

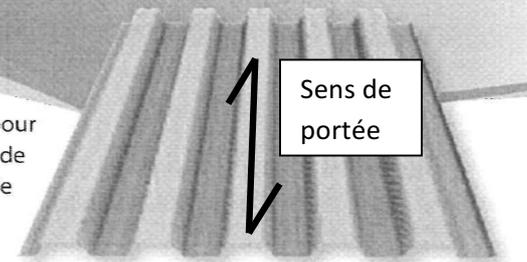
COFFRAGE COLLABORANT

PML 60 PC *JI*

PML 60 PC

Réf. 60.160.800

PML 60 PC est une tôle d'acier nervurée avec des bossages dans les âmes pour coffrer et armer des planchers en béton. Cette fiche présente des extraits de la notice technique et de l'Avis Technique CSTB 3/07-521. La production de PML 60 PC est certifiée de qualité CSTBat. Certificat n° 205-423. Lorsque PML 60 PC est prélaqué, la face laquée est la face A.

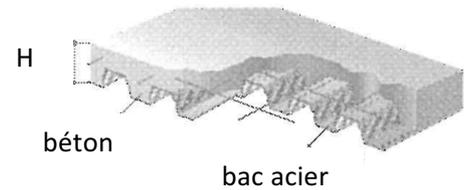
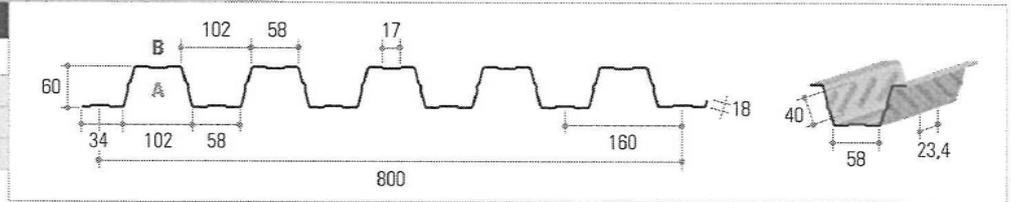


Sens de portée

Avis Technique: 3/07-521
Planchers d'épaisseur totale 10 à 20cm

CARACTERISTIQUE TECHNIQUES

EPAISSEUR	MASSE
mm	kg/m ²
0,75	9,20
0,88	10,89
1,00	12,27



H	POIDS PROPRE (acier + béton)	LITRAGE DE BÉTON	TABLEAU DES SURCHARGES NON PONDÉRÉES (hors poids propre) en kN/m ²											
			PLANCHERS REPOSANT SUR 2 APPUIS						PLANCHERS REPOSANT SUR 3 APPUIS					
mm	kN/m ²	l/m ²	Δ L Δ						Δ L Δ L Δ					
100	1,78	70	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75
110	2,02	80	7,23	6,14	5,32	4,69	2,80	2,41	6,24	5,48	4,87	4,38	3,98	-
120	2,26	90	8,21	6,98	6,06	3,76	3,21	2,76	7,09	6,23	5,55	4,99	4,53	3,03
130	2,50	100	9,20	7,83	6,79	4,23	3,62	3,12	7,95	6,99	6,23	5,61	3,83	3,41
150	2,98	120	10,19	8,68	7,53	4,71	4,03	3,48	8,81	7,75	6,91	6,22	4,26	3,80
180	3,70	150	12,18	10,38	6,69	5,67	4,86	4,20	10,54	9,28	8,28	5,79	5,13	4,58
			15,19	10,02	8,40	7,13	6,12	5,30	13,16	11,60	9,26	7,27	6,46	5,77

Flexion simple : Moment fléchissant et effort tranchant (M et V) vérification simplifiée

Pour le moment de flexion :

On doit vérifier : $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$

où M_{Ed} = Moment fléchissant (agissant) de calcul sollicitant la section droite à l'ELU ;

$M_{c,Rd}$ = Résistance de calcul à la flexion de la section à l'ELU.

pour une section de classe 1 ou 2	pour une section de classe 3
$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$ (moment résistant plastique)	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd}$ (moment résistant élastique)
$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{el,Rd} = W_{el,min} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

Pour l'effort tranchant

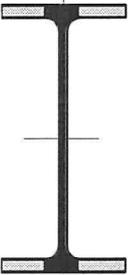
On doit vérifier : $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$

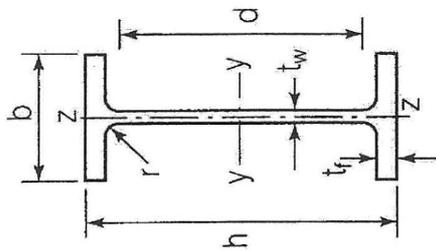
Calcul plastique $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,58 A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

où V_{Ed} : effort tranchant (agissant) de calcul à l'E.L.U. ;

$V_{pl,Rd}$: effort tranchant résistant à l'E.L.U. ;

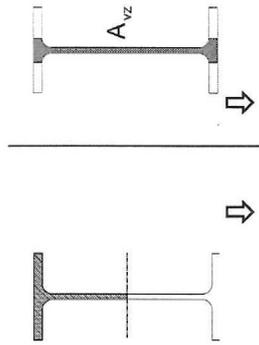
A_v : aire de cisaillement donnée dans les catalogues des caractéristiques des profilés.

