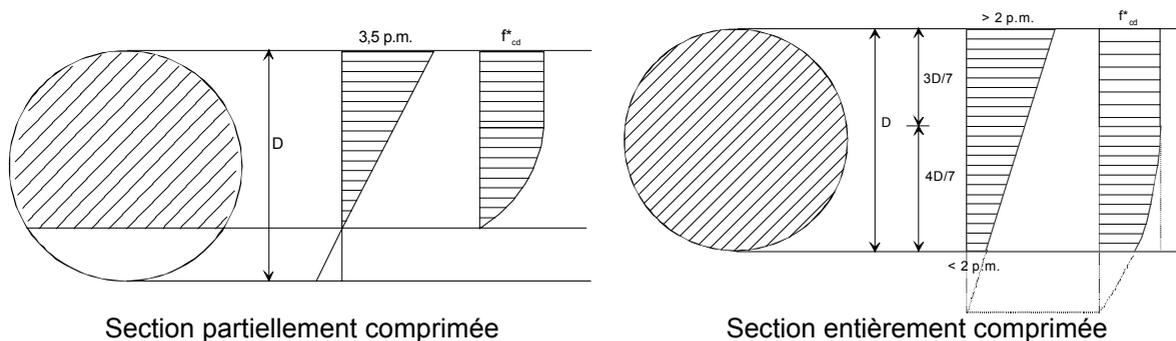
Le calcul d'un pieu est effectué en combinaison du 1<sup>er</sup> genre, ce qui est l'équivalent de l'état-limite de service de l'EC2 (au coefficient 1,2 près appliqué aux charges variables).

De l'article 9.4, on retient que « la contrainte moyenne du béton de la section rendue homogène, si elle est entièrement comprimée, ne dépasse pas la contrainte admissible pour la compression simple. », soit  $\bar{\sigma}'_{b0} = 0,3\sigma'_n$ . La contrainte maximale en flexion ne dépassant pas  $\bar{\sigma}'_{b0} = 0,6\sigma'_n$ .

Ce qui permet de dire que la force portante d'un pieu de diamètre D comprimé avec une excentricité égale à D/8 est la même qu'en compression simple.

### 2 – RESISTANCE D'UN PIEU AVEC EXCENTREMENT

Pour l'EC2, le calcul est à faire en ELU, avec un diagramme parabole-rectangle (le diagramme de Sargin n'est pas interdit).



Section partiellement comprimée  
Fig. 1 – Pieu circulaire en ELU

En flexion composée, quelle que soit la valeur du moment (donc de l'excentricité), la contrainte maximale du béton est  $f^*_{cd}$ .<sup>3</sup>

<sup>1</sup> On appellera excentricité la valeur du rapport M/N et excentrement l'excentricité du pieu constatée sur chantier

<sup>2</sup> On notera D le diamètre du pieu pour éviter des confusions de notation avec le reste du raisonnement

<sup>3</sup>  $f^*_{cd}$  est la contrainte limite du béton en fonction des coefficients propres à chaque type de pieu.

On a  $f^*_{cd} < f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$

En conséquence, la force portante du pieu diminue avec l'excentrement.

Pour un excentrement nul :  $e = 0$ , on a  $N_{Rd} = f_{cd} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$  pour un pieu non armé.

Le calcul en flexion composée d'une section circulaire permet de déterminer un diagramme d'interaction (M,N) ou encore un diagramme donnant l'excentrement  $\eta = \frac{e}{D}$  autorisé pour un taux de chargement du pieu

$$\text{donné } v = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}.$$

L'excentrement ne joue un rôle que dans la partie supérieure du pieu (voir en 3 ci-après).  
Si le pieu est armé en tête, la résistance au moment dû à l'excentrement est améliorée.

### 3 – VARIATION DU MOMENT D'EXCENTREMENT AVEC LA PROFONDEUR

Considérons le pieu dans un milieu élastique où, à tout déplacement horizontal correspond une réaction horizontale du sol proportionnelle à ce déplacement.

Appliquons la théorie de la poutre semi-infinie sur sol élastique.

La déformée vaut :  $y = e^{-\beta x} \cdot [A \cdot \sin(\beta x) + B \cdot \cos(\beta x)]$

la rotation :  $y' = -\beta \cdot e^{-\beta x} \cdot [(A+B) \cdot \sin(\beta x) + (B-A) \cdot \cos(\beta x)]$

la dérivée seconde :  $y'' = 2\beta^2 \cdot e^{-\beta x} \cdot [B \cdot \sin \beta x - A \cdot \cos \beta x]$

Pour un moment en tête  $M_0$  et une force horizontale en tête H, les coefficients deviennent :

$$A = -\frac{M_0}{2\beta^2 \cdot E \cdot I} \quad \text{et} \quad B = -\frac{1}{2\beta^3 \cdot E \cdot I} \cdot (H - \beta \cdot M_0)$$

$$\text{avec : } \beta = \sqrt[4]{\frac{16k}{\pi \cdot D^3 \cdot E}}$$

et  $k$  = module de réaction du sol en MN/m<sup>3</sup>.

Pour un moment  $M_0$  seul :  $B = -A = \frac{M_0}{2\beta^2 \cdot E \cdot I}$

Pour un effort horizontal H en tête seul :  $A = 0$  et

$$B = -\frac{H}{2\beta^3 \cdot E \cdot I}$$

On en tire  $M(x) = \frac{d^2 y}{dx^2} \cdot E \cdot I = e^{-\beta x} \left[ M_0 \cdot (\cos \beta x + \sin \beta x) - \frac{H}{\beta} \cdot \sin \beta x \right]$

Pour  $x = 0$  :  $\omega = y' = \frac{M_0}{\beta \cdot E \cdot I} - \frac{H}{2\beta^2 \cdot E \cdot I}$

Pour un moment  $M_0$  en tête agissant seul,

la déformée vaut  $y = y_0 \cdot e^{-\beta x} [\cos \beta x - \sin \beta x]$

et le moment  $M = M_0 \cdot e^{-\beta x} [\cos \beta x + \sin \beta x]$

$$\text{Déformée : } y(x) = \frac{e^{-\beta x}}{2\beta^2 \cdot E \cdot I} \left[ -M_0 \cdot \sin(\beta x) + \left( M_0 - \frac{H}{\beta} \right) \cdot \cos(\beta x) \right]$$

$$\text{Rotation : } \omega(x) = \frac{-e^{-\beta x}}{2\beta \cdot E \cdot I} \left[ -\frac{H_0}{\beta} \cdot \sin(\beta x) + \left( 2M_0 - \frac{H}{\beta} \right) \cdot \cos(\beta x) \right]$$

$$\text{Moment : } M(x) = e^{-\beta x} \cdot \left[ \left( M_0 - \frac{H}{\beta} \right) \cdot \sin(\beta x) + M_0 \cdot \cos(\beta x) \right]$$

En dehors de la tête de pieu, la valeur maximale du moment est obtenue à la profondeur  $\pi/\beta$  et vaut 4,3% du moment en tête, ce qui est négligeable.

