



2022-2023

Module	CCSBA (EC 2)
Feuille	Fondations superficielles
TD N°	Semelles isolées (sous charge centrée) 4 _ Exemple 1

A introduire par l'utilisateur	
Résultat ordinaire	
Résultat important	

1

Enoncé

Exemple 1

- Semelle isolée en BA sous poteau de section carrée $(a \times b) = (0,4 \times 0,4 \text{ m}^2)$ soumise à une charge centrée : section carrée $(a' \times b')$;
- Effort normal permanent $N_g = G = 55 \text{ t}$;
- Effort normal d'exploitation $N_q = Q = 16 \text{ t}$;
- $f_{ck} = 22 \text{ MPa}$;
- Acier HA B 400 B ;
- Enrobage $c_{nom} = 4 \text{ cm}$; $D_r = 0,5 \text{ m}$;
- $\sigma_{GB} = 7,5 \text{ bars}$; $\gamma_{GB} = 2,2 \text{ t/m}^3$; $q_u = 5 \text{ bars}$; $\gamma_{sol} = 1,5 \text{ t/m}^3$;
- Partie 1 : Semelle posée directement sur le sol
Q1 : Dimensionner la semelle en BA (a', b' et h);
Q2 : Vérifier la condition de portance et de non poinçonnement;
Q3 : Calculer les armatures inférieures;
Q4 : Proposer une coupe schématique de ferrailage;
- Partie 2 : Semelle posée sur un massif de gros béton (GB)
Q1 : Dimensionner la semelle en BA (a', b' et h);
Q2 : Dimensionner la semelle en GB (A, B et H); Avec $H_{min} = A - a'$;
Q3 : Calculer les armatures inférieures;
Q4 : Proposer une coupe schématique de ferrailage.

Caractéristiques des matériaux - Données sur le projet

Formules

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}(t_0)}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

.....

Contraintes de calcul	
Limite d'élasticité de calcul	f_{yd} 347.83 MPa
	$k \cdot f_{yd}$ 347.83 MPa
Contrainte ultime dans l'acier	f_{ud} 347.83 MPa
	f_{ud} 347.83 MPa
	α 576.58 MPa
	β 346.82 MPa

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{f_{yk}/\gamma_s}{E_s} \quad \varepsilon_{uk} = \begin{cases} 2,5 & \text{Classe A} \\ 5,0 & \text{Classe B} \\ 7,5 & \text{Classe C} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$$
 E_S
$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$$

$$n = \alpha_e = \begin{cases} 15 & \text{Béton ordinaire en carac.} \\ 18 & \text{Béton ordinaire en qp.} \\ 9 & \text{BHP} \end{cases}$$

cf. Tableau 4.1

Nature du sol	Valeurs moyennes des résistances admissibles du sol (<i>MPa</i>)
Remblais et terre végétale	0, 05
Argiles	0,1 à 0,3
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0,2 à 0,4
Terrains non cohérents à bonne compacité	0,35 à 0,75
Gravier	0,4 à 0,6
Roches peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	0,75 à 4,5

Ajustement de la classe structurale selon le "Tableau 4.3NF"

$$c_{min,b} = \begin{cases} \text{Armature individuelle} : \phi \\ \text{Paquet} : \text{Diamètre équivalent } \phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \end{cases}$$

ans le cas où le diamètre du plus gros granulat $d_g > 32 \text{ mm} \rightarrow$ majorer $c_{min,b}$ de 5 mm

	EC 2	EC 2/NA
k_1 (mm)	40	30
k_2 (mm)	75	65

On suppose que cette charge comprend, le cas échéant, une fraction du poids des longrines + dallage + autres charges permanentes (murs, etc.).
On suppose que cette charge comprend, le cas échéant, une fraction de la charge variable appliquée au dallage

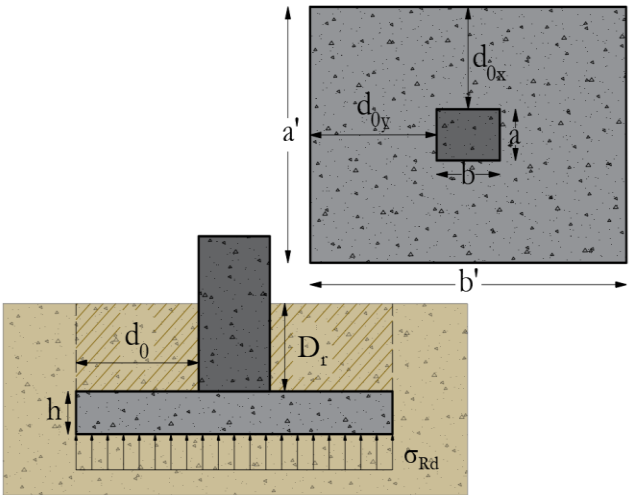
Moment fléchissant

Moment permanent	M	M _G	0	kNm
Moment variable		M _Q	0	kNm
Moment ultime		M _u	0	kNm
Moment de service carac.		M _{ser}	0	kNm
Moment quasi-permanent		M _{qp}	0	kNm

Cas_1

Semelle isolée rectangulaire reposant directement sur le sol soumise à une charge centrée

Géométrie des éléments supportés



1

P o r t a n c e

Cas où les dimensions de la semelle sont connues → Vérification de la portance

Coffrage poteau				
a	0.40	m		
b	0.40	m		
k = a/b	1.00			
Vérifications (a', b' connues)				
G ₀	109.70	kN		
$\frac{N_u + 1,35G_0}{a'b'}$	0.234	≤	σ _{Rd} (MPa)	0.25
Condition de portance :			Vérifiée	

$$G_0 = G_{semelle} + G_{pré-poteau} + G_{sol}$$
$$G_0 = \gamma_{BA}[a'b'h + abD_r] + \gamma_{sol}(a'b' - ab)D_r$$
$$\sigma_{Ed} = \frac{N_u + 1,35G_0}{a'b'} \leq \sigma_{Rd} = \sigma_{gd} = q_{u,sol} = \frac{q_u}{2}$$

Cas où les dimensions de la semelle sont inconnues : critère de portance → Dimensions de la semelle

