

EXTRAITS de l'Eurocode 3

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)
$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{el,Rd} = W_{el,min} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

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.

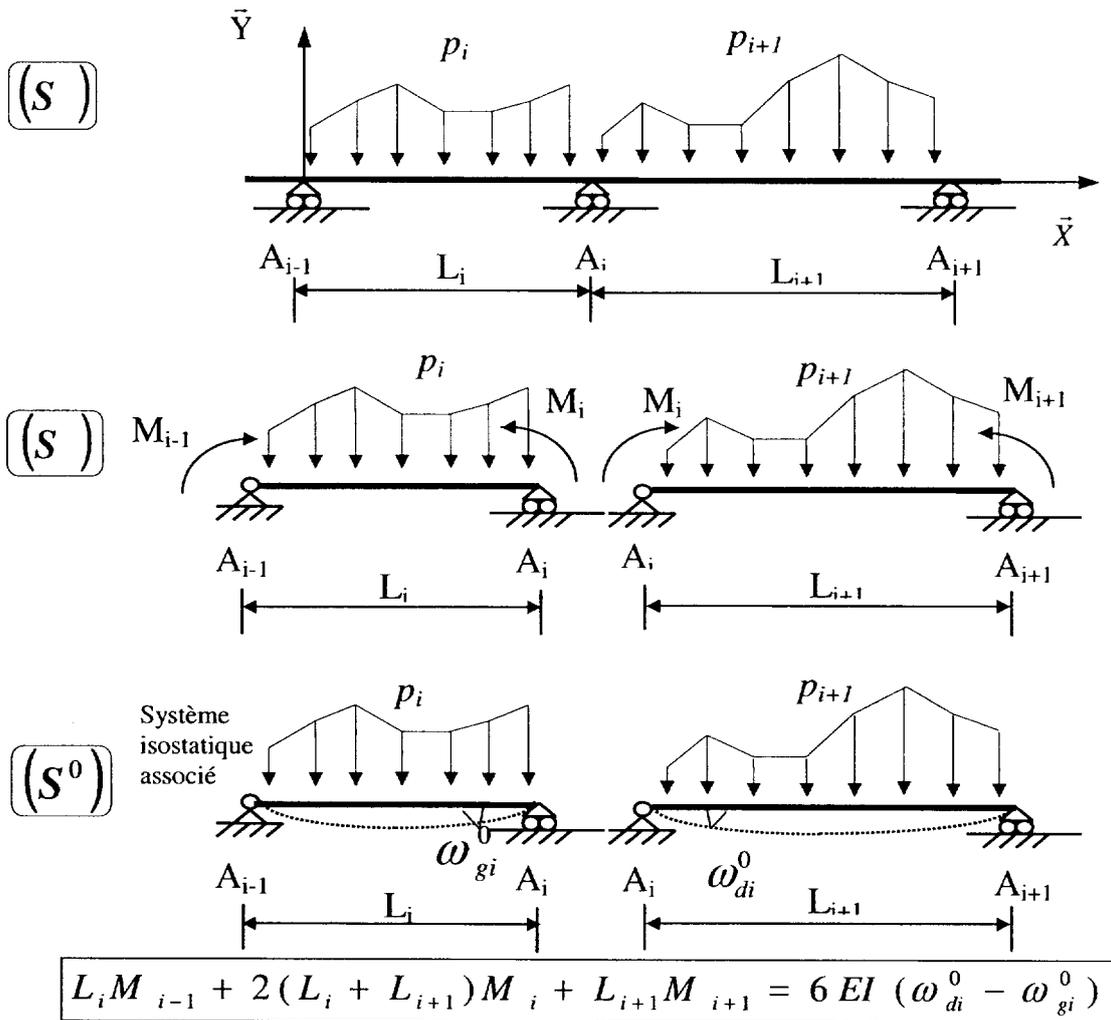
Valeurs des coefficients partiels de sécurité γ_M

Valeurs des coefficients partiels de sécurité γ_M sur les résistances pour le calcul aux ELU			
Résistance concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs EC3-DAN
Résistance des sections	γ_{M0}	<ul style="list-style-type: none"> • Résistance des sections : <ul style="list-style-type: none"> - de classe 1, 2 ou 3 - bénéficiant de la marque NF Acier - dans les autres cas - de classe 4 	1,00 1,00 1,00
	γ_{M2}	<ul style="list-style-type: none"> • Résistance des sections nette au droit des trous de boulons. 	1,25

