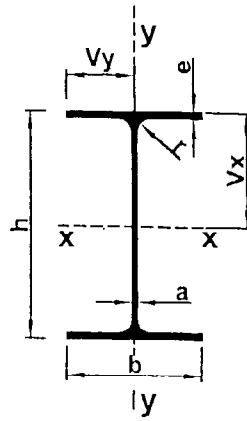


# POUTRELLES EN H A AILES PARALLÈLES STRUCTURAL SECTIONS

## HEA.A, HEA, HEB, HEM

NORMES - STANDARDS  
Dimensions : NF A 45-201  
Dimensions : Euronorm 53-62  
Tolérances : NF A 45-211  
Tolérances : Euronorm 34-62



PROFILS SIZES	MASSE PER METRE P kg/m	SECTION AREA OF SECTION A cm <sup>2</sup>	DIMENSIONS					SURFACE DÉVELOPPÉE DEVELOPED SURFACE AREA	
			h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /ft

HEA.A 360	360	83,7	107	339	300	9	12	27	1,81	21,6
HEA 360	360	112	142,8	350	300	10	17,5	27	1,83	16,4
HEB 360	360	142	180,6	360	300	12,5	22,5	27	1,85	13
HEM 360	360	250	318,8	395	308	21	40	27	1,93	7,73
HEA.A 400	400	92,4	118	378	300	9,5	13	27	1,89	20,4
HEA 400	400	125	159	390	300	11	19	27	1,91	15,3
HEB 400	400	155	197,8	400	300	13,5	24	27	1,93	12,4
HEM 400	400	256	325,8	432	307	21	40	27	2	7,83
HEA.A 450	450	99,7	127	425	300	10	13,5	27	1,98	19,9
HEA 450	450	140	178	440	300	11,5	21	27	2,01	14,4
HEB 450	450	171	218	450	300	14	26	27	2,03	11,8
HEM 450	450	263	335,4	478	307	21	40	27	2,10	7,97
HEA.A 500	500	107	137	472	300	10,5	14	27	2,08	19,4
HEA 500	500	155	197,5	490	300	12	23	27	2,11	13,6
HEB 500	500	187	238,6	500	300	14,5	28	27	2,12	11,4
HEM 500	500	270	344,3	524	306	21	40	27	2,18	8,09
HEA.A 550	550	120	153	522	300	11,5	15	27	2,18	18,2
HEA 550	550	166	211,8	540	300	12,5	24	27	2,21	13,3
HEB 550	550	199	254,1	550	300	15	29	27	2,22	11,2
HEM 550	550	278	354,4	572	306	21	40	27	2,28	8,20
HEA.A 600	600	129	164	571	300	12	15,5	27	2,27	17,6
HEA 600	600	178	226,5	590	300	13	25	27	2,31	13
HEB 600	600	212	270	600	300	15,5	30	27	2,32	11
HEM 600	600	285	363,7	620	305	21	40	27	2,37	8,32

CARACTÉRISTIQUES RAPPORTÉES À L'AXE NEUTRE CHARACTERISTICS REFERENCED TO THE ZERO LINE							MOMENT D'INERTIE DE TORSION MOMENT OF INERTIA J cm <sup>4</sup>	PROFILS SIZES
lx cm <sup>4</sup>	lx vx cm <sup>3</sup>	ix cm	moment statique static moment S cm <sup>3</sup>	ly cm <sup>4</sup>	ly vy cm <sup>3</sup>	iy cm		

23 040	1 360	14,7	748	5 410	361	7,12	52,77	HEA.A 360
33 090	1 890	15,2	1 040	7 807	526	7,43	147	HEA 360
43 190	2 400	15,5	1 340	10 140	676	7,49	310	HEB 360
84 870	4 300	16,3	2 490	19 520	1 270	7,83	1 764	HEM 360
31 250	1 650	16,3	912	5 861	391	7,06	67,5	HEA.A 400
45 070	2 310	16,8	1 280	8 564	571	7,34	191	HEA 400
57 680	2 880	17,1	1 620	10 820	721	7,40	382	HEB 400
104 100	4 820	17,9	2 790	19 340	1 260	7,70	1 773	HEM 400
41 890	1 970	18,2	1 090	6 088	406	6,92	78,09	HEA.A 450
63 720	2 900	18,9	1 610	9 465	631	7,29	257	HEA 450
79 890	3 550	19,1	1 990	11 720	781	7,33	485	HEB 450
131 500	5 500	19,8	3 170	19 340	1 260	7,59	1 791	HEM 450
54 640	2 320	20	1 290	6 314	421	6,79	90,02	HEA.A 500
86 980	3 550	21	1 970	10 370	691	7,24	336	HEA 500
107 180	4 290	21,2	2 410	12 620	842	7,27	605	HEB 500
161 900	6 180	21,7	3 550	19 160	1 250	7,46	1 803	HEM 500
72 870	2 790	21,8	1 560	6 767	451	6,65	115,55	HEA.A 550
111 900	4 150	23	2 310	10 820	721	7,15	386	HEA 550
136 690	4 970	23,2	2 800	13 000	872	7,17	679	HEB 550
198 000	6 920	23,6	3 970	19 160	1 250	7,35	1 822	HEM 550
91 870	3 220	23,7	1 811	6 993	466	6,53	131,98	HEA.A 600
141 200	4 790	25	2 680	11 270	751	7,05	440	HEA 600
171 040	5 700	25,2	3 210	13 530	902	7,08	759	HEB 600
237 400	7 660	25,6	4 390	18 980	1 240	7,22	1 835	HEM 600