Coffrage poteau				
a	0.40	m		
b	0.40	m		
k = a/b	1.00			
Détermination du coffrage (a', b' inconnues)				
b' (m)	2.03	Choix b' (m)	2.20	
a' (m)	2.03	Choix a' (m)	2.20	
G ₀	109.70	kN		
$\frac{N_u + 1,35G_0}{a'b'}$	0.234	≤	σ _{Rd} (MPa)	0.25
Condition de portance :			Vérifiée	

$$k = \frac{a}{b} = \frac{a'}{b'}$$

Remarque : À ce stade, on ignore les dimensions de la semelle → On peut supposer comme prédimensionnement que $1,35G_0 \cong 5\%N_u \rightarrow$ Dans cet exemple $1,35G_0 = 49.13$ kN

$$\sqrt{\frac{N_u + 1,35G_0}{k\sigma_{Rd}}} \leq b' \rightarrow b'$$
$$\sigma_{Ed} = \frac{N_u + 1,35G_0}{a'b'} \leq \sigma_{Rd} = \sigma_{gd} = q_{u,sol} = \frac{q_u}{2}$$

2

R i g i d i t é

Détermination de h

d ₀₁ = d _{0y}	0.90	m	d' _ estimée	d' b'	5	cm
d ₀₂ = d _{0x}	0.90	m		d' a'	5	cm
d ₀₁ /2+d' b'	0.50	≤	h (m)	≤	2d ₀₁ +d' b'	1.85
d ₀₂ /2+d' a'	0.50	≤	h (m)	≤	2d ₀₂ +d' a'	1.85
Choix h (m)	0.60					
		d ₁ = d _y (m)	0.55			
		d ₂ = d _x (m)	0.55			

$$\frac{d_{01}}{2} = \frac{b' - b}{4} \leq d_1 = h - d'_{b'} \leq 2d_{01} = b' - b$$
$$\frac{d_{02}}{2} = \frac{a' - a}{4} \leq d_2 = h - d'_{a'} \leq 2d_{02} = a' - a$$

Choix final du coffrage des éléments

Dimensions connues				NON
Petite dimension en plan du poteau	a	0.40	m	
Grande dimension en plan du poteau	b	0.40	m	
Petite dimension en plan de la semelle	a'	2.20	m	
Grande dimension en plan de la semelle	b'	2.20	m	
Hauteur de la semelle	h	0.60	m	
Hauteur utile des barres // b	d ₁ = d _y	0.55	m	
Hauteur utile des barres // a	d ₂ = d _x	0.55	m	
Débord // b	d ₀₁ = d _{0y}	0.90	m	
Débord // a	d ₀₂ = d _{0x}	0.90	m	

$$\frac{d_{01}}{2} = \frac{b' - b}{4} \leq d_1 = h - d'_{b'} \leq 2d_{01} = b' - b$$
$$\frac{d_{02}}{2} = \frac{a' - a}{4} \leq d_2 = h - d'_{a'} \leq 2d_{02} = a' - a$$

Page 4 / 9

Calcul du ferrailage

N.B. Dans les calculs qui suivent, le poids propre de la semelle, éventuellement celui du pré-poteau et des terres qui la surmontent n'ont pas été pris en compte! Certains concepteurs les incluent dans les calculs.

1	Méthode des bielles & tirants (DTU 13.12)			
Méthode des bielles & tirants (DTU 13.12)	Méthode des bielles & tirants (DTU 13.12)	Calcul des aciers (A ₁ , A ₂)		
		Armatures // b'		
		F _{01,u}	0.40	MN
		A _{1,u}	11.56	cm ²
		A ₁	11.56	cm ²
		Armatures // a'		
		F _{02,u}	0.40	MN
		A _{2,u}	11.56	cm ²
		A ₂	11.56	cm ²

$$\begin{cases} A_{1,u} = A_y = \frac{F_{01,u}}{f_{yd}} = \frac{N_u(b' - b)}{8d_1f_{yd}} \\ A_{2,u} = A_x = \frac{F_{02,u}}{f_{yd}} = \frac{N_u(a' - a)}{8d_2f_{yd}} \end{cases}$$

$$A_1, A_2 = \begin{cases} 1,1A_u & \text{si } XA \ 1 \\ 1,3A_u & \text{si } XA \ 2 \\ 1,5A_u & \text{si } XA \ 3 \end{cases} \rightarrow \text{Si Majoration Recom. Prof. "OUI"}$$

Acier pourvu	n1	11	n2	11		
	φ_{s1}	12		φ_{s2}	12	
	A₁ = A_y	12.44		A₂ = A_x	12.44	cm ²
Espace des barres	s_{1,b'} = s_y	20.00	cm	s_{2,a'} = s_x	20.00	cm

→ 11 HA 12 // b' @ 20 cm + 10 sur chaque bord
→ 11 HA 12 // b' @ 20

→ 11 HA 12 // a' @ 20 cm + 10 sur chaque bord
→ 11 HA 12 // a' @ 20

2	Méthode des moments (EC 2 : &9.8)			
Méthode des moments (EC 2 : &9.8)	Méthode des moments (EC 2 : &9.8)	Calcul des aciers (A ₁ , A ₂)		
		Armatures // b'		
		F _{01,u}	0.42	MN
		A _{1,u}	11.95	cm ²
		A ₁	11.95	cm ²
		Armatures // a'		
		F _{02,u}	0.42	MN
		A _{2,u}	11.95	cm ²
		A ₂	11.95	cm ²

$$\begin{cases} A_1 = A_{1,u} = A_y = \frac{F_{01,u}}{f_{yd}} = \frac{N_u(b' - 0,7b)^2}{7,2d_1b'f_{yd}} \\ A_2 = A_{2,u} = A_x = \frac{F_{02,u}}{f_{yd}} = \frac{N_u(a' - 0,7a)^2}{7,2d_2a'f_{yd}} \end{cases}$$

Remarque : On pourrait suivre la méthode de calcul d'une pièce en flexion simple avec aciers tendus pour calculer les sections d'acier requises dans les deux directions, en considérant les moments suivants :

$$M_{E dy} = \frac{N_u(b' - 0,7b)^2}{8b'} ; \quad M_{E dx} = \frac{N_u(a' - 0,7a)^2}{8a'}$$