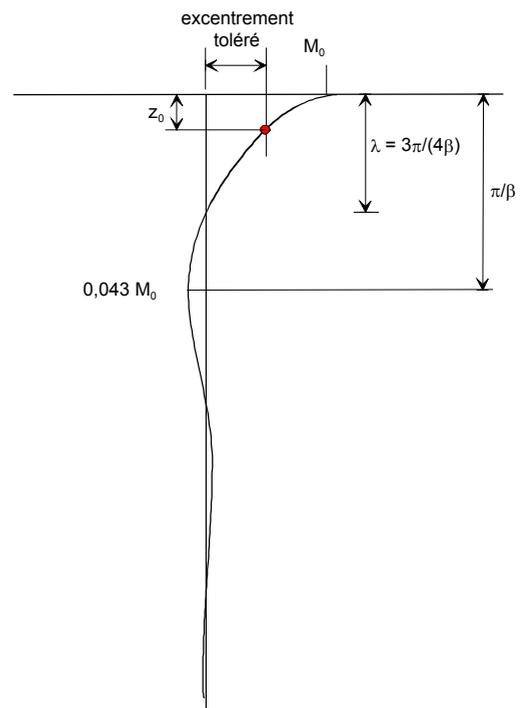


Fig. 2 – Moments dans le pieu

Le moment est nul à la profondeur :  $\lambda = \frac{3\pi}{4\beta}$

Pour une tolérance d'excentrement donnée  $e_{\text{toléré}}$ , la profondeur à laquelle l'excentrement est toléré est encore moindre.

**Tab. 1 – Déformées et moments en fonction de la profondeur**

$\beta.z$	$y/y_0$	$M/M_0$	
0	1	1	
0,1	0,8100	0,9907	
0,2	0,6398	0,9651	
0,3	0,4888	0,9267	
0,4	0,3564	0,8784	
0,5	0,2415	0,8231	
0,6	0,1431	0,7628	
0,7	0,0599	0,6997	
0,8	-0,0093	0,6354	
0,9	-0,0657	0,5712	
1	-0,1108	0,5083	
1,1	-0,1457	0,4476	
1,2	-0,1716	0,3899	
1,3	-0,1897	0,3355	
1,4	-0,2011	0,2849	
1,5	-0,2068	0,2384	
1,6	-0,2077	0,1959	
1,7	-0,2047	0,1576	
1,8	-0,1985	0,1234	
1,9	-0,1899	0,0932	
2	-0,1794	0,0667	
2,1	-0,1675	0,0439	
2,2	-0,1548	0,0244	
2,3	-0,1416	0,0080	
2,3562	-0,1340	0	$3\pi/4$
2,4	-0,1282	-0,0056	
2,5	-0,1149	-0,0166	
2,6	-0,1019	-0,0254	
2,7	-0,0895	-0,0320	
2,8	-0,0777	-0,0369	
2,9	-0,0666	-0,0403	
3	-0,0563	-0,0423	
3,1	-0,0469	-0,0431	
3,1416	-0,0432	-0,0432	$\pi$
3,2	-0,0383	-0,0431	

Le paramètre  $\beta$  est assez peu sensible à la qualité du sol du fait de la racine quatrième.

On peut déterminer la profondeur  $z_0$  telle que le moment soit égal à une valeur donnée (celle qui ne nécessite plus d'armatures par exemple) en utilisant le tableau ci-contre.

**Tab. 2 - Coefficients de Westergaard**

Caractéristiques du sol	Composition du sol	k (MN/m <sup>3</sup> )
Sol de faible densité	Vase, sable fraîchement rapporté, argile humidifiée	1-5
Sol de densité moyenne	Sable tassé, gravier rapporté, argile humide	5-50
Sol dense	Sable fortement tassé, gravier fortement tassé, cailloux, argile peu humide, marne	50-100
Sol très dense	Argile sablonneuse tassée artificiellement, argile dure	100-200
Sol dur	Roche fissurée calcaire, grès sol gelé	200-1 000
Sol rocheux	Roche dure	1 000-15 000

Extrait de « Formulaire de l'ingénieur » de Isnard, Grekow et Mrozowicz – Editions Eyrolles – 1964

**Tab. 3 – Exemple** pour un pieu de diamètre  $D = 0,40$  m. Le point de moment nul est à la profondeur  $\lambda$ .

Caractéristiques du sol	Composition du sol	k (MN/m <sup>3</sup> )	$\beta$ m <sup>-1</sup>	$\lambda=3\pi/(4\beta)$ m
Sol de faible densité	Vase, sable fraîchement rapporté, argile humidifiée	1	0,23	10,47
		5	0,34	7,00
Sol de densité moyenne	Sable tassé, gravier rapporté, argile humide	5	0,34	7,00
		50	0,60	3,94
Sol dense	Sable fortement tassé, gravier fortement tassé, cailloux, argile peu humide, marne	50	0,60	3,94
		100	0,71	3,31
Sol très dense	Argile sablonneuse tassée artificiellement, argile dure	100	0,71	3,31
		200	0,85	2,78
Sol dur	Roche fissurée calcaire, grès sol gelé	200	0,85	2,78
		1 000	1,27	1,86
Sol rocheux	Roche dure	1 000	1,27	1,86
		15 000	2,49	0,95

**Tab. 4 – Exemple pour un sable tassé, un gravier rapporté ou une argile humide avec un coefficient  $k = 5$  MN/m<sup>3</sup> et un diamètre de pieu  $D$**

D	$\beta$	$\lambda=3\pi/(4\beta)$	$\lambda/D$
0,4 m	0,34	7,00 m	17,50
0,8 m	0,20	11,77 m	14,72
1,2 m	0,15	15,96 m	13,30
1,6 m	0,12	19,80 m	12,37
2 m	0,10	23,41 m	11,70
2,4 m	0,09	26,84 m	11,18

#### 4 – TRAITEMENT DES EXCENTREMENTS

Notations :

- e excentrement = excentricité constatée sur le terrain, une fois le pieu exécuté
- $e_a$  excentricité limite correspondant à la tolérance de la norme d'exécution NF EN 1536, NF EN 1538, NF P94-262 ou autre, ou bien excentricité limite contractuelle
- $e_b$  excentricité maximale que peut supporter le pieu seul avec le pourcentage minimal
- $e_c$  excentricité maximale que peut supporter le pieu seul avec le ferrailage mis en place  $e_c \geq e_b$
- $e_d$  excentricité maximale que peut supporter le pieu avec le ferrailage mis en place et le poteau avec le ferrailage prévu sur les plans
- $e_e$  excentricité maximale que peut supporter le pieu avec le ferrailage mis en place et le poteau avec le ferrailage renforcé sur chantier<sup>4</sup>