 <p><u>Laminés marchands :</u> Les valeurs de l'aire plastifiée (A_v) sont données dans les tableaux de caractéristiques des profilés.</p>	 <p><u>Profilés Reconstitués Soudés :</u> Pour les P.R.S., la valeur de A_v est celle de l'âme seule</p>
---	---



Caractéristiques des profilés IPE

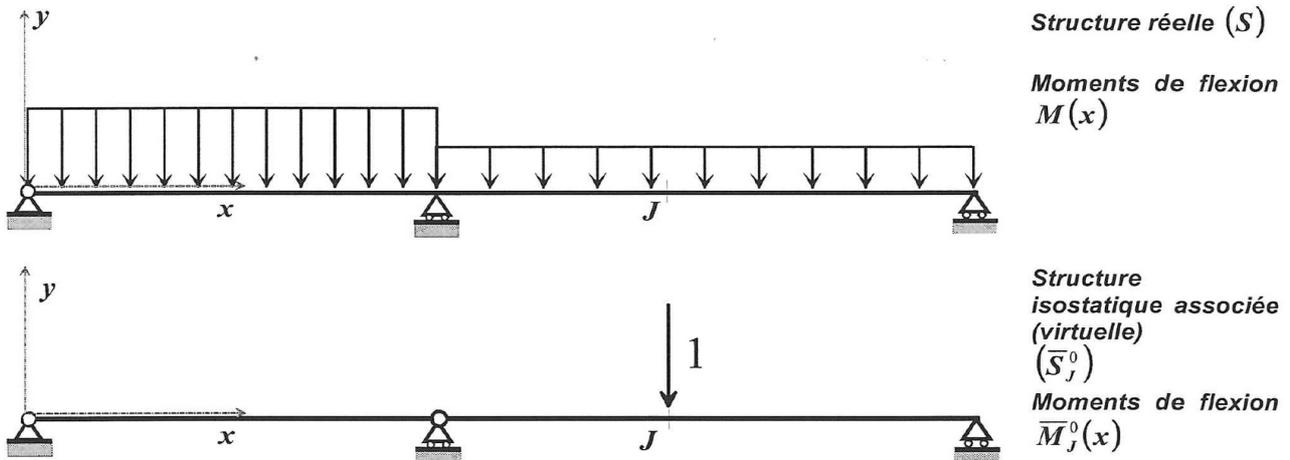
Les axes et désignations sont conformes à l'Eurocode 3.



Profil	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r m	P kg/m	A cm ²	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	i _y cm	2 × S _y Module plastique W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	i _z cm	2 × S _z	
																W _{pl,z} cm ³	A _{vy} cm ²
80	80	46	3,8	5,2	5	6,0	7,64	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1
100	100	55	4,1	5,7	7	8,1	10,3	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7
120	120	64	4,4	6,3	7	10,4	13,2	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6
140	140	73	4,7	6,9	7	12,9	16,4	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6
160	160	82	5,0	7,4	9	15,8	20,1	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8
180	180	91	5,3	8,0	9	18,8	23,9	1 317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3
200	200	100	5,6	8,5	12	22,4	28,5	1 943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18
220	220	110	5,9	9,2	12	26,2	33,4	2 771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3
240	240	120	6,2	9,8	15	30,7	39,1	3 891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	14,8
270	270	135	6,6	10,2	15	36,1	45,9	5 789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29
300	300	150	7,1	10,7	15	42,2	53,8	8 356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7
330	330	160	7,5	11,5	18	49,1	62,6	11 766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7
360	360	170	8,0	12,7	18	57,1	72,7	16 265,6	903,6	14,95	1 019,1	35,1	1 043,20	122,73	3,79	191,1	45,3
400	400	180	8,6	13,5	21	66,3	84,5	23 128,4	1 156,4	16,55	1 307,1	42,7	1 317,58	146,40	3,95	229,0	51,1
450	450	190	9,4	14,6	21	77,6	98,8	33 742,9	1 499,7	18,48	1 701,8	50,8	1 675,35	176,35	4,12	276,4	58,3
500	500	200	10,2	16,0	21	90,7	116	48 198,5	1 927,9	20,43	2 194,1	59,9	2 140,90	214,09	4,30	335,9	67,2
550	550	210	11,1	17,2	24	106	134	67 116,5	2 440,6	22,35	1 390	72,3	2 666,49	253,95	4,45	400,5	76,1
600	600	220	12,0	19,0	24	122	156	92 083,5	3 069,4	24,30	1 760	83,8	3 385,78	307,80	4,66	485,6	87,9

