



Saïd Nasri

PRATIQUE DES

# longrines de redressement



SELON L'EUROCODE 2

**afnor**  
ÉDITIONS



PRATIQUE DES  
longrines  
de redressement

SELON L'EUROCODE 2





Saïd Nasri

PRATIQUE DES

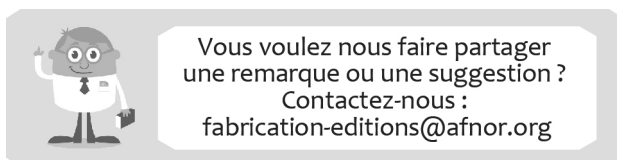
# longrines de redressement



SELON L'EUROCODE 2

**afnor**  
ÉDITIONS

**Saïd Nasri**, ingénieur indépendant, propose ses services dans le calcul et dans la vérification des structures en béton armé et en béton précontraint. Il a exercé pendant 10 ans dans des bureaux d'études et d'ingénierie, en tant qu'ingénieur d'études en béton armé. Il a réalisé et commercialisé des logiciels de calcul en béton armé (semelles sur pieux – un à quatre pieux – avec ou sans moments de flexion), console courte (chargement linéaire et concentré) et dallage (charge uniforme, charge concentrée ou mobile). Il a également travaillé pendant plus de 10 ans dans le bureau de contrôle Bureau Veritas.



© AFNOR 2019

Éditrice : Dominique Cohen

Couverture, secrétariat d'édition et mise en page : Gilda Masset

Fabrication : Philippe Malbec

ISBN 978-2-12-465689-9



Toute reproduction ou représentation intégrale ou partielle, par quelque procédé que ce soit, des pages publiées dans le présent ouvrage, faite sans l'autorisation de l'éditeur est illicite et constitue une contrefaçon. Seules sont autorisées, d'une part, les reproductions strictement réservées à l'usage privé du copiste et non destinées à une utilisation collective et, d'autre part, les analyses et courtes citations justifiées par le caractère scientifique ou d'information de l'œuvre dans laquelle elles sont incorporées (loi du 1<sup>er</sup> juillet 1992, art. L 122-4 et L 122-5, et Code pénal, art. 425).

AFNOR – 11, rue Francis de Pressensé, 93571 La Plaine Saint-Denis Cedex

Tél. : + 33 (0) 1 41 62 80 00 – [www.afnor.org/editions](http://www.afnor.org/editions)

# Sommaire

---

	<b>AVANT-PROPOS</b>	<b>VII</b>
	<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
<b>1</b>	<b>NOTATIONS ET SYMBOLES UTILISÉS</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>FIXONS LES LIMITES</b>	<b>11</b>
<b>3</b>	<b>SEMELLES EXCENTRÉES NE NÉCESSITANT PAS DE LONGRINES DE REDRESSEMENT</b>	<b>15</b>
<b>4</b>	<b>DIMENSIONNEMENT DES LONGRINES DE REDRESSEMENT DES SEMELLES SUPERFICIELLES EXCENTRÉES – POINÇONNEMENT DES SEMELLES DE FONDATION</b>	<b>17</b>
4.1	Dimensionnement des longrines de redressement des semelles superficielles excentrées .....	17
4.2	Poinçonnement des semelles de fondations.....	25
<b>5</b>	<b>LES QUATRE PRINCIPAUX CAS DES LONGRINES DE REDRESSEMENT SUR SEMELLES SUPERFICIELLES</b>	<b>29</b>
5.1	Poteau implanté à l'intérieur de la semelle, mais excentré.....	29
5.2	Poteau implanté à la limite de la semelle .....	30
5.3	Poteau implanté en dehors de la semelle .....	31
5.4	Poteau implanté en dehors de la semelle, fondation sous appareil d'appui .....	32
<b>6</b>	<b>EXEMPLES D'APPLICATIONS – SEMELLES SUPERFICIELLES</b>	<b>33</b>
6.1	Application I : poteau implanté à l'intérieur de la semelle superficielle .....	33
6.2	Application II : poteau implanté à la limite de la semelle superficielle .....	44
6.3	Application III : poteau implanté en dehors de la semelle .....	55