- a) Une fois le pieu exécuté, on constate un excentrement  $e$ .
- b) Pour une charge ELU donnée, le diamètre du pieu  $D$  a été choisi dans une gamme de diamètres, ce qui donne une marge de capacité portante  $N_{Rd}$ , fonction du moment  $M = e \cdot N_{Rd}$ .
- c) L'abaque<sup>5</sup> d'interaction d'une section circulaire ( $M, N$ ) permet de déterminer les excentricités  $e_a$ ,  $e_b$  et  $e_c$  en prenant en compte les armatures situées en tête de pieu
- d) Si l'excentrement est supérieur à l'excentricité que peut reprendre le pieu seul, on regarde si l'ensemble pieu-poteau peut reprendre l'excentrement  $e$ , sinon il faudra renforcer les armatures du poteau, voire disposer des longrines de redressement<sup>6</sup>

<sup>4</sup> Le ferrailage renforcé sur chantier pouvant consister à doubler tout ou partie des barres verticales par des barres de même diamètre (un diamètre inférieur peut ne pas respecter la règle des 15  $\emptyset$ ), en respectant les deux symétries pour un poteau rectangulaire.

<sup>5</sup> Voir le programme N° 116

<sup>6</sup> Voir le programme N° 115

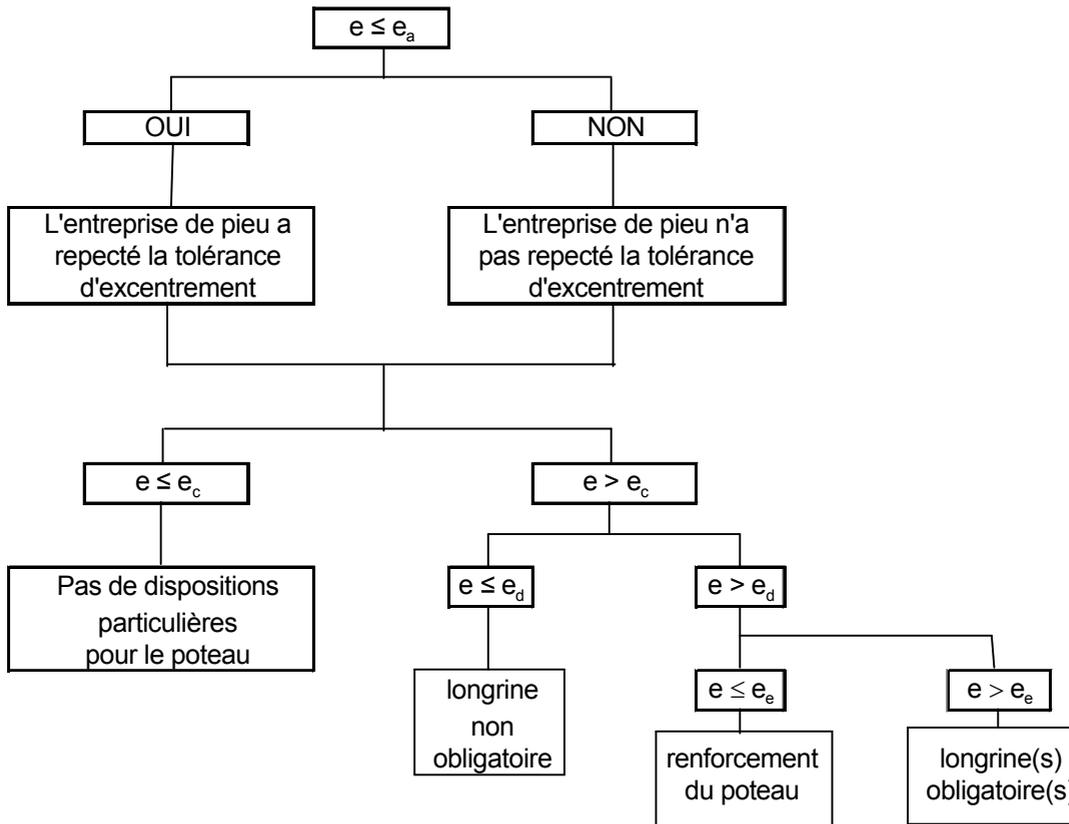


Fig. 3 – Organigramme de vérification des excentricités.

## 5 – DIMENSIONNEMENT DES LONGRINES DE REDRESSEMENT

Notations :

$M_0 = N_{Ed} \cdot e$  = moment dû à l'excentrement  $e$

$C_1$  = moment repris par le pieu de diamètre  $D$

$C_2$  = moment repris par le poteau d'inertie  $I_2$  et longueur  $L_2$  (longueur poteau)

$C_3, C_4$  = moments repris par chacune des deux longrines colinéaires et dans le plan de l'excentrement, d'inertie  $I_1, I_2$  et de longueurs  $L_1, L_2$

$M_0 = C_1 + C_2 + C_3 + C_4$

$k$  = coefficient d'élasticité du sol (coefficient de Westergaard) en  $\text{MN/m}^3$

$E$  = module d'Young du béton du pieu en  $\text{MPa}$

$$\text{Posons } \beta = 4 \sqrt{\frac{16k}{\pi \cdot D^3 \cdot E}}$$

Deux méthodes de calcul : méthode d'égalité des rotations, méthode des moments résistants.

### a) - Méthode de l'égalité des rotations<sup>7</sup>.

La rotation en tête de pieu doit être la même que celle des extrémités des longrines et du pied de poteau.

$$\omega = \frac{C_1}{\beta \cdot E \cdot I} = \frac{C_2}{\alpha_2 \cdot E_2 \cdot I_2 / L_2} = \frac{C_3}{\alpha_3 \cdot E_3 \cdot I_3 / L_3} = \frac{C_4}{\alpha_4 \cdot E_4 \cdot I_4 / L_4} = \frac{C_1}{K_1} = \frac{C_2}{K_2} = \frac{C_3}{K_3} = \frac{C_4}{K_4} = \frac{C_1 + C_2 + C_3 + C_4}{K_1 + K_2 + K_3 + K_4} = \frac{M_0}{K}$$

En posant :

$$K_1 = \beta \cdot E \cdot I ; K_2 = \alpha_2 \cdot E_2 \cdot I_2 / L_2 ; K_3 = \alpha_3 \cdot E_3 \cdot I_3 / L_3 ; K_4 = \alpha_4 \cdot E_4 \cdot I_4 / L_4 ; K = K_1 + K_2 + K_3 + K_4$$

<sup>7</sup> Cette méthode est établie en supposant un comportement élastique des matériaux, puisqu'elle fait appel au module d'Young et aux moments d'inertie. Elle est à rapprocher de la méthode des 3 moments pour les poutres continues qui suppose les mêmes hypothèses et qui pourtant est utilisée à l'ELU.