Théorème de Pasternak

Pour déterminer le déplacement en un point J d'une structure hyperstatique suivant une direction donnée, on applique en ce point J dans une de ses structures associées isostatiques (structure virtuelle) suivant la direction souhaitée une charge unité.



$$\Delta_j = \int_{structure} \frac{M(x) \times \bar{M}_j^0(x)}{EI} dx$$

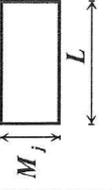
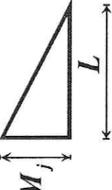
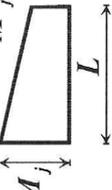
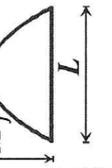
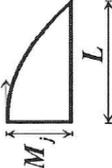
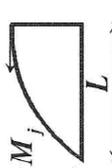
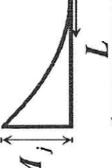
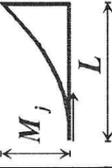
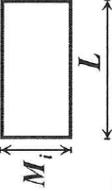
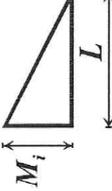
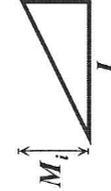
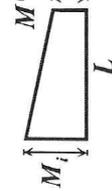
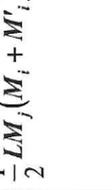
$M(x)$: représente le moment fléchissant dans la structure réelle.

\bar{M}_j^0 : représente le moment fléchissant dans la structure isostatique associée soumise à un facteur sollicitant unité (= 1) appliqué au point J .

Dans le cas de structures composées de poutres et de barres bi-articulées :

$$\Delta_j = \int_{structure} \frac{M \times \bar{M}_j^0}{EI} dx + \sum_{poutres\ bi-articulées} \frac{N \times \bar{N}_j^0}{EA} L$$

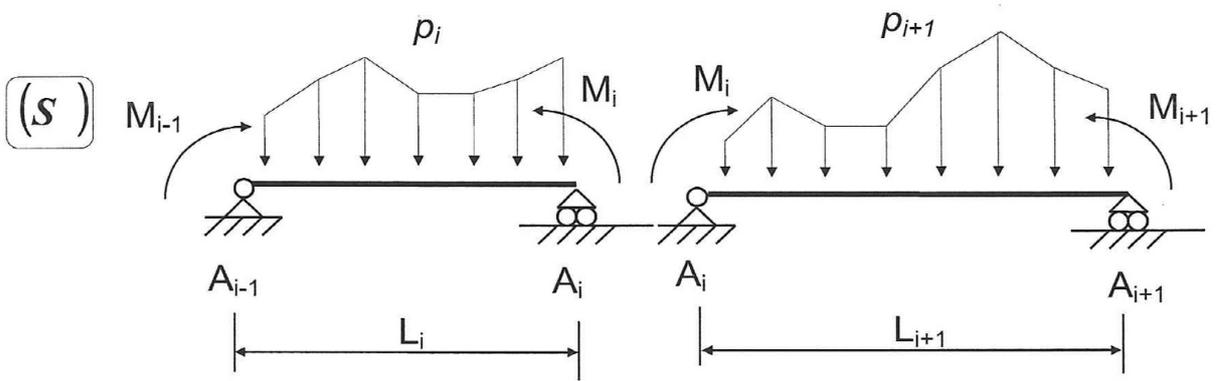
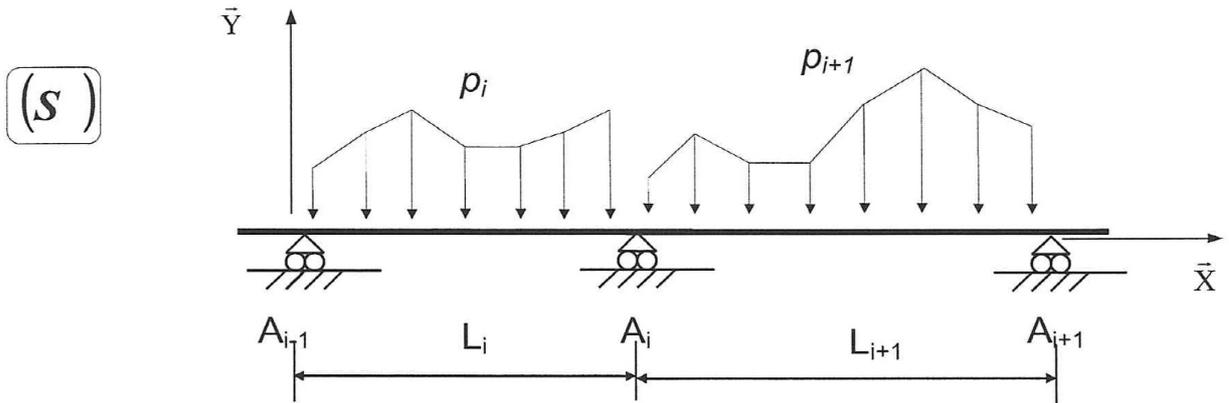
Tableau des intégrales de MOHR : $\int_0^L m_i(x) \times m_j(x) \times dx$