Remarque : On pourrait envisager la méthode des moments écartés de l'EC 2 pour calculer les sections d'acier requises dans les deux directions, en considérant le moment suivant :

$$M_{Ed} = \frac{N_u}{a'b'}(a' - a)(a'b' - ab)/8$$

Acier pourvu	<div><div>n1</div><div>φ_{s1}</div><div>A₁ = A_y</div></div>	<div><div>11</div><div>12</div><div>12.44</div></div>	cm ²
	<div><div>s_{1,b'}</div><div>20.00</div></div>	cm	

	<div><div>n2</div><div>φ_{s2}</div><div>A₂ = A_x</div></div>	<div><div>11</div><div>12</div><div>12.44</div></div>	cm ²
	<div><div>s_{2,a'}</div><div>20.00</div></div>	cm	

→ 11 HA 12 // b' @ 20 cm + 10 sur chaque bord

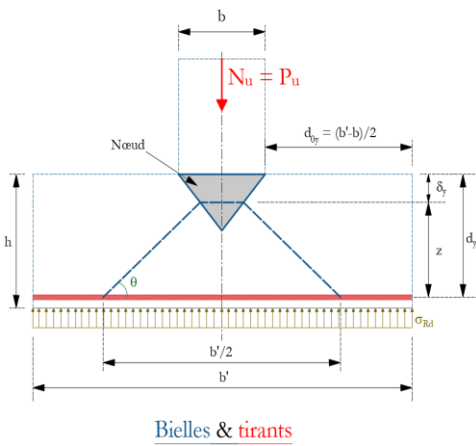
→ 11 HA 12 // a' @ 20 cm + 10 sur chaque bord

3	Méthode des bielles (EC 2 &6.5)			
Méthode des bielles (EC 2 &6.5)	Méthode des bielles (EC 2 &6.5)	Calcul des aciers (A ₁ , A ₂)		
		Armatures // b'		
		δ _y	0.100	m
		tg θ _y	1.000	
		θ _y	0.785	rad
		θ _y	45.00	(°)
		F _y	0.491	MN
		A _{1,u}	14.12	cm ²
		A ₁	14.12	cm ²
		Armatures // a'		

Voir figure ci-contre

Voir figure ci-contre

$$\begin{cases} \delta_y = \frac{d_y}{2} - \sqrt{\frac{d_y^2}{4} - \frac{b'b}{16} + \frac{b^2}{16}} \\ \delta_x = \frac{d_x}{2} - \sqrt{\frac{d_x^2}{4} - \frac{a'a}{16} + \frac{a^2}{16}} \\ \begin{cases} tg \theta_y = \frac{b}{4\delta_y} \\ tg \theta_x = \frac{a}{4\delta_x} \end{cases} \end{cases}$$



$$\begin{cases} F_y = \frac{N_u}{2} \cot \theta_y \\ F_x = \frac{N_u}{2} \cot \theta_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_1 = A_{1,u} = A_y = \frac{F_y}{f_{yd}} \\ A_2 = A_{2,u} = A_x = \frac{F_x}{f_{yd}} \end{cases}$$

Vérification de la compression des bielles						
σ_a	6.14	MPa	\leq	$k_1 \cdot v' \cdot f_{cd}$	13.376	MPa

$$\sigma_{\theta} = \frac{N_u}{ab}$$

$$k_1.v'.f_{cd} = 1 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$$

Acier pourvu	n1	13	n2	13		
	ϕ_{s1}	12		ϕ_{s2}	12	
	$A_1 = A_y$	14.70		$A_2 = A_x$	14.70	cm ²
Espacement des barres	$s_{1b'}$	16.92	cm	$s_{2a'}$	16.92	cm

→ 13 HA 12 // b' @ 16 cm + 14 sur chaque bord

→ 13 HA 12 // a' @ 16 cm + 14 sur chaque bord

Méthode choisie pour la suite : Moments EC 2 (&9.8.2.2)

Etude du poinçonnement

Pourcentage moyen d'armatures

Hauteur utile moyenne	d	0.55	cm
Pourcentage d'acier selon y	ρ _y	0.0010	
Pourcentage d'acier selon x	ρ _x	0.0010	
Pourcentage moyen d'armatures	ρ	0.0010	≤ 0.02

$$d = \frac{d_y + d_x}{2}$$
$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{ly} = \frac{A_y}{a'd_y} \\ \rho_{lx} = \frac{A_x}{b'd_x} \end{array} \right. \rightarrow \rho = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}} \leq 0,02$$

Caractéristiques géométriques du contour de contrôle

→ En réalité, on ne peut pas savoir par simple calcul et avec précision la position exacte du contour de référence : On va présenter dans la suite la démarche à suivre pour un calcul type, puis dresser un tableau contenant un test sur quelques valeurs probables de ce contour.

Distance entre le nu du poteau et le périmètre du contour de contrôle

0 ≤ a = a_v (m) 0.55 ≤ 2d (m) 1.10

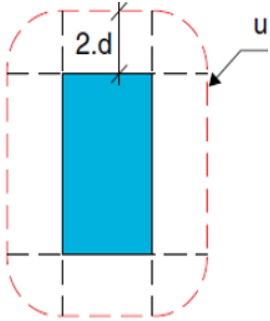
→ Par soucis de confusion entre la largeur du poteau et cette distance → on considère comme notation a_v au lieu de a

Périmètre du contour de contrôle	u	5.06	m
Aire du contour de contrôle	A _c	1.99	m ²
Hauteur du contour de contrôle	h	0.60	m

"=F365"

$$u = 2a + 2b + 2\pi a_v$$

$$A_c = (a + 2a_v)b + (b + 2a_v)a - ab + \pi a_v^2$$



$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; d \text{ en mm} \right. \\ \left. 2 \right.$$

$$v_{min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement résistant v_{Rd}

$$C_{Rd,c} = 0.12$$

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.60 \\ 2.00 \end{array} \right. \\ \left. = 1.60 \right.$$

$$v_{min} = 0.333 \text{ MPa}$$

Contrainte due au cisaillement résistant de calcul #1

$$v_{Rd,1} = 0.51 \text{ MPa}$$

Contrainte due au cisaillement résistant de calcul #2

$$v_{Rd,2} = 0.67 \text{ MPa}$$

Contrainte due au cisaillement résistant de calcul

$$v_{Rd} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} v_{Rd,1} = C_{Rd,c} k \sqrt[3]{100 \rho f_{ck}} \times \frac{2d}{a_v} \\ v_{Rd,2} = v_{min} \times \frac{2d}{a_v} \end{array} \right.$$