# Règles de calcul des constructions en acier

## Additif 80 (extraits)

### 4.3. – Moment de flexion

Le moment de flexion dans une section ne doit pas être supérieur au moment de plastification conventionnel de la section :

$$M \leq M_p$$

avec :  $M_p = Z \sigma_e$

$Z$  = module plastique de la section

4.3. – On admet un diagramme birectangulaire de contraintes dans les sections complètement plastifiées par flexion.

Le module plastique d'une section doublement symétrique est égal à 2 fois le moment statique donné dans les catalogues :  
 $Z = 2S$ .

### 4.4. – Effort tranchant

L'effort tranchant dans une section ne doit pas être supérieur à l'effort tranchant de plastification de la section :

$$V \leq V_p$$

avec :  $V_p = 0.58 A_p \sigma_e$

Pour les sections en double T et en caisson :

– si l'effort tranchant est dans le plan de l'âme :

$$A_p = \text{aire de l'âme ou des âmes } (A_w)$$

– si l'effort tranchant est dans un plan parallèle aux semelles :

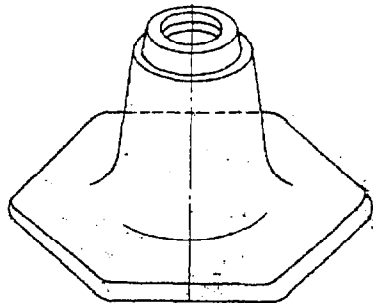
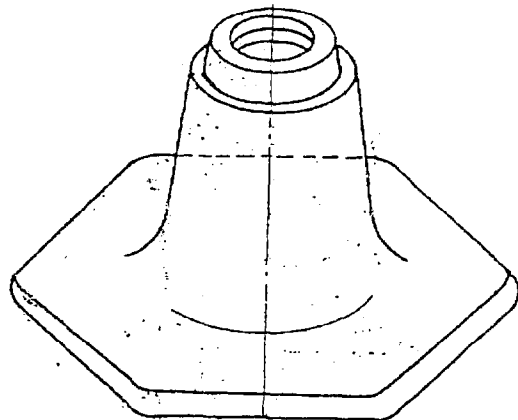
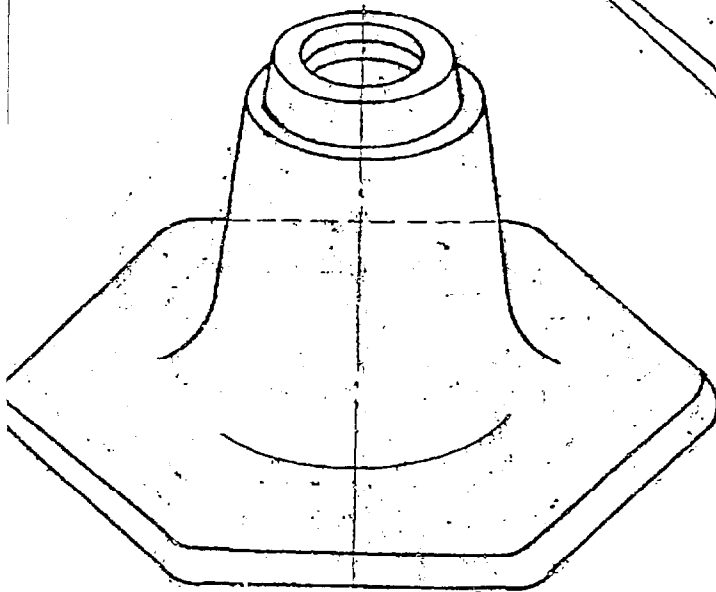
$$A_p = \text{aire des semelles } (2 A_f)$$