$m_i(x)$	$m_j(x)$								
		$LM_i M_j$	$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{2} LM_i (M_j + M'_j)$	$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$
		$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i (2M_j + M'_j)$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$	$\frac{1}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{12} LM_i M_j$
		$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i (M_j + 2M'_j)$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$	$\frac{1}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$
		$\frac{1}{2} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} LM_j (2M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} L \left(\frac{2M_i M_j + M_i M'_j + M'_i M_j + 2M'_i M'_j}{M_i M_j + 2M_i M'_j + M'_i M_j} \right)$	$\frac{1}{3} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{12} LM_j \times (3M_i + 5M'_i)$	$\frac{1}{12} LM_j \times (3M_i + M'_i)$	$\frac{1}{12} LM_j \times (M_i + 3M'_i)$	$\frac{1}{12} LM_j \times (M_i + 3M'_i)$
		$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i M_j \left(1 + \frac{x'}{L} \right)$	$\frac{1}{6} LM_i \left[M_j \left(1 + \frac{x'}{L} \right) + M'_j \left(1 + \frac{x}{L} \right) \right]$	$\frac{1}{3} LM_i M_j \left(1 + \frac{xx'}{L^2} \right)$	$\frac{1}{12} LM_i M_j \times \left(3 + \frac{3x}{L} - \frac{x^2}{L^2} \right)$	$\frac{1}{12} LM_i M_j \times \left(3x' + \frac{x^2}{L} + \frac{x'^2}{L^2} \right)$	$\frac{1}{12} LM_i M_j \times \left(3x + \frac{x'^2}{L} + \frac{x^2}{L^2} \right)$	$\frac{1}{12} LM_i M_j \times \left(3x + \frac{x'^2}{L} + \frac{x^2}{L^2} \right)$
		$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i (M_j + M'_j)$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{17}{48} LM_i M_j$	$\frac{7}{48} LM_i M_j$	$\frac{7}{48} LM_i M_j$	$\frac{7}{48} LM_i M_j$

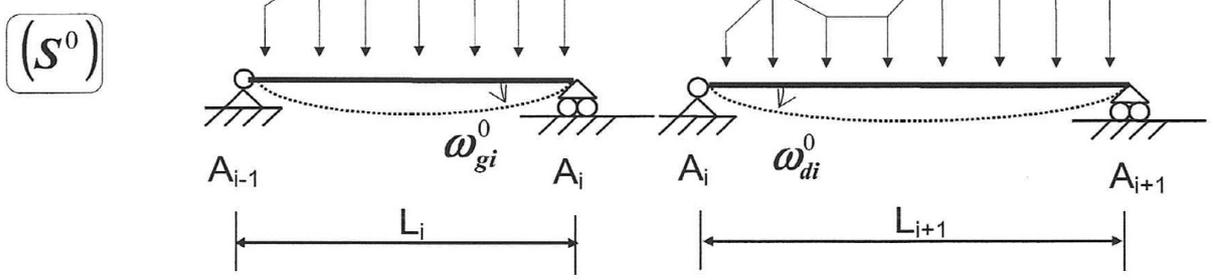
Dans le tableau, M_i, M_j, M'_i, M'_j , sont les extremums des fonctions $m_i(x)$ et $m_j(x)$. Ils sont à prendre en valeurs algébriques.

Théorème des 3 moments (formule de Clapeyron) :

Hypothèses : $EI = \text{constante}$ sur l'ensemble de la poutre, en l'absence de dénivellations d'appuis.



Système isostatique associé

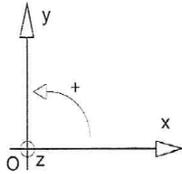


$$L_i M_{i-1} + 2(L_i + L_{i+1}) M_i + L_{i+1} M_{i+1} = 6EI(\omega_{di}^0 - \omega_{gi}^0)$$