---

<b>7</b>	<b>APPAREIL D'APPUI SUR SEMELLE EXCENTRÉE – POTEAU IMPLANTÉ EN DEHORS DE LA SEMELLE</b>	<b>71</b>
7.1	Résolution générale des semelles excentrées avec appareils d'appuis .....	71
7.2	Données et hypothèses du problème .....	72
7.3	Approche et détermination des dimensions de la semelle excentrée .....	74
7.4	Calcul des sollicitations à reprendre par la longrine de redressement.....	76
7.5	Calcul des armatures longitudinales de la longrine de redressement .....	78
7.6	Calcul des armatures transversales de la longrine de redressement .....	80
7.7	Calcul des armatures de la semelle excentrée .....	81
7.8	Vérification du non-poinçonnement de la fondation.....	82
7.9	Dessin récapitulatif des armatures (semelle et longrine) .....	84
<b>8</b>	<b>POTEAU EXCENTRÉ SUR SEMELLES PROFONDES : PIEUX</b>	<b>85</b>
<b>9</b>	<b>EXEMPLES D'APPLICATIONS – SEMELLES PROFONDES</b>	<b>87</b>
9.1	Application I : poteau excentré sur semelle sur un pieu.....	87
9.2	Application II : poteau excentré sur semelle sur deux pieux.....	101
<b>10</b>	<b>ALLONS PLUS LOIN !</b>	<b>117</b>
	Poteau implanté à l'intérieur de la semelle superficielle avec prise en compte de la rotation élastique de la semelle.....	117
	<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	<b>121</b>



# Avant-propos

Après avoir passé quelques années dans des bureaux d'études et d'ingénierie et après avoir exercé plus de dix ans au bureau de contrôle Bureau Veritas, où je m'occupais des ouvrages en béton armé, j'ai constaté que certains bureaux d'études techniques de béton armé présentaient des lacunes dans le domaine des longrines de redressement.

Aussi ai-je décidé de réaliser le présent ouvrage afin de rendre la tâche de calcul moins ardue. Nous donnons quelques exemples d'étude de longrines de redressement dans les différentes possibilités, sur des semelles superficielles ou sur des fondations profondes, souvent rencontrées dans les projets de réalisation, et selon les règles de l'Eurocode 2 et de ses annexes nationales.

Ce livre est destiné aux ingénieurs et projeteurs d'études en béton armé ainsi qu'aux étudiants dans le génie civil et le bâtiment.

Je dédie ce livre à mon épouse.



# Introduction

---

*Aussi loin que l'on puisse aller, on peut toujours aller plus loin.*

Les constructions doivent transmettre leurs charges au sol par le biais des fondations. Souvent, les constructions en ville (habitations, bureaux, hôpitaux, etc.) sont limitées à la surface entre les bâtiments existants.

Dans certains cas, on se retrouve, le long des murs mitoyens, dans l'impossibilité d'étaler suffisamment les semelles, qui deviennent ainsi excentrées et peuvent nécessiter d'autres moyens pour recentrer les charges.

On peut alors traiter le problème en adoptant, au moins, une des solutions suivantes :

- 1) créer une longrine dite « de redressement » reliant la semelle excentrée à une semelle voisine centrée ;
- 2) le plancher supérieur doit être en mesure de reprendre une réaction horizontale de traction  $H_1$ , et au niveau de la fondation, cette réaction se transforme en une compression en pied. Elle doit être équilibrée par les frottements et la butée de la semelle sur le sol ;
- 3) si le projet présente une autre fondation excentrée, et qui est en vis-à-vis de la première, l'équilibre des réactions horizontales peut être réalisé à travers un « buton » entre les deux semelles ;
- 4) combiner les solutions ci-dessus si nécessaire.

**Note :** tous les types de fondation (pieux, fondations isolées, etc.), qui sont dans le cas de l'excentrement, peuvent nécessiter de recourir à un moyen d'équilibrage.

Dans ce qui suit, nous traiterons la solution des longrines de redressement.

Ces longrines de redressement permettent de mener les calculs de la semelle excentrée comme si elle était centrée sans moment, donc avec une résistance du sol sous la fondation, uniforme.

Enfin, pour que ce type de longrines soit efficace, on doit prendre en compte certaines dispositions précises que nous abordons ci-après.