FORMULAIRE de R.d.M

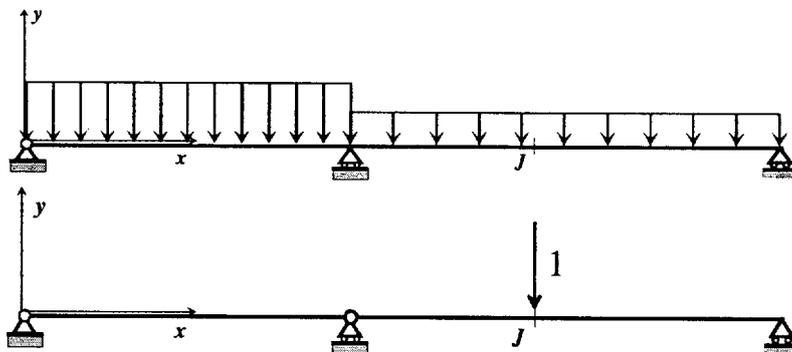
Théorème des 3 moments (formule de Clapeyron) ;

avec $EI =$ constante sur l'ensemble de la poutre et en l'absence de dénivellations d'appuis



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.



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

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

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

CRDP Aquitaine

Données : Classe structurale : $S4$
 Environnement : Classe d'exposition $X..$

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

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

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

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

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

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

Acier B500 classe B $f_{yk} = 500 MPa$

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

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

Effort tranchant de calcul V_{Ed}

Armatures d'effort tranchant en flexion simple :

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

$$V_{Ed} > V_{Rd,c}^{(N)}$$

oui

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

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

non

La résistance des bielles est surabondante

oui

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

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

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

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

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

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

Dispositions constructives
Le taux d'armatures d'effort tranchant

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

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

$$s \leq s_{l,max}$$

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$s_{l,max}$: 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 $s_{t,max} = 0,90d$

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

A_{sl} : 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.

$$v_{min} = \frac{0,053}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

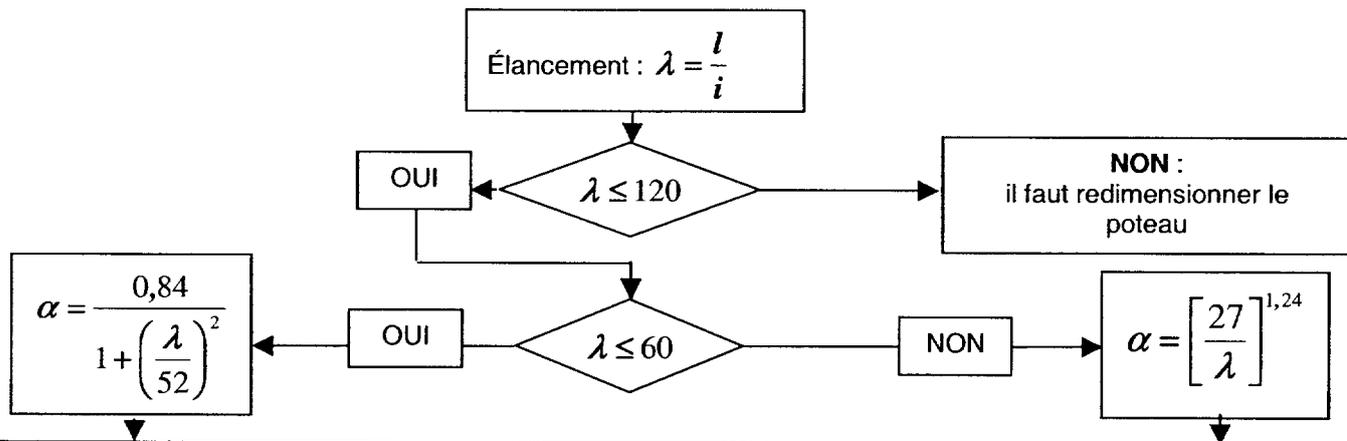
poutres et dalles autres que celles ci-dessus

CRDP Aquitaine

Poteaux circulaires

- Données :-**
- Classe structurante S4 ; Classe d'exposition X ... donnant un enrobage nominal c_{nom}
 - N_{Ed} , effort normal centré aux ELU
 - A_c , aire du béton $A_c = \frac{\pi D^2}{4}$, D en mètres
 - Enrobage relatif $\delta = \frac{d'}{D}$ avec $d' = c_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_t}{2}$
 - 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 = ℓ_0 = longueur libre du poteau notée l