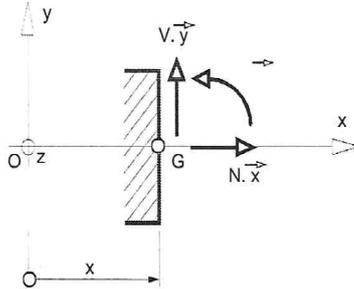
ROTATIONS ET FLECHES POUR DES POUTRES ISOSTATIQUES COURANTES

CONVENTIONS DE SIGNES ET DE REPRÉSENTATION

Repère



Éléments de réduction



Liaisons

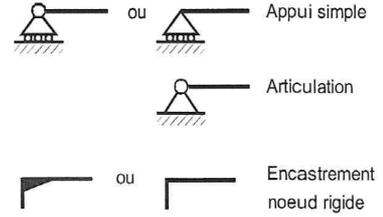


Schéma mécanique	Rotation aux appuis	Flèche
	$\omega_A = -\frac{pL^3}{24EI}$ $\omega_B = \frac{pL^3}{24EI}$	$f_{(L/2)} = \frac{5pL^4}{384EI}$
	$\omega_A = -\frac{Fa}{6EIL}(L-a)(2L-a)$ $\omega_B = \frac{Fa}{6EIL}(L^2 - a^2)$	<p>pour $a \leq \frac{L}{2}$</p> $f_{(L/2)} = \frac{Fa}{48EI}(3L^2 - 4a^2)$
	$\omega_A = \frac{CL}{3EI}$ $\omega_B = -\frac{CL}{6EI}$	$f_{(L/2)} = \frac{CL^2}{16EI}$
	$\omega_B = -\frac{pL^3}{6EI}$	$f_{(L)} = \frac{pL^4}{8EI}$
	$\omega_B = -\frac{FL^2}{2EI}$	$f_{(L)} = \frac{FL^3}{3EI}$

Portées utiles (de calcul) des poutres et dalles dans les bâtiments

Différents cas sont envisagés :

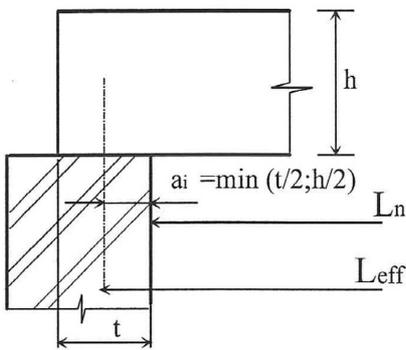
- a) éléments isostatiques
- b) éléments continus
- c) Appuis considérés comme des encastrements parfaits
- d) Présence d'un appareil d'appui
- e) Console

La portée utile l_{eff} d'un élément peut être calculée de la manière suivante ; $l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$

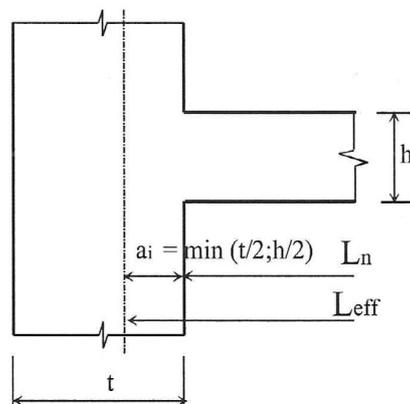
Avec l_n : distance libre entre les nus d'appuis.

Les valeurs a_1 et a_2 à chaque extrémité de la portée, peuvent être déterminées à partir des valeurs correspondantes a_i de la figure 5.4.

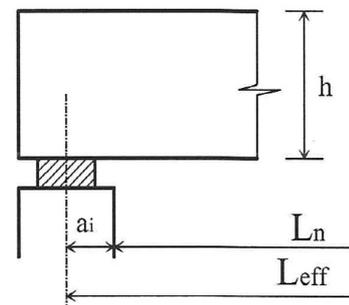
Détermination de la portée de calcul L_{eff} d'après l'expression 2.15, pour différents cas d'appuis.



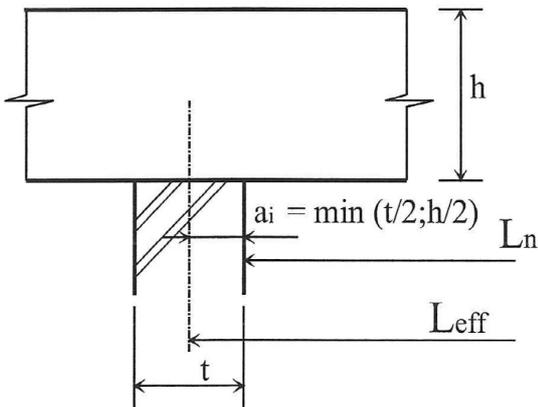
(a) Eléments isostatiques



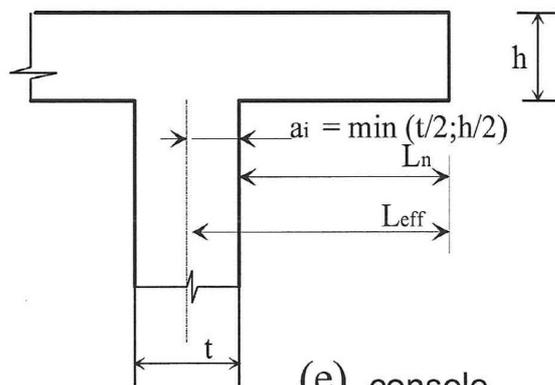
(c) appuis considérés comme des encastrements parfaits