Le coefficient  $\alpha = 3$  correspond au cas où l'élément (longrine ou poteau) est articulé à son autre extrémité, ce qui va dans le sens de la sécurité. Pour un encastrement parfait, on remplace 3 par 4.

$$\text{D'où : } C_1 = M_0 \cdot \frac{K_1}{K} ; C_2 = M_0 \cdot \frac{K_2}{K} ; C_3 = M_0 \cdot \frac{K_3}{K} ; C_4 = M_0 \cdot \frac{K_4}{K}$$

On devra vérifier :

- pour le pieu :  $\frac{C_1}{N_{Ed}} \leq e_c$

- pour la longrine 1 :  $\mu_3 = \frac{C_3}{b_3 \cdot d_3^2 \cdot f_{cd}} \leq \mu_{lim} \leq 0,37$  avec valeur limite du moment réduit que l'on se donne, par

exemple  $\mu_{lim} = 0,25$  pour ne pas trop solliciter le béton  $\rightarrow z = 0,5 d_3 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$

$$\rightarrow A_{s3} = \frac{C_3}{z \cdot f_{yd}}$$

- pour la longrine 2 :  $\mu_4 = \frac{C_4}{b_4 \cdot d_4^2 \cdot f_{cd}} \leq \mu_{lim} \leq 0,37 \rightarrow z$  et  $A_{s4}$ .

- pour le poteau : que le poteau résiste au flambement avec un moment du 1<sup>er</sup> ordre =  $0,6 C_2$  et une longueur de flambement  $L_2$ .

La vérification en pied de poteau doit être faite en flexion composée avec  $(N_{Ed}, C_2)$ , un diagramme parabole-rectangle, une excentricité d'imperfection géométrique  $e_1 = \text{Max}[20 \text{ mm et } L/400]$ .

Inconvénient de la méthode. Les moments des 4 éléments sont dans un rapport fixe pas toujours compatible avec leurs moments résistants. Solution peu économique.

### b) - Méthode des moments résistants

Soient :

$C_1$  = moment résistant du pieu sous la charge  $N_{Ed}$  :  $C_1 = N_{Ed} \cdot e_c$

$C_2$  = moment résistant du poteau avec le ferrailage prévu ou renforcé, suivant le cas

$C_3$  et  $C_4$  les moments résistants des longrines

On devra vérifier  $M_0 = e \cdot N_{Ed} \leq C_1 + C_2 + C_3 + C_4$

### Étude du poteau au flambement

Le moment maximal dû à l'excentricité du 2<sup>e</sup> ordre  $e_2$  (sinusoïde) a lieu à mi-hauteur du poteau.

Le moment maximal du 1<sup>er</sup> ordre dû à la quote-part de

l'excentrement reprise par le poteau  $e_p$  a lieu en pied de poteau.

Le moment maximal dû à l'ensemble (imperfections géométriques  $e_0$  + 1<sup>er</sup> ordre + 2<sup>e</sup> ordre) a lieu quelque part au-dessous de la mi-hauteur du poteau.

On peut admettre, comme le font l'Eurocode 2-1-1, art. 5.32 et le Building Code américain ACI 318, art. 10.12.3.1, de retenir la valeur  $e_1 = 0,6 e_p$ .

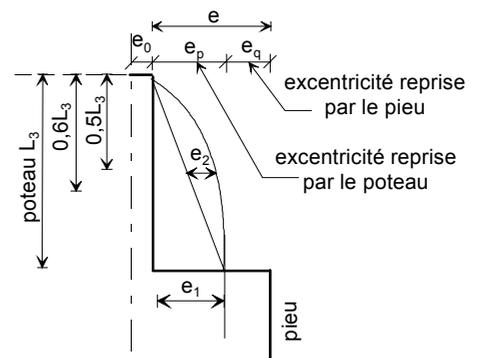


Fig. 4 – Excentricités du poteau

**Remarque.** L'attention est attirée sur le fait que si le pied de poteau est déplaçable et que le poteau n'est que faiblement encasté en tête, on entre dans le cas où la longueur de flambement est supérieure à  $L$ . Ce cas n'est pas traité ici, où l'on a supposé que le pied de poteau est bloqué horizontalement par le dallage (ou des longrines). On n'a pas pris en compte la déformée en tête de pieu due au blocage par le dallage, déformée qui est de signe contraire à l'excentrement du pieu. Ce qui va dans le sens de la sécurité (Voir en 7 ci-après).

## 6 – APPLICATION NUMERIQUE – SEMELLE SUR UN PIEU

### 6-1 – Poteau

Longueur libre du poteau :  $L = 2,80 \text{ m}$   
 Enrobage nominal au nu :  $25 \text{ mm}$   
 Charges en pied de poteau :  $N_G = 0,55 \text{ MN}$  et  $N_Q = 0,3 \text{ MN}$   
 $\rightarrow N_{Ed} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,1925 \text{ MN}$

Prenons un poteau  $0,35 \times 0,35 \text{ m}$  armé de 4 HA10 =  $3,14 \text{ cm}^2$   
 et des cadres en HA6. Enrobage à l'axe :  $25 + 6 + 10/2 = 36 \text{ mm}$ .

La méthode générale de l'EC2 - § 5.8 .6 (Programme N° 102)  
 donne :

$N_{Rd} = 1,615 \text{ MN} > 1,1925 \text{ MN}$  OK  
 et une excentricité du 2<sup>e</sup> ordre  $e_2 = 17,7 \text{ mm}$ .

