

Les effets de second ordre ne peuvent pas être calculés selon l'article A.4.3.5.



Les efforts sollicitants de calcul défavorables se produisent pour la combinaison d'actions 1.35·PP+1.35·G+1.5·Qa.

Doit être respecté:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_u^2 + M_{uG,x}^2 + M_{uG,y}^2}{N_r^2 + M_{r,x}^2 + M_{r,y}^2}} \leq 1$$

h : 0.051 ✓

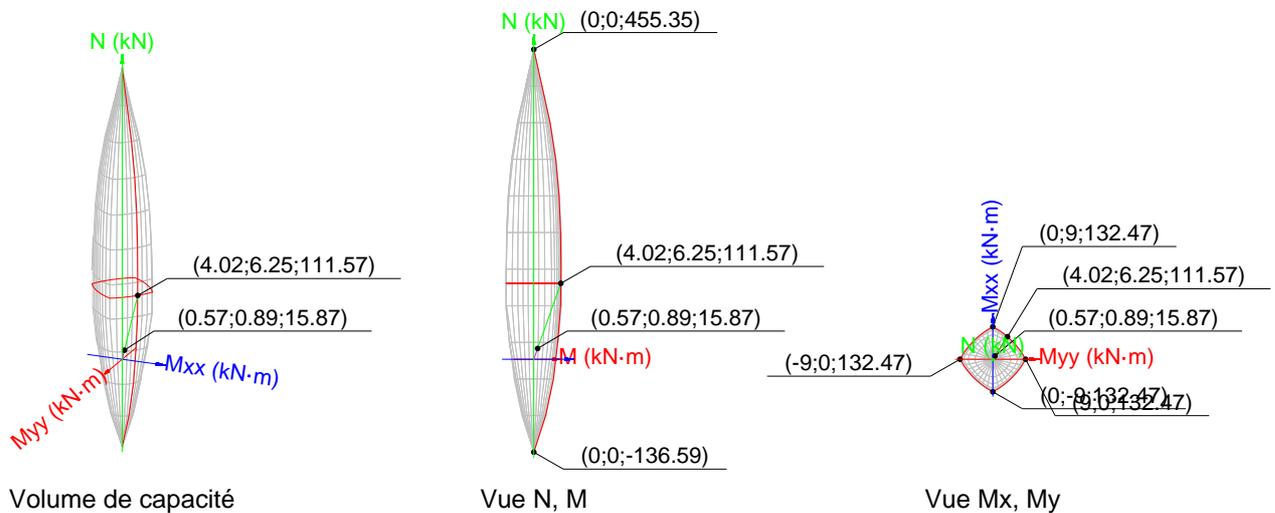
$$\eta_2 = \sqrt{\frac{N_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{N_r^2 + M_{r,x}^2 + M_{r,y}^2}} \leq 1$$

h : 0.142 ✓

$$N_u \leq N_{u,lim}$$

15.87 kN ≤ 140.49 kN ✓

Produit par une version éducative de CYPE



Verification de résistance de la section (h_1)

N_u, M_{uG} sont les efforts de calcul du premier ordre, en incluant, s'il y a lieu, l'excentricité minimale selon Article A.4.3.5:

N_u : Effort normal de calcul.

M_{uG} : Moment de calcul du premier ordre.

N_u : 15.87 kN

$M_{uG,x}$: 0.32 kN·m

$M_{uG,y}$: 0.00 kN·m

N_r, M_r sont les efforts qui produisent l'épuisement de la section avec les mêmes excentricités que les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables.

N_r : Effort normal d'épuisement.

M_r : Moments d'épuisement.

N_r : 313.40 kN

$M_{r,x}$: 6.27 kN·m

$M_{r,y}$: 0.00 kN·m

Où:

$$N_u = N_u$$

$$M_{uG} = N_u \cdot e_1$$

Avec:

e_e : Excentricité du premier ordre. Elle se calcule en prenant en compte l'excentricité minimale e_a selon l'article Article A.4.3.5.