(d) présence d'un appareil d'appui



(b) Eléments continus



(e) console

Organigramme de calcul des armatures longitudinales en flexion simple, section rectangulaire :

Données
 Catégorie de durée d'utilisation de projet : 4
 Environnement : Classe d'exposition X..
 $b_w ; h$
 béton C../.. f_{ck}
 acier B500 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
 diagramme élasto-plastique parfait
 $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$
 $p_u = 1,35g + 1,5q \text{ kN/m}$
 moment de flexion ELU $M_{Ed} = M_u$

$d \leq 0,9h$
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ avec $\gamma_c = 1,5$

$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10mm\}$
 Enrobage nominal : $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

$\mu_u = \frac{M_u}{b_w d^2 f_{cd}}$

Decision diamond: $\mu_u \leq 0,3717$

Oui
 Pas d'armatures comprimées : $A_{s2} = 0$

$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$

$z_u = d(1 - 0,4\alpha_u)$

$A_{s1} = \frac{0,8\alpha_u b_w d f_{cd}}{f_{yd}}$
 $A_{s1} = \frac{M_u}{z_u f_{yd}}$
 $\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{b_w d} = 0,8\alpha_u \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

NON

Les armatures comprimées sont conseillées, car les aciers seraient mal utilisés. Si les armatures comprimées sont prises en compte, elles seront alors maintenues par des armatures transversales : $s \leq 15\phi$.

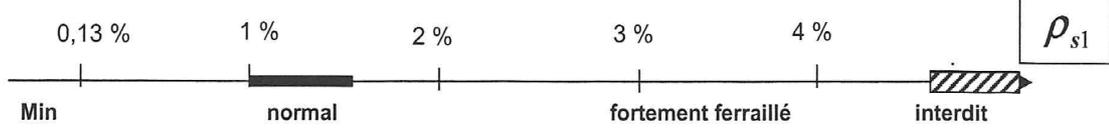
9.2.1.2 (3)

Le pourcentage d'armatures $\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{b_w d}$

Sections minimale et maximale d'armatures longitudinales tendues : Clause 9.2.1.1
 $A_{s1} > A_{s,min} = \max\left[0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d ; 0,0013 b_t d\right]$ condition de non-fragilité.
 $A_{s1} < 0,04 A_c$ avec A_c aire de la section droite de béton
 b_t : la valeur moyenne de la largeur tendue, pour une section rectangulaire et une section en T: $b_t = b_w$

Équation alternative du bras de levier $z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = d \frac{(1 + \sqrt{1 - 2\mu_u})}{2}$

Il faut déterminer la hauteur utile réelle $d_{réelle}$, celle-ci doit être supérieure à la valeur forfaitaire considérée.



• **Données :**

Catégorie de durée d'utilisation de projet : 4

Environnement : Classe d'exposition X..

Béton C../.. ; f_{ck} (MPa) $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

Enrobage nominal : $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10mm\}$

d ; z inconnu $\Rightarrow z = 0,9d$

b_w plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue

$v_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}^{(MPa)}}{250} \right]$

Acier B500 $f_{yk} = 500$ MPa

$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435$ MPa

$p_u = 1,35g + 1,5q$ kN / m

Effort tranchant de calcul V_{Ed}

Organigramme simplifié de calcul des armatures d'effort tranchant en flexion simple :

$$V_{Rd,c} = \sup \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}; v_{min} \right] b_w d \quad \{6.2.\}$$

oui $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ non

les armatures d'effort tranchant sont nécessaires

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v_1 f_{cd}}{(\tan \theta + \cot \theta)} \quad \{6.9\}$$

On se fixe $\cot \theta = 1$, soit $\theta = 45^\circ$

$$V_{Rd,max} = 0,5 b_w z v_1 f_{cd}$$

Les armatures d'effort tranchant ne sont pas requises 6.2.2

vérification de la compression des bielles

oui $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ non

La résistance des bielles est surabondante

L'angle $\theta = 45^\circ$ des bielles ne peut pas être augmenté. Il faut redimensionner le coffrage.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad \{6.8\}$$

On se fixe $\cot \theta = 1$: $V_{Ed} \leq \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd}}$

Choix de la section d'acier A_{sw} ;

Calcul des espacements avec : $s \leq \frac{A_{sw} z f_{ywd}}{V_{Ed}}$

$$s \leq \min \left[\frac{A_{sw} z f_{ywd}}{V_{Ed}} ; \frac{A_{sw}}{b_w \rho_{w,min}} ; s_{l,max} \right]$$

Dispositions constructives
Le taux d'armatures d'effort tranchant est

noté : $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s}$

$$\rho_w \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \{9.5N\}$$

$s \leq s_{l,max}$

$s_t \leq s_{t,max}$

$s_{l,max}$: Espacement longitudinal maximal entre les cours d'armatures d'effort tranchant

si $h > 250mm$ alors $s_{l,max} = 0,75d$ sinon $s_{l,max} = 0,90d$

$s_{t,max}$: Espacement transversal maximal des brins verticaux dans une série de cadres, étriers ou épingles.