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



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

avec $\rho = \frac{A_s}{A_c}$ et si $D < 0,600$ m alors $k_h = [0,7 + 0,5D^{[m]}][1 - 8\rho\delta]$ sinon $k_h = 1$

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

$$\left(8 \frac{\delta}{A_c} f_{yd}\right) A_s^2 - (f_{yd} - 8\delta f_{cd}) A_s + \left(\frac{N_{Ed}}{K} - A_c f_{cd}\right) = 0 \quad \text{avec} \quad K = \alpha(0,7 + 0,5D^{[m]}) \quad \text{avec} \quad D \text{ en m}$$

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

si $D < 0,6$ m, on peut poser : $k_h = 0,93 [0,7 + 0,5D^{[m]}]$ avec D en m sinon $k_h = 1$

Section minimale des armatures longitudinales

$$A_{s,min} = \max \left[\frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} ; \frac{0,2}{100} A_c \right] \quad \{9.12N\}$$

A_c = aire de la section brute transversale de béton

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

Le diamètre des barres longitudinales $\phi_t \geq \phi_{min} = 8$ mm

Section maximale des armatures longitudinales

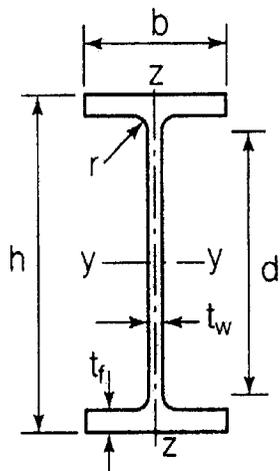
en dehors des zones de recouvrement $A_{s,max} = \frac{4}{100} A_c$ dans les zones de recouvrement $A_{s,max} = \frac{8}{100} A_c$

C.R.D.P.

75, cours Alsace et Lorraine
33075 BORDEAUX CEDEX

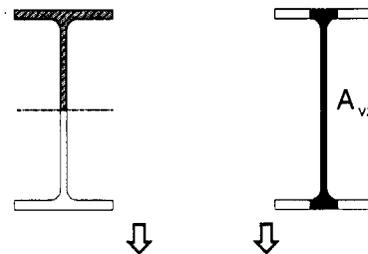
Tél. : 05 56 01 56 70

Annexe 2



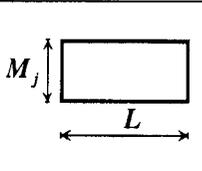
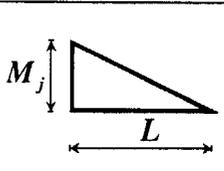
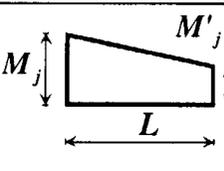
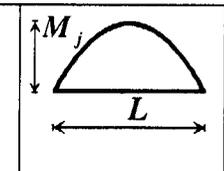
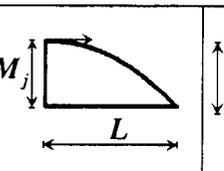
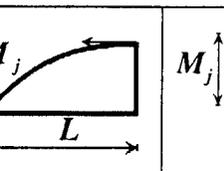
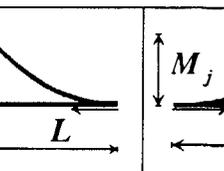
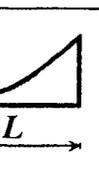
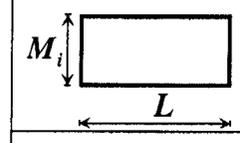
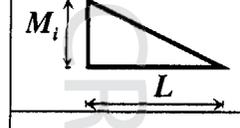
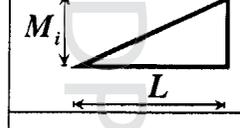
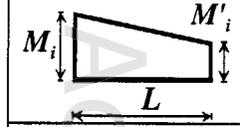
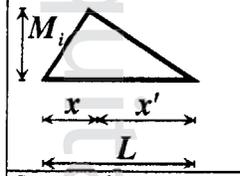
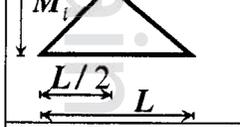
Caractéristiques des profilés IPE

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



Profil l	h	b	t _w	t _f	r	Masse par mètre P	Aire de la section A	Moment quadrati que I _y	Module de résistance élastique à la flexion W _{el,y}	Rayon de girati on i _y	2 × S _y		I _z	W _{el,z}	i _z	2 · S _z	
											Module plastique W _{pl,y}	A _{vz}				W _{pl,z}	A _{vy}
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	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	10,81	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

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

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

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.