Pour les sections rectangulaires :

$$A_p = \text{aire de la section}$$

Par souci de simplification, on pourra considérer que, pour un HEB :

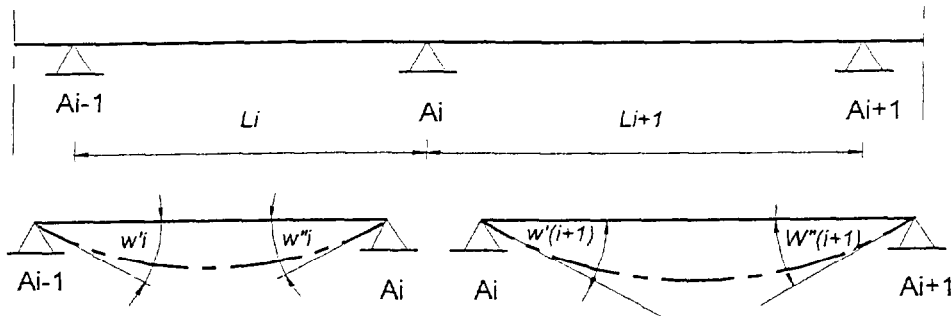
$$A_p = a \cdot (h - 2e)$$

**ENSEMBLE de REPRISE avec PIED D'ANCRAGE.***20-60-S**30-80-S**40-115-S*

Type	Charge admissible (KN)
20-60 S	95
30-80 S	165
40-115 S	275

## Formule des 3 moments :

$$L_i M_{A(i-1)} + 2(L_i + L_{i+1})M_{A_i} + L_{i+1} M_{A(i+1)} = 6EI (w'_{i+1} - w''_i)$$



Avec

- $M_{A_i}$  = moment de flexion dans la poutre continue sur l'appui d'indice  $i$
- $w'_{i+1}$  et  $w''_i$  = rotations d'extrémité (appui  $A_i$ ) dans les travées isostatiques de référence  $i$  et  $i+1$

Les rotations d'extrémités, pour une travée isostatique uniformément chargée

valent :  $\frac{PL^3}{24EI}$  (en valeur absolue)

avec :

$P$  = charge répartie

$L$  = longueur de travée

$E$  = module de déformation longitudinal du matériau

$I$  = moment quadratique constant pour la poutre dans la travée étudiée

## Sections des armatures

Ø mm	Sections totales (cm <sup>2</sup> ) pour un nombre de barres égal à										Ø mm
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
5	0.20	0.39	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	1.96	5
6	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	6
8	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03	8
10	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	10
12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	12
14	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39	14
16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	16
20	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42	20
25	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	25
32	8.04	19.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	32
40	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10	125.66	40

# Règles BAEL 91 (révisées 99) Extraits

## A.2.1,1

résistance du béton

## A.2.1,12

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa (ou N/mm<sup>2</sup>).

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} \leq 60$  MPa.

## A.4.5 états limites de service vis-à-vis de la durabilité de la structure

### A.4.5,2

état limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton est limitée à  $0,6 f_{cj}$

### A.4.5,3

état limite d'ouverture des fissures

### A.4.5,33 cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable

On observe les règles suivantes qui s'ajoutent à celles données en A.4.5,32 :

– la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur  $\xi$  (MPa) donnée par l'expression :

$$\xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left( 0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

dans laquelle :

- $f_e$  désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;
  - $f_{tj}$  la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;
  - $\eta$  un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3 ;
- le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 6 mm ;
- dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 25 cm et  $2h$  ( $h$  désignant l'épaisseur totale de l'élément).

### A.4.5,34 cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable

On observe les règles suivantes qui s'ajoutent à celles données en A.4.5,32 :

– la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur  $0,8 \xi$  (MPa), l'expression de  $\xi$  étant donnée en A.4.5,33.

## justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes

### A.5.1,1

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente  $\tau_u$  prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

expression dans laquelle  $b_0$  désigne la largeur de l'âme,  $d$  la hauteur utile de la poutre et  $V_u$  la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

### A.5.1,21 état limite ultime du béton de l'âme

#### A.5.1,211

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne) et dans celui où elles comportent à la fois des barres relevées et des armatures droites, la contrainte  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$0,2f_{cj}/\gamma_b \text{ et } 5 \text{ MPa (ou N/mm}^2\text{)}$$

Commentaire

*En cas de recours aux barres relevées il est conseillé de bien répartir les armatures en cause et de prévoir de petits diamètres. De plus il est recommandé d'associer ces barres à des armatures droites susceptibles d'équilibrer au moins la moitié de l'effort tranchant.*

En outre, lorsque la fissuration est jugée préjudiciable, ou très préjudiciable, les contraintes ci-dessus sont remplacées par les valeurs limites :

$$0,15f_{cj}/\gamma_b \text{ et } 4 \text{ MPa (ou N/mm}^2\text{)}$$

### A.5.1,23 état limite ultime des armatures d'âme

La justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures d'âme s'exprime, avec les mêmes notations que précédemment, par la relation :

$$\frac{A_l}{b_0 s_l} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{lj} k)}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

en bornant supérieurement  $f_{lj}$  à 3,3 MPa

#### Commentaire

Cette relation qui donne la section d'armatures d'âme nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant, comporte deux termes : le premier résulte de la théorie du treillis de Ritter-Mörsch ; le deuxième (terme soustractif) tient compte, par l'intermédiaire du coefficient empirique  $k$ , de la partie de l'effort tranchant équilibrée par la membrure comprimée du treillis.

Le coefficient 0,9 figurant au dénominateur constitue une approximation du rapport  $z/d$ .

L'expression  $0,3 f_{lj}$  tient compte de la définition conventionnelle de  $\tau_u$  (en admettant  $z = 0,9 d$ ), ce qui donne finalement une formule équivalente à celle donnée dans les Règles BPEL.

et avec comme valeurs de  $k$  :

1 (unité) en flexion simple,

#### Commentaire

Dans le cas courant de la flexion simple avec  $\alpha = 90^\circ$  (armatures d'âme droites), la relation s'écrit :

$$\frac{A_l}{b_0 s_l} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{lj})}{0,9 f_e}$$

Les contraintes  $\sigma_{cm}$  et  $\sigma_{tm}$  se calculent conventionnellement sur la section de béton supposée non fissurée et non armée.

Dans le cas de la flexion composée avec traction, le coefficient  $k$  doit être pris avec sa valeur algébrique qui est négative dès que  $\sigma_{tm} > 0,1 f_{ct}$ . La résistance des pièces tendues à l'effort tranchant est en effet médiocre.

### A.5.2,2


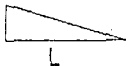
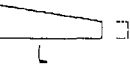


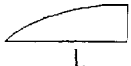
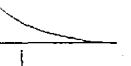
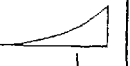

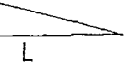
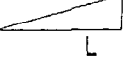
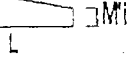
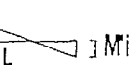
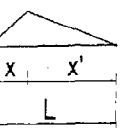
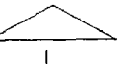
#### justification des armatures d'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

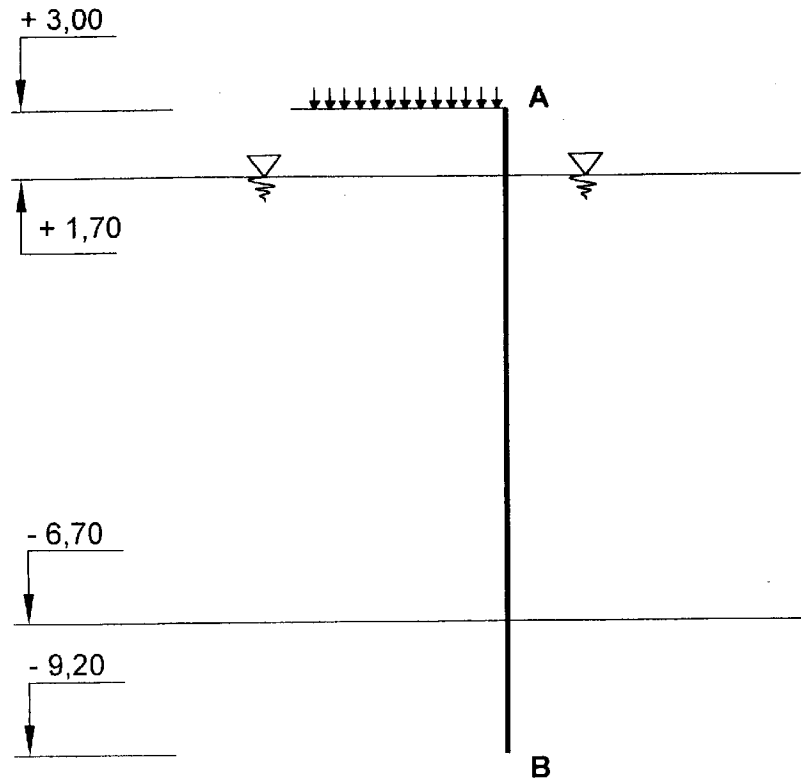
- la pièce concernée est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur ;
- la contrainte tangente  $\tau_u$  définie en A.5.1,1 est au plus égale à  $0,07 f_{ct} / \gamma_b$ .