si $h > 250mm$ alors $s_{t,max} = \inf(0,75d, 600mm)$ sinon $s_{t,max} = 0,90d$

$$k = \min \left[1 + \sqrt{\frac{200}{d^{(mm)}}}; 2 \right]; C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}; \text{ Pourcentage } \rho_l \text{ d'acier longitudinal de flexion : } \rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{st} : aire de la section des armatures tendues, prolongée d'une longueur supérieure à $d + l_{bd}$ au-delà de la section considérée. (l_{bd} étant la longueur d'ancrage de calcul)

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

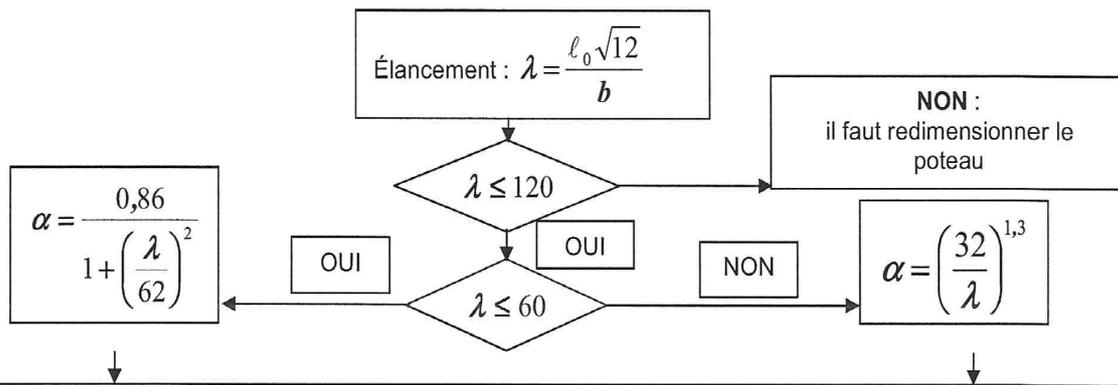
$v_{min} = \frac{0,053}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ poutres et dalles autres que celles ci-dessus

ORGANIGRAMME POTEAUX RECTANGULAIRES

Données : Catégorie de durée d'utilisation de projet : 4 ; Classe d'exposition X ... donnant un enrobage nominal c_{nom} .

- N_{Ed} , effort normal centré aux ELU
- A_c , aire du béton $b \times h$, avec $b \leq h$ (ou b en mètre, correspondant au sens du flambement)
- Enrobage relatif $\delta = \frac{d'}{b}$ avec $d' = c_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$
- Classe du béton C ... donnant f_{ck} et $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$ (âge du béton > 28 jours)
- Acier B500 donnant $f_{yk} = 500$ MPa et $f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 434,8$ MPa
- Longueur efficace (ou de flambement) notée $\ell_0 =$ longueur libre du poteau notée l

Si d' est inconnu, prendre :
40 mm pour XC1
55 mm pour XC4



$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \text{ et } N_{Rd} = \alpha k_h [A_c f_{cd} + A_s f_{yd}] \text{ ou } N_{Rd} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$$

avec $\rho = \frac{A_s}{A_c}$ et si $b < 0,500$ m alors $k_h = [0,75 + 0,5b^{[m]}][1 - 6\rho\delta]$ sinon $k_h = 1$

La valeur de A_s est obtenue en résolvant l'équation du 2° degré suivante :

$$\left(6 \frac{\delta}{A_c} f_{yd}\right) A_s^2 - (f_{yd} - 6\delta f_{cd}) A_s + \left(\frac{N_{Ed}}{K} - A_c f_{cd}\right) = 0 \quad \text{avec } K = \alpha(0,75 + 0,5b^{[m]}) \text{ avec } b \text{ en m}$$

En première approximation pour obtenir une valeur approchée de A_s : $N_{Ed} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$ avec $k_h = 0,93$

Section minimale des armatures longitudinales

$$A_{s,min} = \max \left[0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} ; 0,002 A_c \right] \{9,12N\}$$

A_c = aire de la section brute transversale de béton

f_{yd} limite élastique de calcul de l'armature

Le diamètre des barres longitudinales $\phi_l \geq \phi_{l,min} = 8$ mm

Section maximale des armatures longitudinales

en dehors des zones de recouvrement $A_{s,max} = 0,04 A_c$

dans les zones de recouvrement $A_{s,max} = 0,08 A_c$

Armatures transversales :

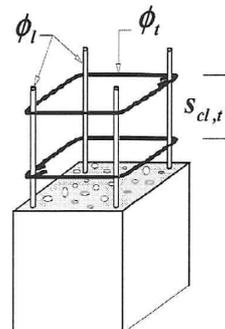
$$\phi_t \geq \max [6 \text{ mm} ; \phi_{l,max} / 4]$$

espacement: $s_{cl,t} \leq s_{cl,t,max} = \min [400 \text{ mm} ; 20\phi_{l,min} ; b]$

$\phi_{l,min}$ = diamètre de la plus petite armature longitudinale

b = plus petite dimension transversale

Les armatures transversales doivent maintenir toutes les barres prises en compte dans les calculs de résistance.