# CHAPITRE 1

## Notations et symboles utilisés

---

- $a_1, a_2, a_3$  longueurs utilisées dans le calcul des portées de calcul  
 $l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2$
- $a_i$  distance entre le nu de l'appui et l'axe théorique de l'appui utilisé pour la modélisation
- $A$  aire d'une section droite
- $A_c$  aire totale d'une section droite d'un élément en béton armé
- arctan arc tangente
- $A_{s1}$  aire de la section des armatures longitudinales tendues passives à l'ELU
- $A_{s2}$  aire de la section des armatures longitudinales comprimées passives à l'ELU
- $A_{s,\text{max}}$  aire maximale de la section des armatures ( $= 0,04 * A_c$ ) pour une section droite de béton armé ( $A_{s1} + A_{s2} \leq A_{s,\text{max}}$ )
- $A_{s,\text{min}}$  aire minimale des armatures longitudinales tendues, condition de non fragilité :  $A_{s,\text{min}} = \max (0,26 * (f_{\text{ctm}}) / (f_{\text{yk}}) * b_t * d ; 0,0013 * b_t * d)$   
En traction pure :  $A_{s,\text{min}} = (f_{\text{ctm}} / f_{\text{yk}}) * b_w * h = (f_{\text{ctm}} / f_{\text{yk}}) * A_c$
- $A_{\text{sw}}$  aire de la section des armatures d'effort tranchant
- $b$  largeur totale d'une section droite ou largeur réelle de la table d'une poutre en T (ou L)
- $b_{\text{eff}}$  largeur efficace (participante) de la table (membrure supérieure) d'une poutre en T ou en L ;  $b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff}} + b_w \leq b$   
 $b_{\text{eff},i} = 0,2 * b_i + 0,1 * l_0 \leq 0,2 * l_0$  et  $b_{\text{eff},i} \leq b_i$

$b_t$	largeur moyenne d'une poutre dans la zone tendue
$b_w$	épaisseur de l'âme, dimension transversale d'une section de béton en T, ou en L (plus petite valeur comprise entre la zone tendue et la zone comprimée)
$c$	enrobage
$C_{25/30}$	classe du béton utilisé
C.d.G.	centre de gravité
$d$	hauteur utile de la section droite ; distance du C.d.G. des armatures tendue à la fibre extrême du béton la plus comprimée $d = d_{\text{eff}} = (d_x + d_y) / 2$ (si armatures dans deux directions orthogonales)
$f_{\text{cd}}$	valeur de calcul de la résistance en compression du béton à l'ELU dans la direction de l'axe longitudinal de l'élément $f_{\text{cd}} = \alpha_{\text{cc}} * f_{\text{ck}} / \gamma_c$ Avec $\alpha_{\text{cc}}$ : facteur de réduction (DAN $\alpha_{\text{cc}} = 1$ si $f_{\text{ck}} \leq 50$ MPa)
$f_{\text{ck}}$	résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours mesurée sur cylindre
$f_{\text{cm}}$	valeur moyenne de la résistance à la compression du béton, mesurée sur cylindre $f_{\text{cm}} = f_{\text{ck}} + 8$ MPa
$f_{\text{ctk}}$	résistance caractéristique en traction directe du béton
$f_{\text{ctm}}$	valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton si : $f_{\text{ck}} \leq 50$ MPa ; $f_{\text{ctm}} = 0,30 * f_{\text{ck}}^{(2/3)}$ si : $90 \geq f_{\text{ck}} > 50$ MPa ; $f_{\text{ctm}} = 2,12 * \ln(1 + f_{\text{cm}} / 10)$
$f_t$	résistance à la traction de l'acier de béton armé (contrainte maximale) pour la déformation : $f_t = k * f_{\text{yk}}$ ; $k = f_t / f_{\text{yk}}$ ( $k$ est appelé ductilité)
$f_{\text{tk}}$	résistance caractéristique en traction de l'acier de béton armé
$f_{\text{yd}}$	limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé
$f_{\text{yk}}$	limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé
$f_{\text{ywd}}$	limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant $V_{\text{Rd,S}} = A_{\text{cw}} / S * z * f_{\text{ywd}} * \cot\theta$
$F_s$	(ou $F_{\text{td}}$ ) effort dans les armatures longitudinales tendues, à l'ELU pour une section droite