$e_{e,x}$: 0.00 mm

$e_{e,y}$: 20.00 mm

Dans ce cas, les excentricités $e_{0,x}$ et $e_{0,y}$ sont inférieures à la minimale.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{min,y}$$

Où:

Sur l'axe x:

$$e_a = \frac{l_f}{250} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_a : \underline{20.00} \text{ mm}$$

 l_f : Longueur de flambement

$l_f : \underline{3.000} \text{ m}$

$$e_u = \frac{M_{uG}}{N_u}$$

$$e_u : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Où:

 M_{uG} : Moment de calcul du premier ordre.

$$M_{uG} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

 N_u : Effort normal de calcul.

$$N_u : \underline{15.87} \text{ kN}$$

Sur l'axe y:

$$e_a = \frac{l_f}{250} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_a : \underline{20.00} \text{ mm}$$

 l_f : Longueur de flambement

$l_f : \underline{3.000} \text{ m}$

$$e_u = \frac{M_{uG}}{N_u}$$

$$e_u : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Où:

 M_{uG} : Moment de calcul du premier ordre.

$$M_{uG} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

 N_u : Effort normal de calcul.

$$N_u : \underline{15.87} \text{ kN}$$

Vérification de l'état limite d'instabilité (h_2)

N_u, M_u efforts sollicitants de calcul défavorables obtenus à partir de ceux du premier ordre incrémentés pour prendre en compte les effets du second ordre à cause de l'élançement.

 N_u : Effort normal sollicitant de calcul le plus défavorable.

$$N_u : \underline{15.87} \text{ kN}$$

 M_u : Moment fléchissant sollicitant de calcul défavorable.

$$M_{u,x} : \underline{0.89} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.57} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_r, M_r sont les efforts qui produisent l'épuisement de la section avec les mêmes excentricités que les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables.

 N_r : Effort normal d'épuisement.

$$N_r : \underline{111.57} \text{ kN}$$

 M_r : Moments d'épuisement.

$$M_{r,x} : \underline{6.25} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{r,y} : \underline{4.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Sur l'axe x:

Les effets de second ordre peuvent être calculés selon l'article A.4.3.5, car est vérifié:

$$l_f/h < (l_f/h)_{\max}$$

$$20.00 \leq 15.00 \quad \times$$

Où:

 l_f : Longueur de flambement

$l_f : \underline{3.000} \text{ m}$

 h : Hauteur de la section dans le plan de flexion considéré.

$h : \underline{150.00} \text{ mm}$

$$(l_f/h)_{\max} = 20 \cdot e_1/h \leq 15$$

$$(l_f/h)_{\max} : \underline{15.00}$$

La vérification de l'état limite d'instabilité se fait selon les critères de l'article A.4.3.5, en additionnant à l'excentricité du premier ordre une excentricité fictive, qui représente les effets du second ordre, selon ce qui est détaillé ci-après:

$$N_u = N_u$$

$$N_u : \underline{15.87} \text{ kN}$$

$$M_u = N_u \cdot e_t$$

$$M_u : \underline{0.89} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Où:

$$e_t = e_1 + e_2$$

$$e_t : \underline{56.00} \text{ mm}$$

Avec:

e_1 : Excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle e_a (Article A.4.3.5).

$$e_1 : \underline{20.00} \text{ mm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure (Article A.4.3.5).

$$e_2 : \underline{36.00} \text{ mm}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \phi)$$

Où:

l_f : Longueur de flambement

$$l_f : \underline{3.000} \text{ m}$$

h : Hauteur de la section dans le plan de flexion considéré.

$$h : \underline{150.00} \text{ mm}$$

a : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients γ définis en Article A.3.3. Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$a : \underline{0.00}$$

f : Le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$f : \underline{2.0}$$

Sur l'axe y:

Les effets de second ordre peuvent être calculés selon l'article A.4.3.5, car est vérifié:

$$l_f/h < (l_f/h)_{\max}$$

$$20.00 \leq 15.00 \quad \times$$

Où:

l_f : Longueur de flambement

$$l_f : \underline{3.000} \text{ m}$$

h : Hauteur de la section dans le plan de flexion considéré.

$$h : \underline{150.00} \text{ mm}$$

$$(l_f/h)_{\max} = 20 \cdot e_1/h < 15$$

$$(l_f/h)_{\max} : \underline{15.00}$$

La vérification de l'état limite d'instabilité se fait selon les critères de l'article A.4.3.5, en additionnant à l'excentricité du premier ordre une excentricité fictive, qui représente les effets du second ordre, selon ce qui est détaillé ci-après:

$$N_u = N_u$$

$$N_u : \underline{15.87} \text{ kN}$$

$$M_u = N_u \cdot e_t$$

$$M_u : \underline{0.57} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Où:

$$e_t = e_1 + e_2$$

$$e_t : \underline{36.00} \text{ mm}$$

Avec:

e_1 : Excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle e_a (Article A.4.3.5).

$$e_1 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure (Article A.4.3.5).

$$e_2 : \underline{36.00} \text{ mm}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \phi)$$

Où:

l_f : Longueur de flambement

$$l_f : \underline{3.000} \text{ m}$$

h : Hauteur de la section dans le plan de flexion considéré.

$$h : \underline{150.00} \text{ mm}$$

a : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients γ définis en Article A.3.3. Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$a : \underline{0.00}$$

f: Le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée; ce rapport est généralement pris égal à 2.

f : 2.0

Vérification de la résistance normale de conception

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante (Article B.8.4.1):

$$N_{u,lim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$N_{u,lim}$: 140.49 kN

expression dans laquelle:

A: est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

A : 3.14 cm²

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

B_r : 169.00 cm²

$\gamma_b = 1.5$

$\gamma_s = 1.15$

a: est un coefficient, fonction de l'élanement mécanique λ .

a : 0.31

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70$$

l : élanement mécanique

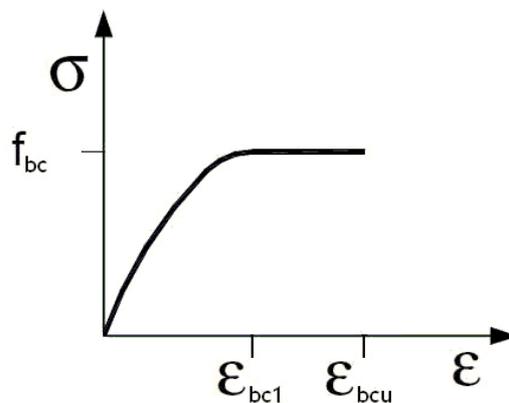
l : 69.3

Calcul de la capacité résistante

Le calcul de la capacité résistante ultime des sections est effectuée à partir des hypothèses générales suivantes (Article A.4.3):

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à ϵ_{su} , pour le raccourcissement unitaire du béton à ϵ_{bcu} en flexion et ϵ_{bc1} en compression simple.
- Le diagramme déformations-contraintes du béton est défini en Article A.4.3.4.

Le diagramme déformations ϵ_b contraintes σ_b du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole-rectangle. La résistance à la traction du béton est négligée.



ϵ_{bc1} : La déformation correspondant au maximum de contrainte.

ϵ_{bc1} : 0.0020

ϵ_{bcu} : La déformation correspondant à l'écrasement du béton.