Aciers en barres

Diamètre	Poids	Périmètre	Section pour N barres en cm ²									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,154	1,57	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,222	1,88	0,283	0,565	0,848	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	2,51	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	3,14	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	3,77	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	4,40	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,578	5,03	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	6,28	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,853	7,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	10,05	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,865	12,57	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

Calcul des semelles filantes et rectangulaires sous charge centrée

Sol de fondation

- Soit V_d la charge verticale agissante de calcul (ELU) au niveau de la base de la fondation (assise). Cette charge ultime extérieure tient compte du poids de la semelle, du sol situé au-dessus, du dallage éventuel et de la charge variable sur le dallage.
- Soit A' aire de la surface effective de la fondation (en compression centrée, aire totale de la surface horizontale de la fondation en contact avec le sol ; si le chargement est excentré, utiliser la méthode de Meyerhof)
- La valeur de la portance de calcul du sol de fondation est notée : R_d ; (soit la contrainte de calcul : $q_d = \frac{R_d}{A'}$; la notation q_d n'existe pas dans l'EN 1997)
- Critère de résistance : $V_d \leq R_d = q_d A'$

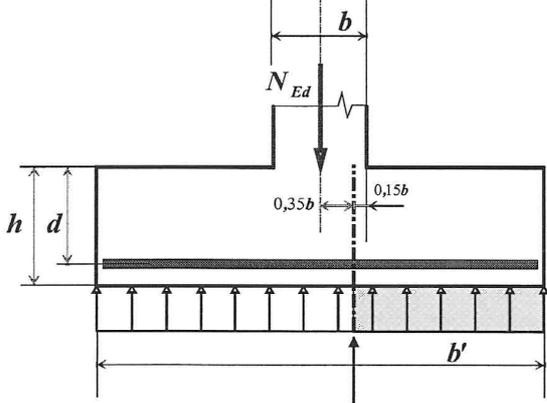
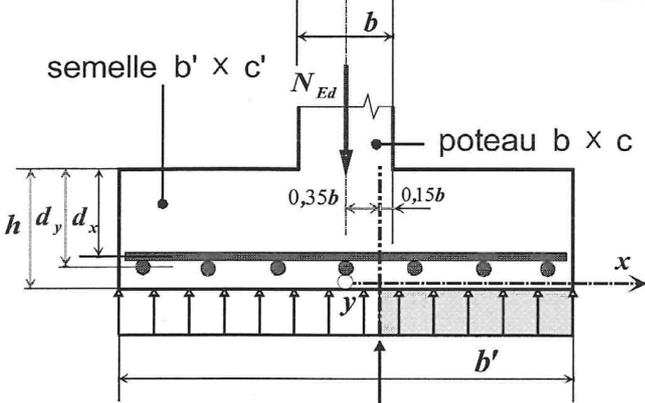
13.17.2 Dimensionnement du coffrage

Lorsque la hauteur h de la semelle est inconnue, on utilisera la condition de rigidité qui fixe la hauteur utile minimum d .

Pour une semelle rectangulaire : $d \geq \max \left[\frac{b' - b}{4} ; \frac{c' - c}{4} \right]$

On admet que lorsque les dimensions de la semelle vérifient la condition de rigidité ci-dessus le cisaillement limite de poinçonnement est implicitement vérifié (il n'y a donc pas lieu de prévoir des armatures d'effort tranchant).

13.17.3 Expression du moment réglementaire

 <p style="text-align: center;">section de calcul</p>	<p>semelle filante</p> <p>L'Eurocode NF EN 1992-1-1 propose de calculer le moment dans une section située à $0,35b$ de l'axe du voile, en prenant en compte que les charges du sol sur la semelle. Pour une semelle filante sous chargement centré et pour un tronçon de 1 m de longueur le moment a pour expression:</p> $M_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{8b'} [b' - 0,7b]^2$
 <p style="text-align: center;">section de calcul</p>	<p>Semelle rectangulaire</p> $M_{Edx} = \frac{N_{Ed}}{2b'} \left[\frac{b'}{2} - 0,35b \right]^2 = \frac{N_{Ed} [b' - 0,7b]^2}{8b'}$ $M_{Edy} = \frac{N_{Ed}}{2c'} \left[\frac{c'}{2} - 0,35c \right]^2 = \frac{N_{Ed} [c' - 0,7c]^2}{8c'}$