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

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

Différents cas sont envisagés :

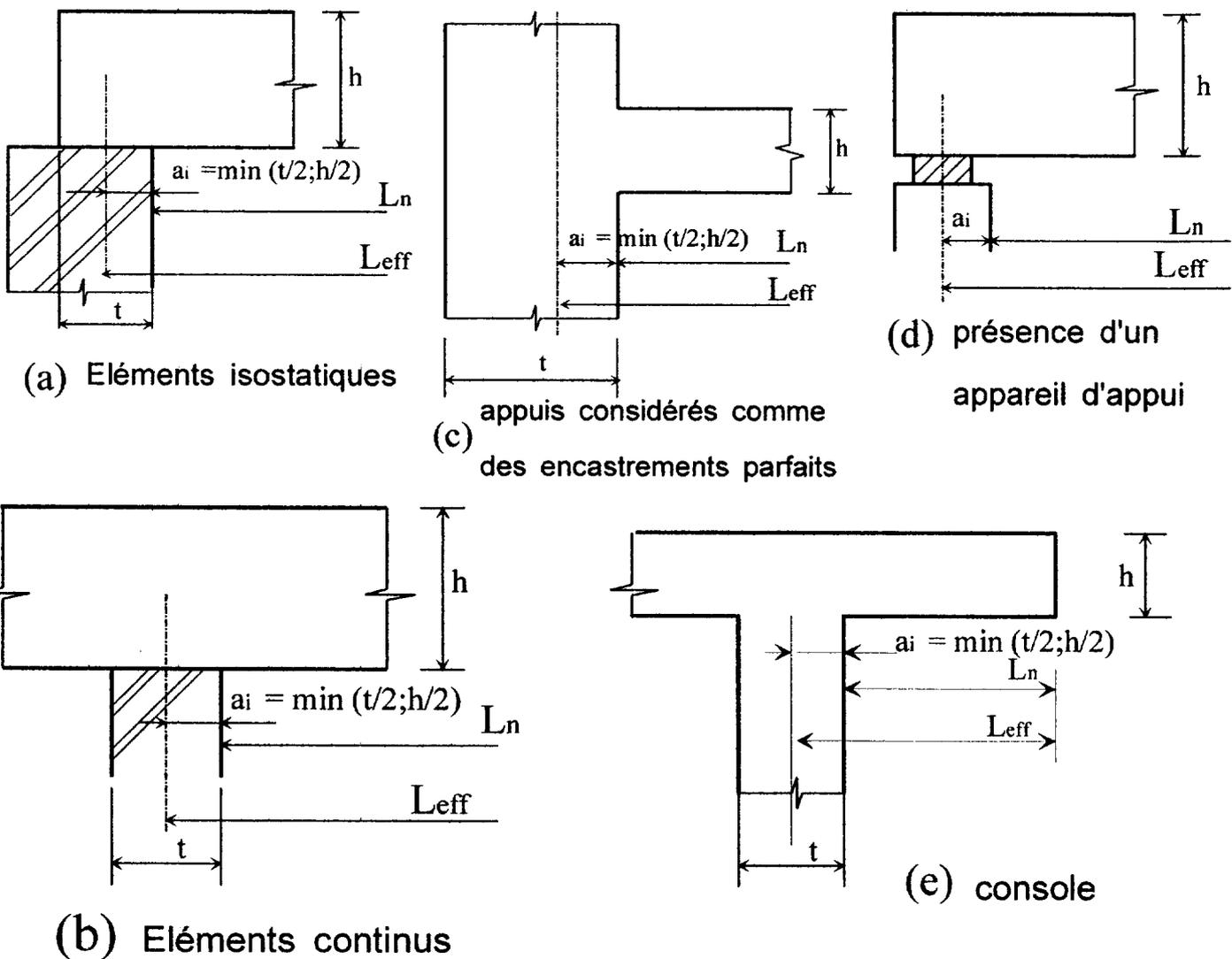
- a) éléments isostatiques
- b) éléments continus
- c) Appuis considérés comme des encastrement parfaits
- d) Présence d'un appareil d'appui
- e) Console

La portée utile l_{eff} d'un élément peut être calculée de la manière suivante ; $l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$ {5.8}

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.

Figure 5.4 : Détermination de la portée de calcul L_{eff} pour différents cas d'appuis.



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