---

G et Q	(g et q) charges linéiques respectivement permanentes et variables
h	hauteur totale de la section droite
$h_r$	épaisseur de la membrure (table de compression)
I	inertie de l'élément
K	ductilité : $(f_t / f_y)_k$ (coefficient, facteur)
L	longueur, portée
$l_{eff}$	portée utile : $l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$ ( $l_n$ : distance libre nus des appuis)
m	masse
M	moment fléchissant
$M_{Ed}$	valeur de calcul du moment fléchissant agissant
$M_u$	(ou $M_{Ed,u}$ ) moment fléchissant de calcul à l'ELU en remplacement de $M_{Ed}$
N	effort normal
$N_{Ed}$	valeur de calcul de l'effort normal agissant (traction ou compression)
$N_{Ed,u}$	(ou $N_u$ ) valeur de calcul de l'effort normal agissant (traction ou compression) à l'ELU
s	espacement des cours d'armatures d'effort tranchant : cas des cours perpendiculaires à la ligne moyenne : $V_{Rd,s} = A_{cw} / s * z * f_{ywd} * \cot\theta$
$s_{max}$	espacement longitudinal maximal des brins verticaux dans un cours d'armatures d'effort tranchant (cadres, étriers, ou épingles) <ul style="list-style-type: none"> <li><math>h &gt; 25</math> ; <math>s_{max} = \min(0,75 * d * (1 + \cot(\alpha)) ; 1,5 * d)</math></li> <li><math>h \leq 25</math> ; <math>s_{max} = 0,9 * d</math> (annexe nationale)</li> </ul>
$s_i$	classe structurale (i = 1 à 6)
SLS	état limite de service (ELS)
t	épaisseur
Tan	tangente de l'angle (en degré)
u	en indice = ultime ELU

- $u_0$  contour de l'aire d'appui (au nu du poteau, pour vérifier le poinçonnement)
- $u_1$  contour de contrôle de l'aire de référence
- $u_i$  périmètre du contour de contrôle intermédiaire entre  $u_0$  et  $u_1$
- ULS état limite ultime (ELU)
- V effort tranchant
- $V_{Ed}$  valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU
- $V_{Ed,nu}$  effort tranchant agissant de calcul au nu de l'appui, pour vérifier la bielle d'about, l'aire des armatures devant se prolonger sur cet appui et leur ancrage
- $V_{Ed,r}$  (ou  $V_{Ed,réduit}$ ) effort tranchant agissant de calcul pour déterminer le 1<sup>er</sup> espacement des armatures d'âme au voisinage de l'appui
- $V_{Rd}$  capacité de résistance à l'effort tranchant, dans le cas de poutres à hauteur constante. Dans le cas d'armatures verticales :
- $$V_{Rd} = \min (V_{Rd,s} ; V_{Rd,max})$$
- $V_{Rd,c}$  effort tranchant résistant de calcul dans une section soumise à la flexion simple, pour des éléments sans armatures d'effort tranchant
- $$V_{Rd,c} = \max (C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} ; v_{min}) * b_w * d$$
- En flexion composée :
- $$V_{Rd,c} = \max (C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp} ; v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$
- avec :
- $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$
  - $k_1 = 0,15$
  - $k = \min (1 + \sqrt{(200/d)} ; 2) ; d : \text{en mm}$
  - $\rho_l = A_{sl} / b_w * d \leq 0,02$
  - $A_{sl}$  aire de la section des armatures tendues, prolongées de  $(d + l_{bd})$  au-delà de la section considérée
  - $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 * f_{cd}$  (en MPa)
- $V_{Rd,max}$  effort tranchant de calcul pouvant être supporté par l'élément avant écrasement des bielles de compression de béton :
- $$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} / \cot\theta + \tan\theta$$