Calcul de la contrainte de cisaillement de calcul v_{Ed}

Effort tranchant de calcul

$$V_{Ed} = 982.50 \text{ kN}$$

"=N_u"

Réaction du sol dans la zone de contrôle

$$\sigma_{gd} = 0.20 \text{ MPa}$$

Valeur nette de la force de réaction verticale à l'intérieur du contour de contrôle

$$\Delta V_{Ed} = 404.03 \text{ kN}$$

Effort tranchant à prendre à l'extérieur de la zone de contrôle

$$V_{Ed,red} = 578.47 \text{ kN}$$

Contrainte de cisaillement de calcul

$$v_{Ed} = 0.21 \leq v_{Rd}$$

$$\sigma_{gd} = \frac{V_{Ed}}{a'b'}$$

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{gd} A_c$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \leq v_{Rd}$$

Recherche de la section critique du contout de contrôle

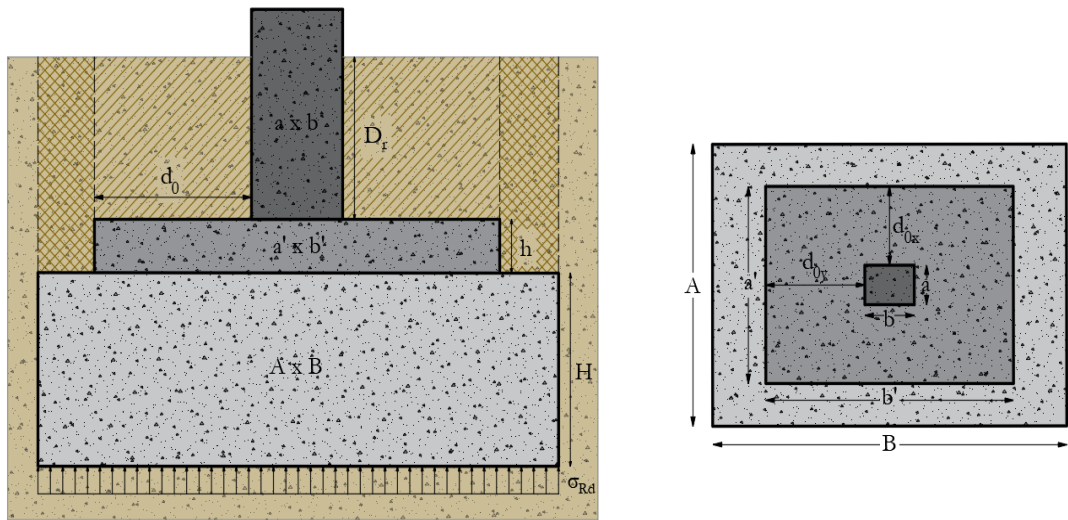
Le contour de contrôle à surveiller selon lequel le risque de poinçonnement est le plus élevé!

	a _v	u	A _c	ΔV _{Ed}	V _{Ed,red}	v _{Ed}	v _{Rd,1}	v _{Rd,2}	v _{Rd}	v _{Ed} / v _{Rd}
ξd	m	m	m ²	kN	kN	MPa	MPa	MPa	MPa	-
0	0.000	1.60	0.160	32.48	950.02	1.080	-	-	-	-
0.2d	0.110	2.29	0.374	75.92	906.58	0.719	2.53	3.33	3.33	0.216
0.4d	0.220	2.98	0.664	134.80	847.70	0.517	1.26	1.67	1.67	0.310
0.6d	0.330	3.67	1.030	209.11	773.39	0.383	0.84	1.11	1.11	0.345
0.8d	0.440	4.36	1.472	298.85	683.65	0.285	0.63	0.83	0.83	0.342
d	0.550	5.06	1.990	404.03	578.47	0.208	0.51	0.67	0.67	0.312
1.2d	0.660	5.75	2.584	524.64	457.86	0.145	0.42	0.56	0.56	0.261
1.4d	0.770	6.44	3.255	660.68	321.82	0.091	0.36	0.48	0.48	0.191
1.6d	0.880	7.13	4.001	812.16	170.34	0.043	0.32	0.42	0.42	0.104
1.8d	0.990	7.82	4.823	979.06	3.44	0.001	0.28	0.37	0.37	0.002
2d	1.100	8.51	5.721	1161.41	-178.91	-0.038	0.25	0.33	0.33	-0.115

Cas 2

Semelle isolée rectangulaire reposant sur un massif de gros béton soumise à une charge centrée

Géométrie des éléments supportés



1

Cas où les dimensions de la semelle sont connues → Vérification de la portance

Semelle isolée soumise à une charge centrée

Portance

Coffrage poteau			
a	0.40	m	
b	0.40	m	
k=a/b	1.00		

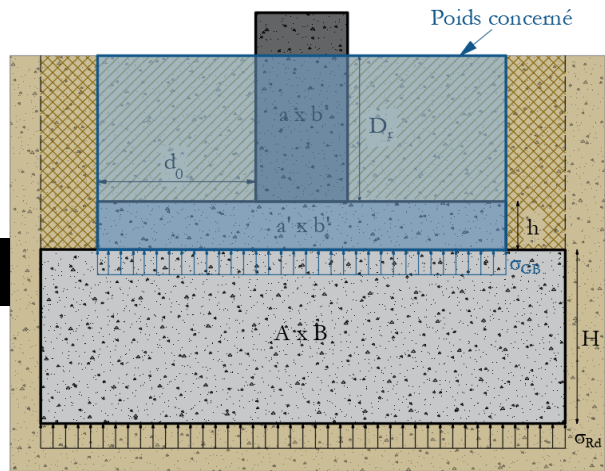
Coffrage semelle		Choix du coffrage semelle		
a' (m)	1.20	Choix a'	1.20	m
b' (m)	1.20	Choix b'	1.20	m

Vérifications (a', b' connues)				
G ₀	33.20	kN		
$\frac{N_u + 1,35G_0}{a'b'}$	0.713	≤	σ _{GB} (MPa)	0.75
Condition de portance :		Vérifiée		