ϵ_{bcu} : 0.0035

f_{bc} : Résistance de calcul à la compression du béton.

f_{bc} : 14.17 MPa

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec:

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

f_{c28} : 25.00 MPa

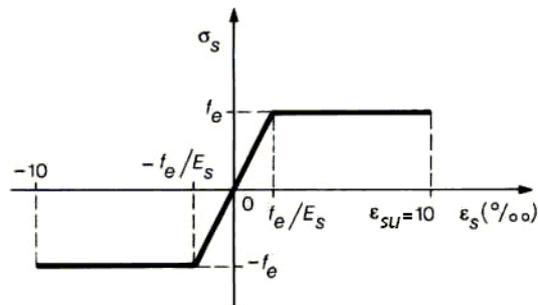
q: Facteur prenant en compte la fatigue du béton lorsque celui-ci est soumis à des niveaux élevés de compression du fait de charges à long terme.

q : 1

γ_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton.

γ_b : 1.50

(d) Le diagramme de calcul des aciers se déduit de celui de l'article Article A.2.2.2.



e_{su} : La déformation correspondant à l'écoulement plastique des aciers.

e_{su} : 0.0100

f_s : Limite élastique de l'armature passive.

f_s : 434.78 MPa

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

f_e : Résistance caractéristique de l'acier.

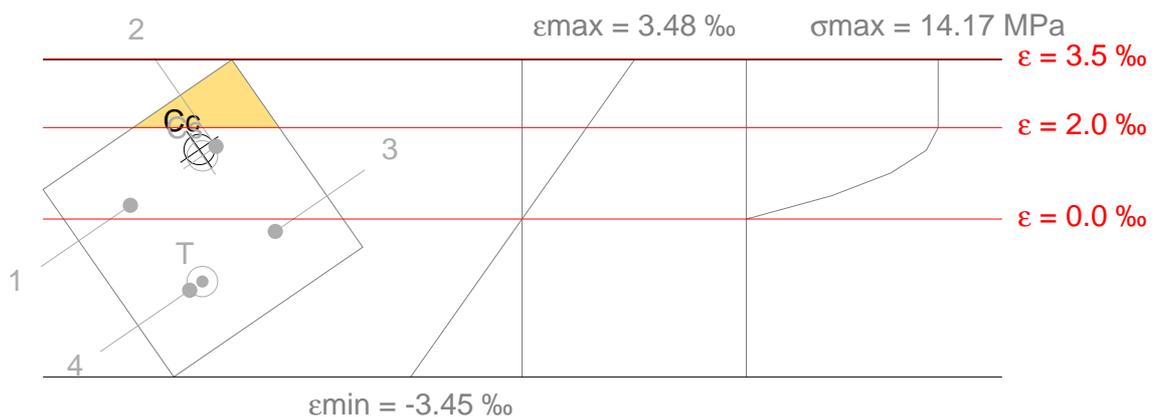
f_e : 500.00 MPa

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

γ_s : 1.15

Equilibre de la section pour les efforts d'épuisement, calculés avec les mêmes excentricités que les efforts de calcul les plus défavorables:

Produit par une Direction éducative de CYPE



Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	HA10	-34.00	34.00	+60.14	+0.000301
2	HA10	34.00	34.00	+317.40	+0.001587
3	HA10	34.00	-34.00	-54.08	-0.000270
4	HA10	-34.00	-34.00	-311.34	-0.001557

	Résultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	110.61	23.89	38.55

	Résultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	29.65	23.17	34.00
T	28.70	-23.94	-34.00

$$N_r = C_c + C_s - T$$

$$N_r : \underline{111.57} \text{ kN}$$

$$M_{r,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{r,x} : \underline{6.25} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{r,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{r,y} : \underline{4.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Où:

C_c : Résultante des compressions dans le béton.

$$C_c : \underline{110.61} \text{ kN}$$

C_s : Résultante des compressions dans l'acier.

$$C_s : \underline{29.65} \text{ kN}$$

T: Résultante des tractions dans l'acier.

$$T : \underline{28.70} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricité de la résultante des compressions dans le béton dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cc,x} : \underline{23.89} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{38.55} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricité de la résultante des compressions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cs,x} : \underline{23.17} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{34.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricité de la résultante des tractions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{T,x} : \underline{-23.94} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-34.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Déformation de la fibre la plus comprimée du béton.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Déformation de la barre d'acier la plus tendue.

$$e_{smax} : \underline{0.0016}$$

S_{cmax} : Contrainte de la fibre la plus comprimée du béton.