$V_{Rd,s}$	effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité. Si armatures droites :
	$V_{Rd,s} = A_{cw} / s * z * f_{ywd} * \cot\theta$
X	profondeurs de l'axe neutre, hauteur de la zone comprimée dans une section droite, définit la position de l'axe neutre
$X_u$	distance de la fibre neutre à la fibre extrême la plus comprimée en ELU
$\lambda * X$	hauteur du diagramme rectangulaire des contraintes de compression dans une section droite (plafonné)
z	bras de levier du couple des forces internes en flexion
$z_u$	bras de levier du couple des forces internes (effort normal de compression du béton et effort normal de traction dans les armatures tendues) en flexion à l'ELU : $z_u = d * (1 - 0,4 * \alpha_u)$
	Il peut aussi s'exprimer en fonction du moment réduit :
	$z_u = d * (1 + \sqrt{(1 - 2 * \mu_u)}) / 2$
$\alpha_u$	coefficient représentant la hauteur de béton comprimé $\alpha_u = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * \mu_u)})$
$\alpha_{cw}$	coefficient représentant l'état de contrainte dans la membrure comprimée. Si absence d'effort normal : $\alpha_{cw} = 1$
$\beta_u$	angle, rapport, coefficient: $\beta_u = 1 - 0,4 * \alpha_u$ et $z_u = \beta_u * d = (1 - 0,4 * \alpha_u) * d$
$\theta$	angle entre la bielle de béton et l'axe longitudinal de la poutre (origine, direction). En général, il est fixé à 45 °
$\theta_A$	inclinaison de la bielle d'about (autre notation $\theta'$ )
$\gamma_c$	coefficient partiel relatif au béton
$\gamma_G$	coefficient partiel relatif aux actions permanentes (G)
$\gamma_Q$	coefficient partiel relatif aux actions variables (Q)
$\gamma_s$	coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé ou de précontrainte
$\varepsilon_c$	déformation relative de compression du béton
$\varepsilon_{c2}$	déformation de compression du béton au-delà de laquelle la contrainte dans le béton reste constante ( $f_{cd}$ ) ; diagramme parabole rectangle pour

le béton comprimé pour :

- $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$  ;  $\varepsilon_{c2}^{0/00} = 2$
- $90 \geq f_{ck} > 50 \text{ MPa}$  ;  $\varepsilon_{c2}^{0/00} = 2 + 0,085 * (f_{ck} - 50)^{0,53}$

$\varepsilon_{cu2}$  déformation ultime (maximum) pour le diagramme parabole rectangle pour le béton comprimé pour :

- $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$  ;  $\varepsilon_{cu2}^{0/00} = 3,5$
- $90 \geq f_{ck} > 50 \text{ MPa}$  ;  $\varepsilon_{cu2}^{0/00} = 2,6 + 35 * (90 - f_{ck} / 100)^4$

$\eta$  coefficient définissant la résistance effective pour le diagramme plafonné des contraintes de compression du béton :  $\eta * f_{cd}$

- $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$  ;  $\eta = 1$
- $90 \geq f_{ck} > 50 \text{ MPa}$  ;  $\eta = 1 - (f_{ck} - 50) / 200$

$\lambda$  coefficient d'élanement, coefficient définissant la hauteur utile :

- $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$  ;  $\lambda = 0,8$
- $90 \geq f_{ck} > 50 \text{ MPa}$  ;  $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50) / 400$

$\mu_u$  moment réduit ultime :  $\mu_u = M_u / (b_w * d^2 * f_{cd})$

$v$  coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant :  $v = 0,6 * (1 - f_{ck} / 250)$

$v'$   $v' = 1 - f_{ck} / 250$

$v_1$   $(v_1 = v) V_{(Rd,max)} = (\alpha_{cw} * b_w * z * v_1) * f_{cd} / \cot\theta + \tan\theta$   
(armatures transversales verticales pour les éléments en béton armé ou en béton précontraint). Si la contrainte de calcul des armatures d'effort tranchant est inférieure à 80 % de la limite caractéristique d'élasticité  $f_{yk}$ , on peut adopter :

- $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$  ;  $v_1 = 0,6$
- $f_{ck} > 60 \text{ MPa}$  ;  $v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5$

$v_{min}$   $v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$  ;  $k = \min (1 + \sqrt{(200 / d)} ; 2)$  ;  $d$  : en mm et les annales nationales proposent :

- dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considéré :  $v_{min} = 0,34 / \gamma_c * f_{ck}^{1/2}$