$G_0 = G_{semelle} + G_{pré-poteau} + G_{sol,1}$
 $G_0 = \gamma_{BA}[a'b'h + abD_r] + \gamma_{sol}(a'b' - ab)D_r$
 $\frac{N_u + 1,35G_0}{a'b'} \leq \sigma_{GB}$

$k = \frac{a}{b} = \frac{a'}{b'}$

1



2

Portance

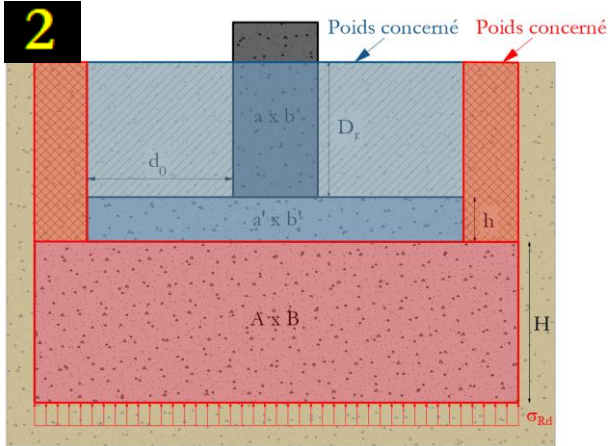
Coffrage poteau			
a	0.40	m	
b	0.40	m	
k=a/b	1.00		

Détermination du coffrage (a', b' inconnues)				
b' (m)	1.17	Choix b' (m)	1.20	
a' (m)	1.17	Choix a' (m)	1.20	
G ₀	33.20	kN		
$\frac{N_u + 1,35G_0}{a'b'}$	0.713	≤	σ _{GB} (MPa)	0.75
Condition de portance :		Vérifiée		

$k = \frac{a}{b} = \frac{a'}{b'}$

$\sqrt{\frac{N_u + 1,35G_0}{k\sigma_{GB}}} \leq b' \rightarrow b'$

2



GB / Sol

Portance

Détermination du coffrage (A, B inconnues)				
B (m)	2.03	Choix B (m)	2.30	
A (m)	2.03	Choix A (m)	2.30	
G ₁	224.74	kN		
$\frac{N_u + 1,35G_1}{AB}$	0.243	≤	σ _{sol} (MPa)	0.25
Condition de portance :		Vérifiée		

$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_u + 1,35G_1}{AB} \leq \sigma_{Rd} = \sigma_{gd} = q_{u,sol} \\ \frac{1,05(N_u + 1,35G_0)}{AB} \leq \sigma_{Rd} = \sigma_{gd} = q_{u,sol} \text{ (prédimensionnement)} \end{array} \right.$
 $G_1 = G_0 + G_{GB} + G_{sol,2}$
 $G_1 = G_0 + \gamma_{GB}[ABH] + \gamma_{sol}(AB - a'b')(D_r + h)$
 $\frac{N_u + 1,35G_1}{AB} \leq \sigma_{sol} = \sigma_q = \frac{q_u}{2}$
 $H = A - a'$

3

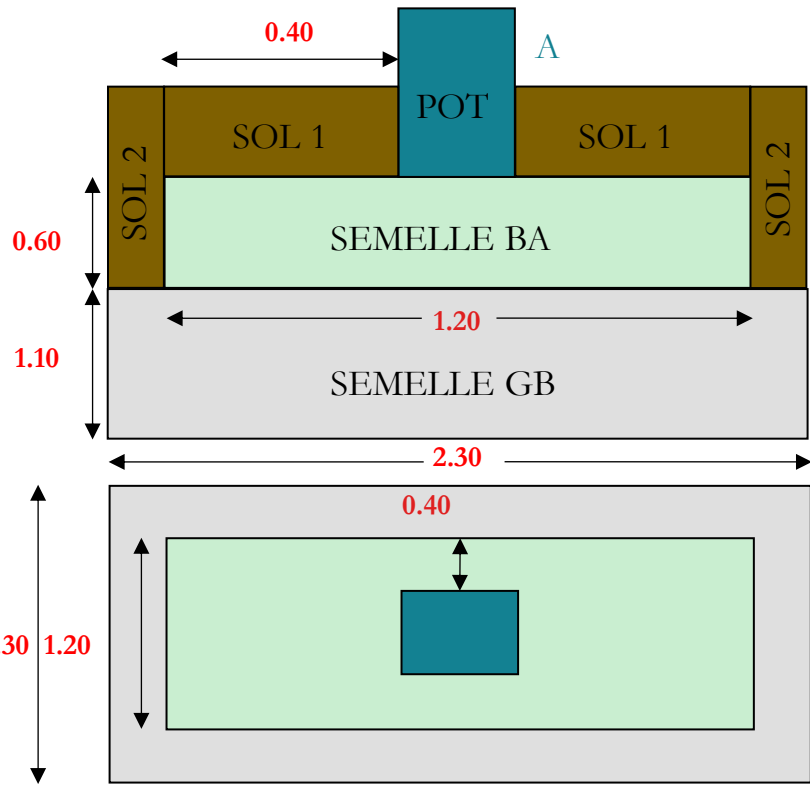
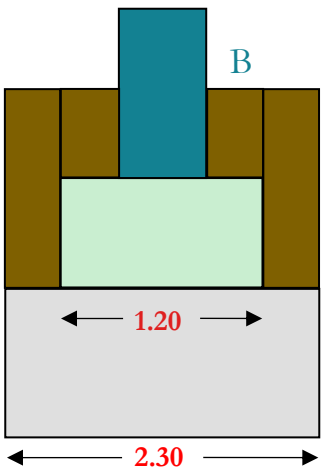
Rigide

Détermination de h et H							
d ₀₁ = d _{0y}	0.40	m	d' calculée	d' _y	5.1	cm	
d ₀₂ = d _{0x}	0.40	m		d' _x	6.3	cm	
d ₀₁ /2 + d' _y	0.251	≤	h (m)	≤	2d ₀₁ + d' _y	0.851	
d ₀₂ /2 + d' _x	0.263	≤	h (m)	≤	2d ₀₂ + d' _x	0.863	
Choix h (m)	0.60		d ₁ = d _y (m)	0.549			
			d ₂ = d _x (m)	0.537			
H _{min} (m)	1.10	→	Choix H (m)	1.10			