Le coefficient  $\gamma_b$  vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

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

$m_j(x) \backslash m_i(x)$	$M_j$ [  ]	$M_j$ [  ]	$M_j$ [  ] $M_j'$	$M_j$ [  ]	$M_j$ [  ]	$M_j$ [  ]	$M_j$ [  ]	$M_j$ [  ]
$M_i$ [  ]	$L M_i M_j$	$\frac{1}{2} L M_i M_j$	$\frac{1}{2} L M_i (M_j + M_j')$	$\frac{2}{3} L M_i M_j$	$\frac{2}{3} L M_i M_j$	$\frac{2}{3} L M_i M_j$	$\frac{1}{3} L M_i M_j$	$\frac{1}{3} L M_i M_j$
$M_i$ [  ]	$\frac{1}{2} L M_i M_j$	$\frac{1}{3} L M_i M_j$	$\frac{1}{6} L M_i (2M_j + M_j')$	$\frac{1}{3} L M_i M_j$	$\frac{5}{12} L M_i M_j$	$\frac{1}{4} L M_i M_j$	$\frac{1}{4} L M_i M_j$	$\frac{1}{12} L M_i M_j$
$M_i$ [  ]	$\frac{1}{2} L M_i M_j$	$\frac{1}{6} L M_i M_j$	$\frac{1}{6} L M_i (M_j + 2M_j')$	$\frac{1}{3} L M_i M_j$	$\frac{1}{4} L M_i M_j$	$\frac{5}{12} L M_i M_j$	$\frac{1}{12} L M_i M_j$	$\frac{1}{4} L M_i M_j$
$M_i$ [  ] $M_i'$	$\frac{1}{2} L M_j (M_i + M_i')$	$\frac{1}{6} L (2M_i + M_i') M_j$	$\frac{1}{6} L (2M_i M_j + M_i M_j' + M_i' M_j + 2M_i' M_j')$	$\frac{1}{3} L (M_i + M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (5M_i + 3M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (3M_i + 5M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (3M_i + M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (M_i + 3M_i') M_j$
$M_i$ [  ] $M_i'$	$\frac{1}{2} L (M_i + M_i') M_j$	$\frac{1}{6} L (2M_i - M_i') M_j$	$\frac{1}{6} L [2(M_i M_j - M_i' M_j') + M_i M_j' - M_i' M_j]$	$\frac{1}{3} L (M_i - M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (5M_i - 3M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (3M_i - 5M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (3M_i - M_i') M_j$	$\frac{1}{12} L (M_i - 3M_i') M_j$
$M_i$ [  ]	$\frac{1}{2} L M_i M_j$	$\frac{1}{6} L M_i M_j (1 + \frac{x'}{L})$	$\frac{1}{6} L M_i [M_j (1 + \frac{x'}{L}) + M_j' (1 + \frac{x}{L})]$	$\frac{1}{3} L M_i M_j (1 + \frac{xx'}{L^2})$	$\frac{1}{12} L M_i M_j (3 + \frac{3x'}{L} - \frac{x'^2}{L^2})$	$\frac{1}{12} L M_i M_j (3 + \frac{3x}{L} - \frac{x^2}{L^2})$	$\frac{1}{12} L M_i M_j (\frac{3x'}{L} + \frac{x'^2}{L^2})$	$\frac{1}{12} L M_i M_j (\frac{3x}{L} + \frac{x^2}{L^2})$
$M_i$ [  ]	$\frac{1}{2} L M_i M_j$	$\frac{1}{4} L M_i M_j$	$\frac{1}{4} L M_i (M_j - M_j')$	$\frac{5}{12} L M_i M_j$	$\frac{17}{48} L M_i M_j$	$\frac{17}{48} L M_i M_j$	$\frac{7}{48} L M_i M_j$	$\frac{7}{48} L M_i M_j$

Dans le tableau,  $M_i, M_i', M_j, M_j'$  sont les extremum des fonctions  $m_i(x)$  et  $m_j(x)$ . Ils sont à prendre en valeurs absolues. La valeur algébrique du résultat de l'intégration dépend du signe des diagrammes.



Nota : Echelle conseillée :  $1 \text{ cm} = 20 \text{ kPa}$