- poutres et dalles autres que celles-ci-dessus :  
 $v_{\min} = 0,053 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$
  - pour les voiles :  $v_{\min} = 0,35 / \gamma_c * f_{ck}^{1/2}$
  - poinçonnement : voir chapitre VI (dimensionnement)
- $\rho$  masse volumique du béton séché en étuve ( $\text{kg/m}^3$ )
- $\rho$  pourcentage d'armatures longitudinales :  $\rho = A_{sl} / A_c$
- $\rho_l$  pourcentage d'armatures longitudinales :  $\rho_l = A_{sl} / b_w * d$
- $\rho_w$  pourcentage d'armatures d'effort tranchant droites
- $\rho_{w,\min}$  pourcentage minimum d'armatures d'effort tranchant :  
 $\rho_{w,\min} = 0,08 * \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}$
- $\sigma_{Rd,\max}$  contrainte maximale de compression pouvant être appliquée sur les faces du nœud :  $\sigma_{Rd,\max} = K * v' * f_{cd}$
- $\sigma_{Rd,\max} = K_1 * v' * f_{cd}$   
 $K_1 = 1$  lorsqu'aucun tirant n'est ancré dans le nœud
  - $\sigma_{Rd,\max} = K_2 * v' * f_{cd}$   
 $K_2 = 0,85$  lorsque le nœud est soumis à la compression et à la traction, avec tirants ancrés dans une direction
  - $\sigma_{Rd,\max} = K_3 * v' * f_{cd}$   
 $K_3 = 0,75$  lorsque le nœud est soumis à la compression et à la traction, avec tirants ancrés dans plus d'une direction
- $\sigma$  contrainte de calcul de la pression du sol
- $\phi$  diamètre d'une barre d'armature
- $\phi_t$  diamètre nominal de la barre d'armature transversale



# CHAPITRE

# 2

## Fixons les limites

---

*Comme dans toutes choses, on doit se fixer des limites, quitte à les dépasser une fois arrivé !*

Dans les chapitres qui suivent, parmi les limites que nous nous fixons :

- Combinaisons fondamentales en partant de la relation générale :  
 $\sum_j (\gamma_{G,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1}) + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i})$ , nous utilisons :  $(1,35 * G + 1,5 * Q)$ .
- Catégorie de durée d'utilisation de projet : 50 ans (exemple : structure de bâtiments courants).
- $\rho$  : masse volumique du béton pour les fondations ( $\rho = 2\,400 \text{ kg/m}^3$ ).
- Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours mesurée sur cylindre  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  ( $C_{25/30}$ ).

Les conditions d'utilisation ne nécessitent pas de vérification à l'ELS (classe d'exposition 1). Par conséquent, tous les calculs et vérifications sont menés à l'ULS (ELU).

- Contrainte de calcul du béton à la compression :  
 $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,7 \text{ MPa}$  (avec  $\alpha_{cc} = 1$   $\gamma_c = 1,5$ ).
- Diagramme simplifié des contraintes de compression sur le béton de hauteur :  
 $\lambda * X_u$  avec :  $\lambda = 0,8$   $\epsilon_{c2}^{0/00} = 2$ .
- Acier B500 : classe B avec branche supérieure horizontale. Dans ce cas, pas de limitation de déformation, le calcul est conduit au pivot B :

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu2} = 3,5^{0/00} ;$$

$$f_{yd} = f_{ytk} / \gamma_s = f_{ywk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa}$$
 avec diagramme de palier horizontal.

- Le ferrailage est déterminé suivant la méthode du moment réduit limite :
  - si  $\mu_u \leq 0,372$ , alors l'acier est bien utilisé :  $\sigma_{s1} = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$  ;
  - si  $\mu_u > 0,372$ , nous introduisons les armatures comprimées et nous continuons à utiliser :  $\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ .
- Enrobage autre que celui des armatures des longrines :  $c = 3 \text{ cm}$ .
- Enrobage des armatures des fondations :
  - si semelle coulée sur béton de propreté :  $c = 3 \text{ cm}$  ;
  - si semelle coulée en pleine fouille :  $c = 5 \text{ cm}$ .
- La charge apportée par le poteau sur la semelle excentrée est supposée ponctuelle, donc elle passe par l'axe du poteau (comparée à une charge répartie sur la surface du poteau, la différence est minime).
- Les calculs préliminaires, pour la détermination des différents efforts, le poids propre et la charge sur la longrine ne sont pas pris en compte.
- La courbe de représentation du moment fléchissant est tracée sans prendre en compte l'échelle.
- Angle d'inclinaison des bielles :  $\theta = 45^\circ$ .
- Angle formé par les armatures d'effort tranchant par rapport aux armatures longitudinales :  $\alpha = 90^\circ$ .
- Nous noterons :  $q_b$  la pression à la base des fondations, aux ELU [MPa].