Armatures minimales (EC2 - § 9.5.2) :  
 $\text{Max}[0,1 N_{Ed}/f_{yd} ; 0,002 a.b] = 2,74 \text{ cm}^2 < 3,14$  OK

**Remarque.** Avec la formule simplifiée de calcul de la force portante des poteaux des Règles Professionnelles on trouve :  $\delta = 0,097$   $\alpha = 0,673$   $k_s = 1$   $k_h = 0,924$   
 et  $N_{Rd} = 1,354 > 1,1925 \text{ MN}$  OK

### 6.2 – Pieu

Supposons que la contrainte limite du béton du pieu (NF EN 1536, NF EN 1538 ou NF P94-262)  
 soit  $f_{cd}^* = 12 \text{ MPa}$

Diamètre minimal nécessaire :  $D = \sqrt{\frac{4 N_{Ed}}{\pi \cdot f_{cd}^*}} = \sqrt{\frac{4 \times 1,1925}{\pi \times 12}} = 0,356 \text{ m}$

Nous retiendrons  $D = 0,40 \text{ m}$

Taux de chargement pour  $D = 0,40 \text{ m}$  et  $f_{cd}^* = 12 \text{ MPa}$  :  $v = \frac{4 N_{Ed}}{\pi \cdot D^2 \cdot f_{cd}^*} = \frac{4 \times 1,1925}{\pi \times 0,4^2 \times 12} = 0,791$

**On appliquera la méthode des moments résistants.**

On peut déterminer le moment maximal (donc l'excentricité maximale  $e_c$ ) que peut supporter **le pieu**.  
 Selon NF EN 1536 :  $\geq 0,5 \%$  et 4 barres minimum de diamètre minimal 12 mm, soit 6 HA12 =  $6,28 \text{ cm}^2$   
 et  $0,54 \%$  avec des cerces de 6 mm.

Programme N° 116 (diagramme d'interaction). Pour obtenir  $6,28 \text{ cm}^2$  nécessaires, il faut une excentricité de  $46,5 \text{ mm}$  obtenue par essais successifs.

**Remarque.** Si le pieu devait à lui seul supporter une excentricité de  $100 \text{ mm}$  (la tolérance normative), il faudrait l'armer à  $2,23 \%$ , soit  $28,03 \text{ cm}^2$  (9 HA20)

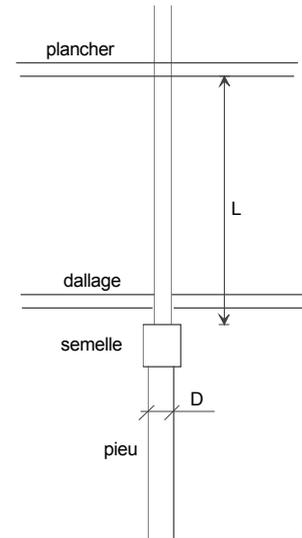


Fig. 5 – Coupe verticale

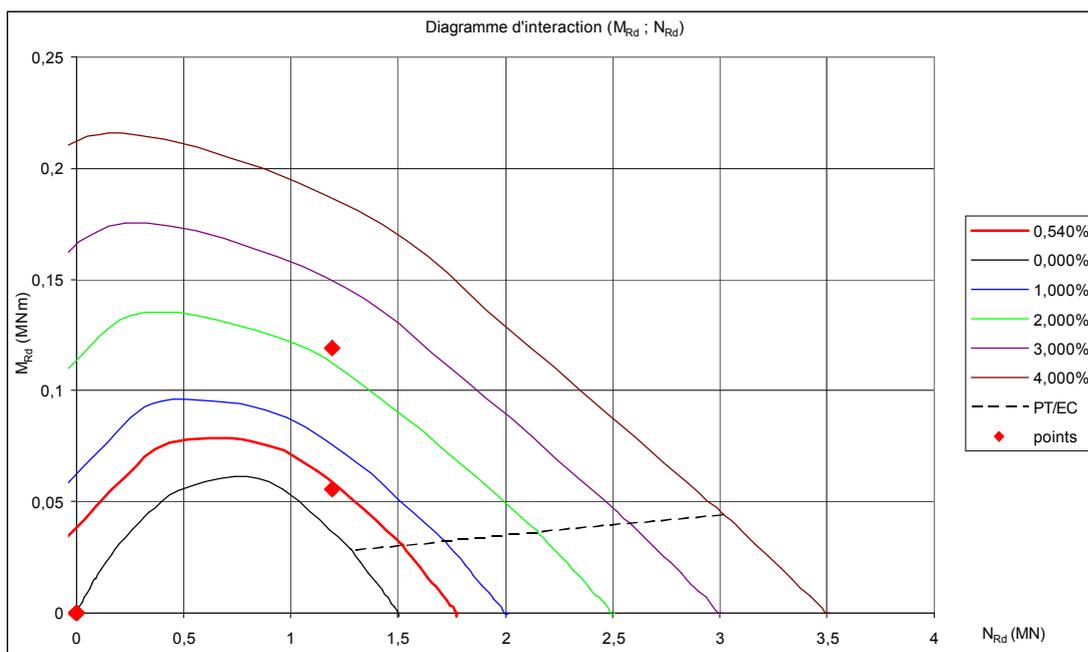


Fig. 6 – Diagramme d'interaction du pieu

De même, avec le programme N° 102, on recherche l'excentricité que peut supporter le poteau armé de 4HA10 sous la charge  $N_{Ed} = 1,1925 \text{ MN}$ . Par essais successifs, on trouve 42 mm comme excentricité du 1<sup>er</sup> ordre pour équilibrer  $N_{Rd} = N_{Ed}$ , ce qui correspond à une excentricité en pied de poteau de  $42/0,6 = 70 \text{ mm}$

**Exemple N° 1.** Excentremets constatés sur chantier : 10 cm sens E-W et 4 cm sens N-S, soit une excentricité  $e = \sqrt{10^2 + 4^2} = 107,7 \text{ cm}$

On constate que le pieu et le poteau peuvent supporter une excentricité maximale de :  $46,5 + 70 = 116,5 \text{ mm} > 107,7 \text{ mm}$ . Il n'est pas nécessaire de prendre de dispositions particulières, bien que l'excentrement maximal normatif toléré de 100 mm soit dépassé.

**Remarque 1.** On a négligé les déformations de la semelle qui est nettement plus rigide que le poteau et que le pieu et qui est maintenu, au moins partiellement, par la butée du sol.

**Remarque 2.** Pour un poteau carré, le moment d'inertie est le même dans toutes les directions. Pour un poteau rectangulaire  $a \times b$ , pour une direction

$$\tan \theta = \frac{e_y}{e_x} = \frac{4}{10} = 0,4 \text{ et } \theta = 21,8^\circ, \text{ le moment d'inertie}$$

du poteau dans la direction  $\theta$  vaut :

$$I = I_x \cdot \cos^2 \theta + I_y \cdot \sin^2 \theta = \frac{a \cdot b}{12} [b^2 \cdot \cos^2 \theta + a^2 \cdot \sin^2 \theta] \text{ en}$$

négligeant l'influence de l'inertie composée.