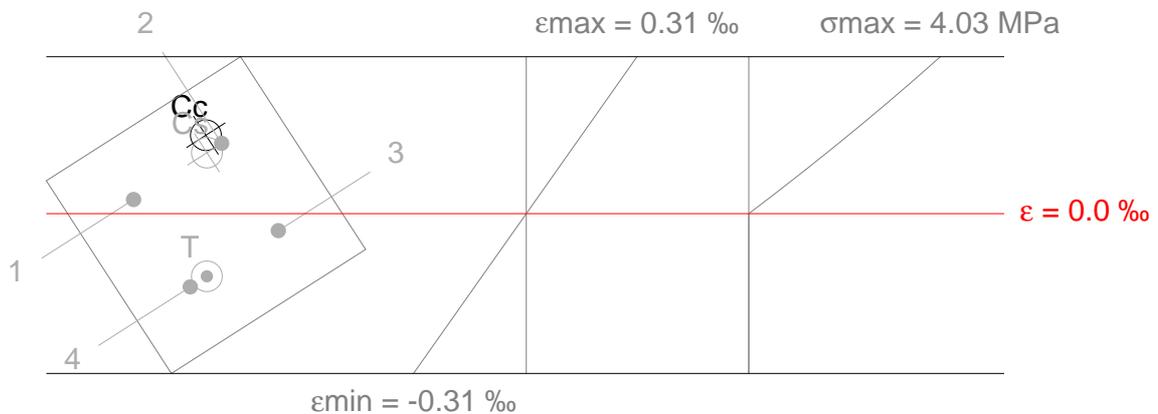
$$S_{cmax} : \underline{14.17} \text{ MPa}$$

S_{smax} : Contrainte de la barre en acier la plus tendue.

$$S_{smax} : \underline{311.34} \text{ MPa}$$

Equilibre de la section pour les efforts sollicitants de calcul les plus défavorables:

Produit par une version éducative de CYPE



Barre	Désignation	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	HA10	-34.00	34.00	+5.54	+0.000028
2	HA10	34.00	34.00	+27.60	+0.000138
3	HA10	34.00	-34.00	-6.66	-0.000033
4	HA10	-34.00	-34.00	-28.73	-0.000144

	Résultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	16.05	28.26	43.98
Cs	2.60	22.64	34.00
T	2.78	-21.20	-34.00

$$N_u = C_c + C_s - T$$

$$N_u : \underline{15.87} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{0.89} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{t,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.57} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Où:

C_c : Résultante des compressions dans le béton.

$$C_c : \underline{16.05} \text{ kN}$$

C_s : Résultante des compressions dans l'acier.

$$C_s : \underline{2.60} \text{ kN}$$

T: Résultante des tractions dans l'acier.

$$T : \underline{2.78} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricité de la résultante des compressions dans le béton dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cc,x} : \underline{28.26} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{43.98} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricité de la résultante des compressions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{cs,x} : \underline{22.64} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{34.00} \text{ mm}$$

e_t : Excentricité de la résultante des tractions dans l'acier dans la direction des axes X et Y.

$$e_{t,x} : \underline{-21.20} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{-34.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Déformation de la fibre la plus comprimée du béton.

$$e_{cmax} : \underline{0.0003}$$

e_{smax} : Déformation de la barre d'acier la plus tendue.

$$e_{smax} : \underline{0.0001}$$

S_{cmax} : Contrainte de la fibre la plus comprimée du béton.

$$S_{cmax} : \underline{4.03} \text{ MPa}$$

S_{smax} : Contrainte de la barre en acier la plus tendue.

$$S_{smax} : \underline{28.73} \text{ MPa}$$