Nous rappelons quelques principes de base et hypothèses de la résistance des matériaux :

- les déformations de l'élément sont supposées infiniment petites et sans influence sur l'intensité et la direction des forces appliquées ;
- entre deux sections verticales voisines d'une pièce prismatique, les variations de forme de section sont supposées être très progressives ;
- la section perpendiculaire à la fibre moyenne d'une pièce prismatique reste plane après l'application des forces sur la pièce.

### Représentation du vecteur force

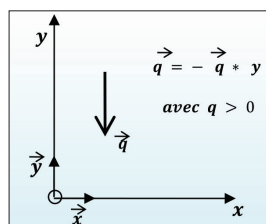


Figure 2.1 Notation simplifiée : le vecteur force est représenté accompagné de sa norme ( $q > 0$ ). Nous avons une complémentarité entre le symbole de la force (représenté par le vecteur) et l'intensité de celle-ci.

## Éléments de réduction

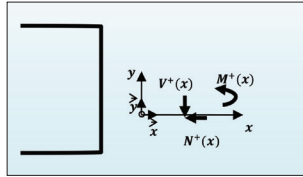


Figure 2.2 Isolement du tronçon à gauche

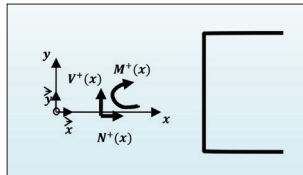


Figure 2.3 Isolement du tronçon à droite

Dans les exercices d'application, nous avons volontairement opté pour reproduire la même valeur de charge à reprendre sur les semelles superficielles, afin de voir la différence engendrée par la position du poteau sur la semelle.

Nous avons choisi aussi de considérer, dans chaque exercice, la détermination de l'équarrissage de la semelle excentrée. Cela dit, si les dimensions de la fondation excentrée sont prédéfinies, on va directement à la quatrième étape de calcul.

**Note :** nous arrondissons les nombres dans la mesure du possible, selon le principe suivant :

- 3 décimales pour les nombres inférieurs à l'unité : 0,372 ;
- 2 décimales pour les nombres inférieurs à la dizaine : 3,14 ;
- 1 décimale pour les nombres inférieurs à la centaine : 35,3 ;
- les nombres supérieurs à la centaine sont arrondis à l'unité supérieure la plus proche : 435.





# Pratique des longrines de redressement

*selon l'Eurocode 2*

**La longrine de redressement est une poutre en béton armé reposant sur des fondations ponctuelles ou continues et pouvant supporter un voile de remplissage ou un mur en maçonnerie. Cette longrine relie une semelle supportant un poteau excentré à une autre semelle afin d'équilibrer le moment d'excentrement.**

**Cet ouvrage traite de tous les cas de semelles excentrées, qui peuvent nécessiter de recourir à un moyen d'équilibrage.**

**Retrouvez tous les modes de calculs de la semelle excentrée ainsi que les dispositions nécessaires à la réussite et à l'efficacité de vos longrines de redressement.**

**Le présent ouvrage rassemble des exemples entièrement corrigés avec les calculs réalisés conformément à l'Eurocode 2.**

**Simple et facile, ce guide pratique servira à l'ensemble de la profession spécialisée dans le béton armé.**



**Saïd Nasri** est ingénieur indépendant. Il propose ses services dans le calcul et dans la vérification des structures en béton armé et en béton précontraint. Il a exercé pendant 10 ans dans des bureaux d'études et d'ingénierie, en tant qu'ingénieur d'études en béton armé. Il a réalisé et commercialisé des logiciels de calcul en béton armé (semelles sur pieux – un à quatre pieux – avec ou sans moments de flexion), console courte (chargement linéaire et concentré) et dallage (charge uniforme, charge concentrée ou mobile). Il a également travaillé pendant plus de 10 ans dans le bureau de contrôle Bureau Veritas.



Pour accéder à notre boutique en ligne,  
scannez ce QR code avec votre smartphone.  
[www.afnor.org/editions](http://www.afnor.org/editions)