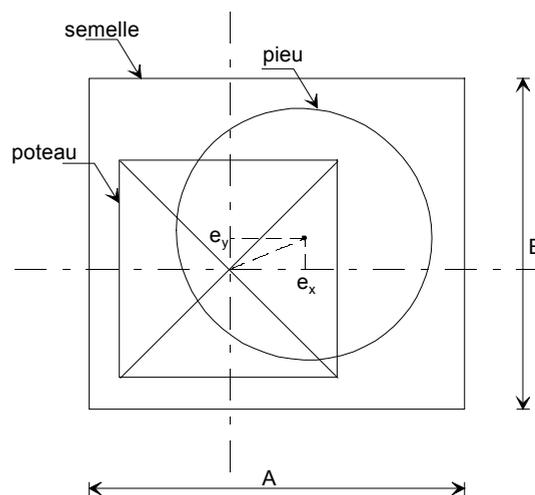


Fig. 7 – Vue en plan

Dimensions minimales de la semelle, avec un débord de 50 mm minimal. :

$$A = 0,05 + 0,35/2 + 0,10 + 0,40/2 + 0,05 = 0,525 \text{ m}$$

$$B = 0,05 + 0,35/2 + 0,04 + 0,40/2 + 0,05 = 0,515 \text{ m}$$

Une semelle  $0,60 \times 0,60$  convient.

On peut retenir une hauteur de semelle  $0,75 A = 0,75 \times 0,6 = 0,45 \text{ m}$ .

**Exemple 2.** Excentrements constatés : 15 cm sens E-W et 8 cm suivant N-S.

$$e = \sqrt{15^2 + 8^2} = 17 \text{ cm} > 13,82 \text{ cm.}$$

On peut au choix, soit ajouter des barres dans le poteau, soit mettre en place une ou deux longrines.

Retenons la 1<sup>re</sup> solution.

On doit, par raison de symétrie, mettre au moins 4 barres de même diamètre que les armatures prévues initialement, soit 8 HA10 au total.

On augmentera l'enrobage à l'axe de 10 mm (diamètre de la barre = 10), soit un enrobage à l'axe de  $25 + 6 + 10/2 + 10 = 46$  mm pour ces barres supplémentaires.

L'excentricité maximale que peut reprendre le poteau pour ce ferrailage (Programme N° 102) vaut : 54,9 mm, soit  $54,9/0,6 = 91,5$  mm en pied de poteau et un total  $91,5 + 46,5 = 138$  mm  $\approx 138,2$  mm OK.

**Exemple 3.** Excentrements constatés : 18 cm sens E-W et 11 cm suivant N-S.

$$e = \sqrt{18^2 + 11^2} = 21,1 \text{ cm} > 13,82 \text{ cm.}$$

La (ou les) longrine(s) s'impose(nt).

Pour le sens N-S, l'excentrement de 110 mm est inférieur à ce que peuvent reprendre le pieu et le poteau seuls (116,5 mm). Pas de disposition particulière.

Pour le sens E-W, le moment dû à l'excentrement vaut :  $M = 1,1925 \times 0,18 = 0,2147$  MNm.

Pour une hauteur de semelle de 0,45 m, on peut retenir la même hauteur de longrine  $h = 0,45$  m.

*1<sup>er</sup> cas. La longrine reprend la totalité du moment d'excentrement.*

Pour une largeur  $b = 0,25$  m, une hauteur utile  $d = 0,4$  m, le moment réduit vaut :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0,2147}{0,25 \times 0,4^2 \times 16,7} = 0,321 \leq 0,372 \text{ pour une seule longrine.}$$

$$\rightarrow z = 0,5d(1 + \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,3196 \text{ m et } A_s = \frac{M_0}{z \cdot f_{yd}} = 15,44 \text{ cm}^2 \text{ (5HA20 = 15,70 cm}^2\text{).}$$

Il convient de refaire les calculs avec la hauteur utile réelle et de vérifier l'ouverture de fissures en ELS.

*2<sup>e</sup> cas. La longrine ne reprend que l'excédent de moment d'excentrement que ne peuvent reprendre le pieu et le poteau.*

Le moment minimal à reprendre par une seule longrine vaut :

$$M = (0,18 - 0,1165) \times 1,1925 = 0,0757 \text{ MNm.}$$

$$\mu = \frac{0,0757}{0,25 \times 0,4^2 \times 16,7} = 0,1134 < 0,372 \rightarrow z = 0,5d(1 + \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,3759 \text{ m et } A_s = \frac{M_0}{z \cdot f_{yd}} = 4,63 \text{ cm}^2 \text{ (3HA16 = 6,03 cm}^2\text{).}$$

Le 1<sup>er</sup> cas permet de limiter la rotation en pied de poteau. La 2<sup>e</sup> est plus économique.

**Vérification de la résistance du pied de poteau** en flexion composée avec le diagramme parabole-rectangle.

L'excentricité du 1<sup>er</sup> ordre est de 70 mm  $> \text{Max}[20 \text{ mm} ; h/30] = 20$  mm (EC2, art. 6.1 (4))

Le moment à prendre en compte vaut  $M = 0,07 \times 1,1925 = 0,0835$  MNm.

Le programme N° 101 (diagramme d'interaction Fig. 8) montre que le % d'armatures nécessaire est nul. La section d'armatures 4HA10 est donc suffisante.

La longueur des attentes sera égale à  $\text{Max}[15 \varnothing ; 150 \text{ mm}] = 150$  mm