$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d_{01}}{2} = \frac{b' - b}{4} \leq d_1 = h - d'_{y'} \leq 2d_{01} = b' - b \\ \frac{d_{02}}{2} = \frac{a' - a}{4} \leq d_2 = h - d'_{x'} \leq 2d_{02} = a' - a \end{array} \right.$

Choix final du coffrage des éléments

Dimensions connues				NON
Petite dimension en plan du poteau	a	0.40	m	
Grande dimension en plan du poteau	b	0.40	m	
Petite dimension en plan de la semelle en BA	a'	1.20	m	
Grande dimension en plan de la semelle en BA	b'	1.20	m	
Hauteur de la semelle en BA	h	0.60	m	
Petite dimension en plan de la semelle en GB	A	2.30	m	
Grande dimension en plan de la semelle en GB	B	2.30	m	
Hauteur de la semelle en GB	H	1.10	m	
Hauteur utile des barres // b	d ₁ = d _y	0.55	m	
Hauteur utile des barres // a	d ₂ = d _x	0.54	m	
Débord // b	d ₀₁ = d _{0y}	0.40	m	
Débord // a	d ₀₂ = d _{0x}	0.40	m	



N.B. Dans les calculs qui suivent, le poids propre de la semelle, éventuellement celui du pré-poteau et des terres qui la surmontent n'ont pas été pris en compte! Certains concepteurs les incluent dans les calculs.

$$\begin{cases} A_{1,u} = A_y = \frac{F_{01,u}}{f_{yd}} = \frac{N_u(b' - b)}{8d_1f_{yd}} \\ A_{2,u} = A_x = \frac{F_{02,u}}{f_{yd}} = \frac{N_u(a' - a)}{8d_2f_{yd}} \end{cases}$$

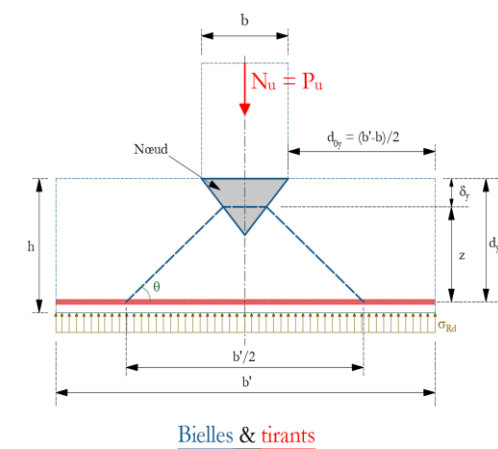
$$A_1, A_2 = \begin{cases} 1,1A_u & \text{si } XA \ 1 \\ 1,3A_u & \text{si } XA \ 2 \\ 1,5A_u & \text{si } XA \ 3 \end{cases} \rightarrow \text{Si Majoration Recom. Prof. "OUI"}$$

→ 5 HA 12 //a' @ 24 cm + 12 sur chaque bord

$$\begin{cases} A_1 = A_{1,u} = A_y = \frac{F_{01,u}}{f_{yd}} = \frac{N_u(b' - 0,7b)^2}{7,2d_1b'f_{yd}} \\ A_2 = A_{2,u} = A_x = \frac{F_{02,u}}{f_{yd}} = \frac{N_u(a' - 0,7a)^2}{7,2d_2a'f_{yd}} \end{cases}$$
$$M_{E dy} = \frac{N_u(b' - 0,7b)^2}{8b'} \quad ; \quad M_{E dx} = \frac{N_u(a' - 0,7a)^2}{8a'}$$
$$M_{Ed} = \frac{N_u}{a'b'}(a' - a)(a'b' - ab)/8$$

→ 5 HA 12 //a' @ 24 cm + 12 sur chaque bord

Voir figure ci-contre

$$\begin{cases} \delta_y = \frac{d_y}{2} - \sqrt{\frac{d_y^2}{4} - \frac{b'b}{16} + \frac{b^2}{16}} \\ \delta_x = \frac{d_x}{2} - \sqrt{\frac{d_x^2}{4} - \frac{a'a}{16} + \frac{a^2}{16}} \\ \begin{cases} tg \theta_y = \frac{b}{4\delta_y} \\ tg \theta_x = \frac{a}{4\delta_x} \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_y = \frac{N_u}{2} \cot \theta_y \\ F_x = \frac{N_u}{2} \cot \theta_x \end{cases} \quad \begin{cases} A_1 = A_{1,u} = A_y = \frac{F_y}{f_{yd}} \\ A_2 = A_{2,u} = A_x = \frac{F_x}{f_{vd}} \end{cases}$$
$$\sigma_\theta$$

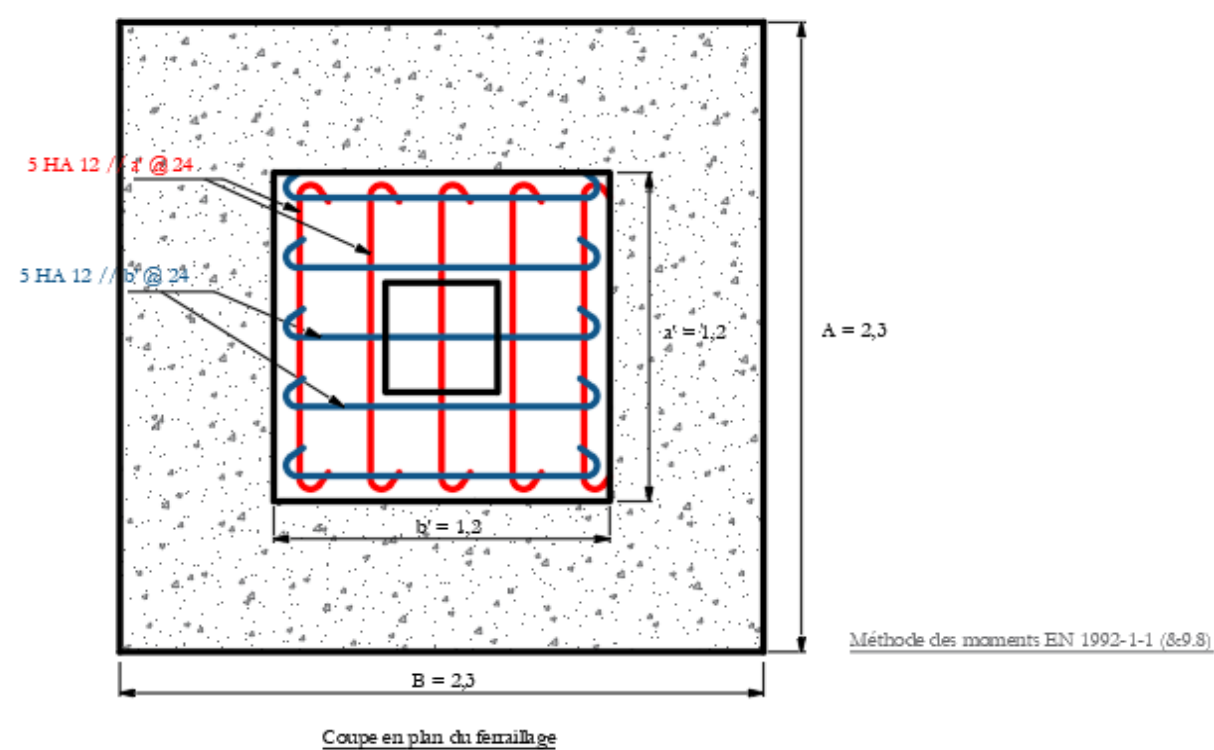
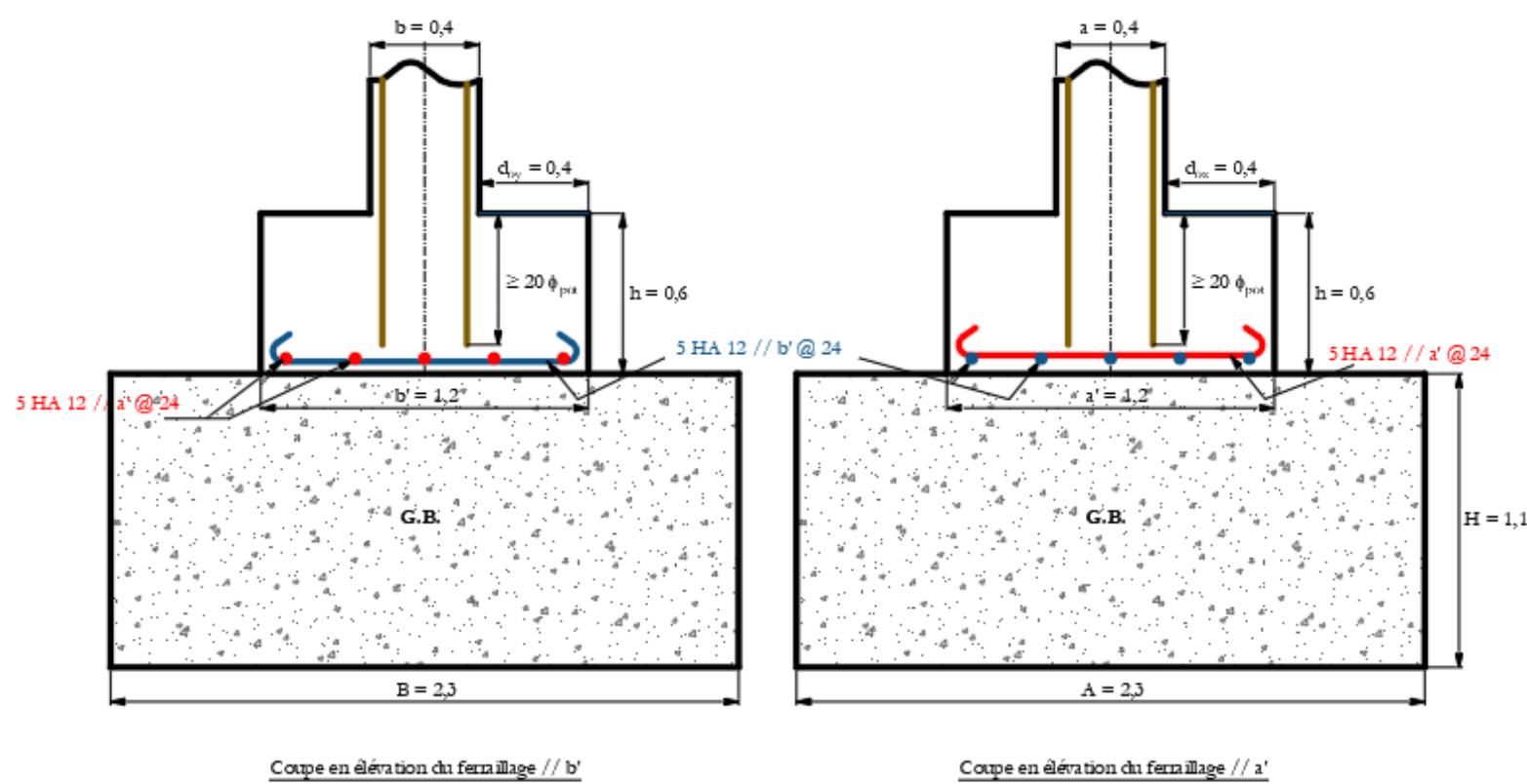
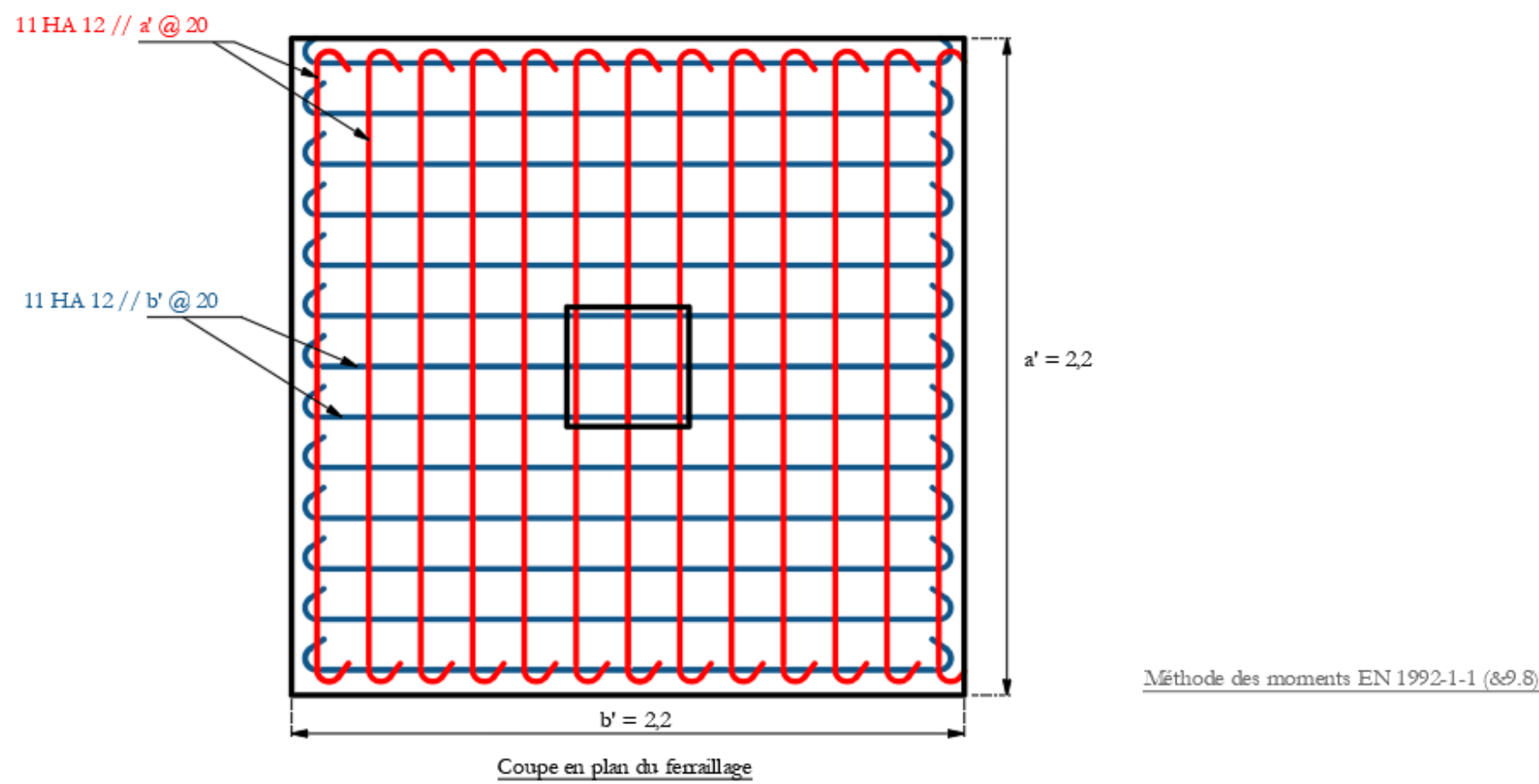
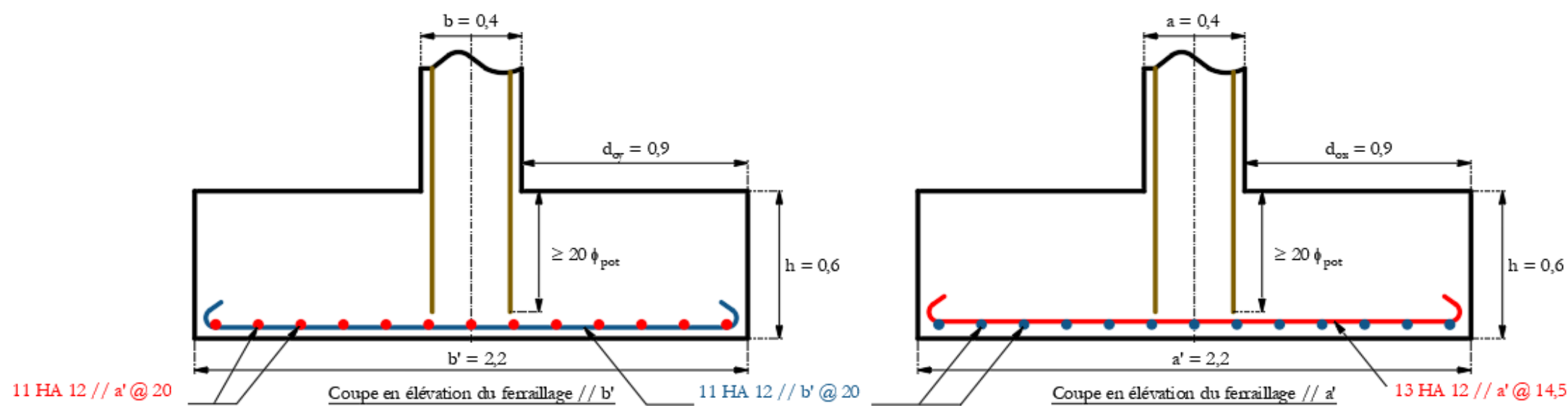
$$N_u$$

$$k_1.v'.f_{cd} = 1.\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right).f_{cd}$$

→ 6 HA 12 //a' @ 20 cm + 10 sur chaque bord

Méthode choisie pour la suite: Moments EC 2 (&9.8.2.2)

Schéma de ferrailage



Remarques :

1. En pratique, on choisit une hauteur de la semelle en BA (reposant sur du GB) plus petite que celle obtenue dans le cas où elle reposait directement sur le sol.

Dans cet exercice, on voulait :

- Montrer l'effet remarquable du rajout du GB sur les dimensions de la semelle en plan (réduction de plus que 40%).
- De même, la hauteur de la semelle pouvait être prise à partir de 30 cm (ce qui représente un gain de 50%). Il est à noter, que dans ce cas, la méthode des bielles et tirants (EC 2) ne s'applique pas.
- Le choix d'une hauteur de 60 cm dans les deux cas a pour objectif d'examiner la différence selon ce choix sur la quantité d'acier requise pour les deux variantes.

Pour mémoire :

- Vérification de l'ancrage des barres.
- Vérification de l'ouverture des fissures au besoin.