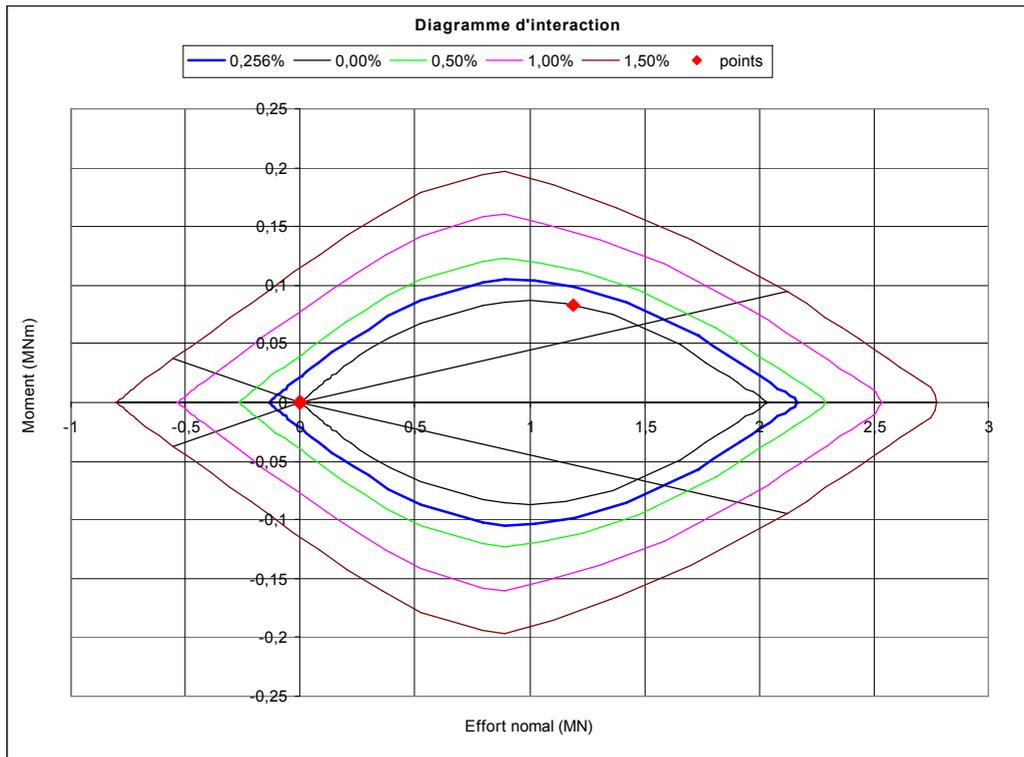


Fig. 8 – Diagramme d'interaction (Programme N° 101) pour l'exemple N° 1 (4HA10)

Pour l'exemple 2, l'excentricité du 1<sup>er</sup> ordre vaut 91,5 mm en pied de poteau.

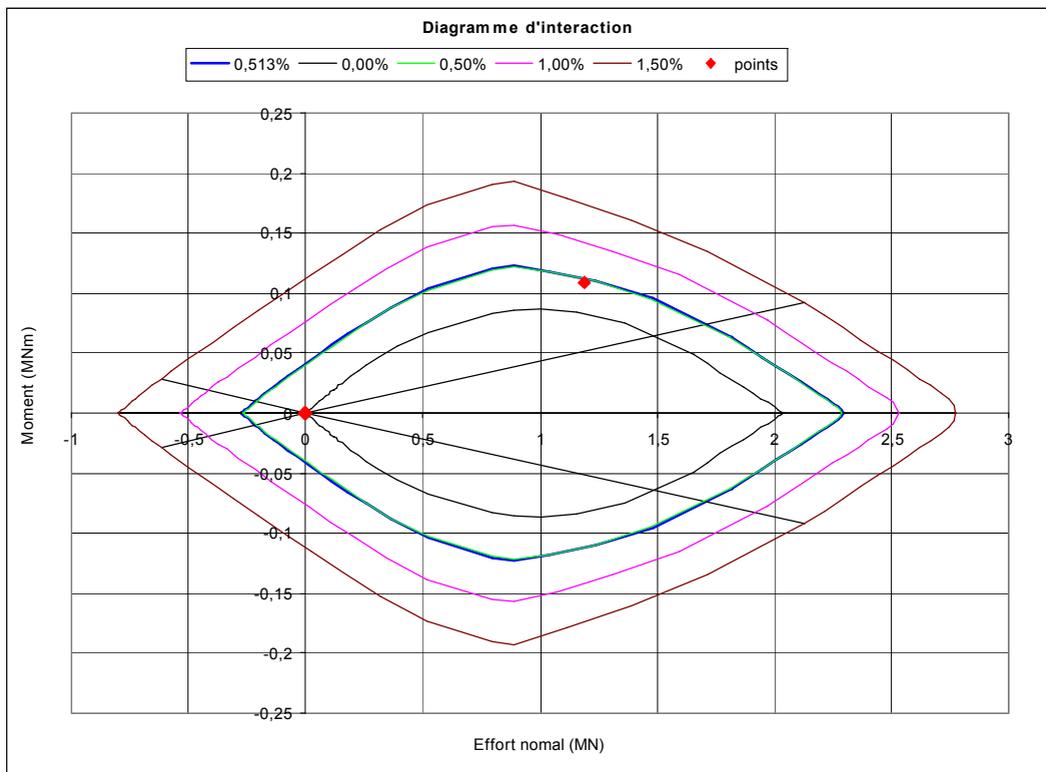


Fig. 9 – Diagramme d'interaction (Programme N° 101) pour l'exemple N° 2 (8HA10)

La section d'armature 8HA10 (0,513 %) convient (Fig. 9).

## 7 – PIEU BLOQUÉ EN TÊTE PAR LONGRINE OU DALLAGE

Si le déplacement en tête est bloqué par des longrines ou par le dallage, on a :

$$y(0) = 0 \rightarrow \text{effort horizontal en tête de pieu : } H = \beta \cdot M_0 \text{ et } M(x) = e^{-\beta x} \cdot M_0 \cdot \cos(\beta x)$$

### Exemple numérique.

Pieu  $D = 0,40 \text{ m}$

Excentrement :  $80 \text{ mm}$

$N_{Ed} = 1,257 \text{ MN}$

$k = 5 \text{ MMPa/m}$  module de Westergaard

Module d'Young du béton du pieu :  $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{16k}{\pi \cdot D^3 \cdot E}} = 0,899$$

$$M_0 = N_{Ed} \cdot e = 1,257 \times 0,1 = 0,1257 \text{ MNm}$$

*1<sup>er</sup> cas – Pieu non bloqué en tête*

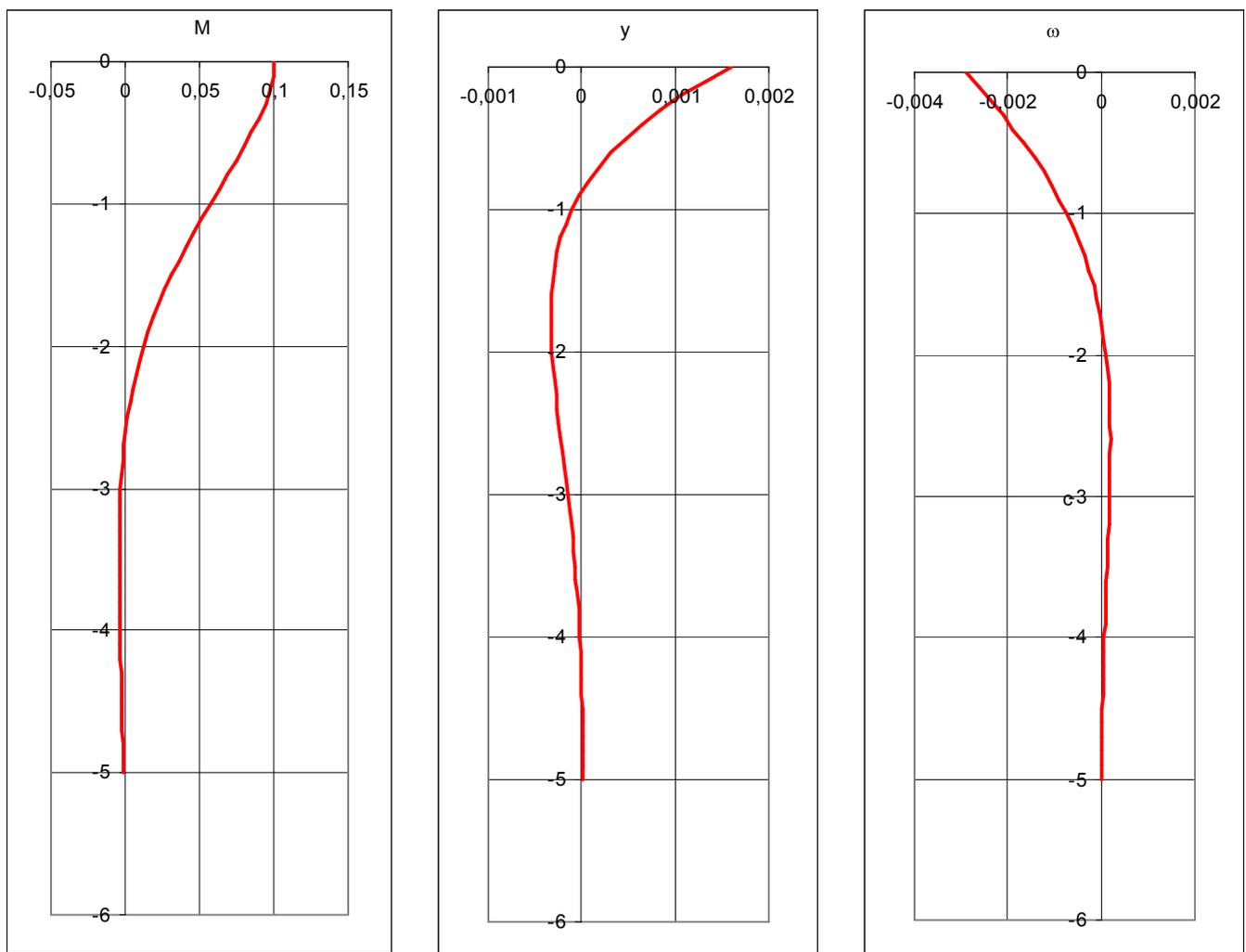


Fig. 10 – Moment, déformée horizontale et rotation sans blocage en tête

*2<sup>e</sup> cas – Pieu bloqué en tête*

Si le déplacement horizontal en tête de pieu est bloqué (par longrines ou dallage), on obtient les graphiques suivants pour les moments, rotations et déformations horizontales. Cela correspond à un effort horizontal en tête  $H = \beta \cdot M_0 = 0,09 \text{ MN}$

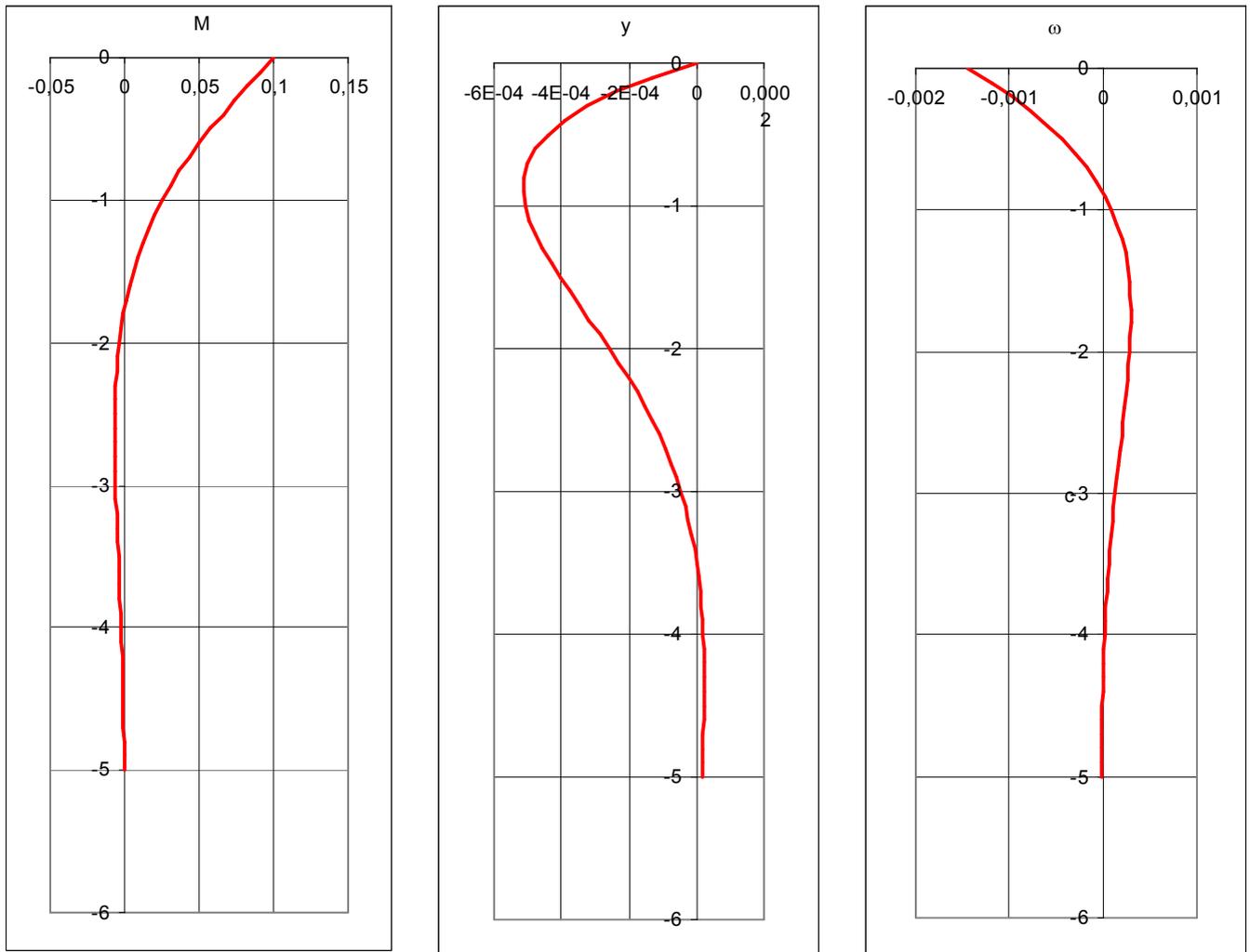


Fig. 11 – Moment, déformée horizontale et rotation avec blocage en tête

On obtient les valeurs maximales suivantes dans les deux cas :

	y	$\omega$	M
libre	0,0016	0,00287	0,10053
bloqué	0,00051	0,00144	0,10053

La rotation maximale est divisée par deux, le déplacement horizontal maximal par trois.