

## Etude 2 : AUVENT ( tête sud )

Document : Plan de définition, p. 8

A chaque extrémité de l'ouvrage, des auvents de protection sont réalisés en béton armé. Celui de la tête sud est constitué :

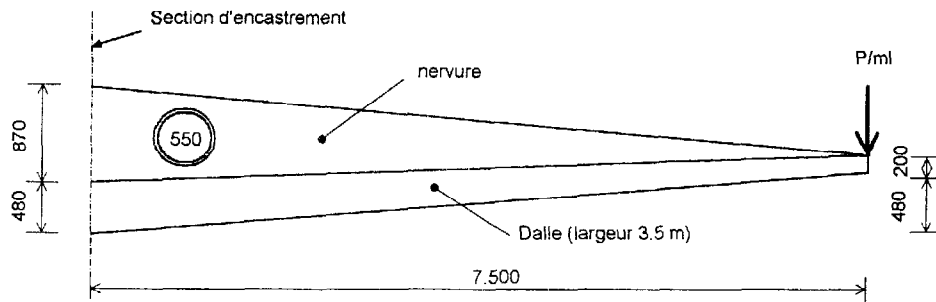
- d'une dalle d'épaisseur variable (480 → 200 mm) de longueur 7.50 m,
- de nervures (épaisseur 550 mm) espacées de 3.50 m.

L'encastrement sur l'ouvrage est assuré par des contre-nervures et une poutre de redressement.

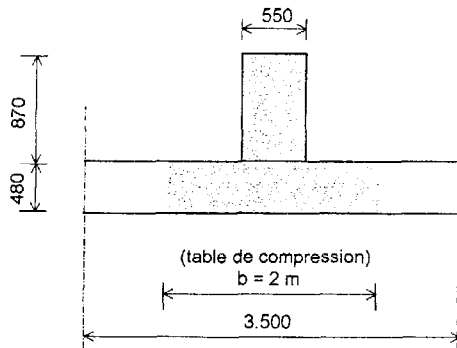
L'objectif est de déterminer le ferrailage d'une nervure dans la section d'encastrement.

### Hypothèses

- Schéma de calculs



- Section d'encastrement



- Cas de charges

Charges permanentes

- poids propre BA : 25 kN/m<sup>3</sup>
- étanchéité + protection : 0,72 kN/m<sup>2</sup> (ramenée à la surface horizontale de couverture)
- charge d'extrémité P/ml : 1 kN/ml (panneaux de signalisation répartis sur le front de l'auvent)

Charges variables

- exploitation : 2 kN/m<sup>2</sup>

- Fissuration préjudiciable

- Matériaux

Béton  $f_{c28} = 35$  MPa  
Acier fe E 500

### Etude 2 : Ferrailage d'une nervure

- 2.1** Déterminer à partir des hypothèses, le moment dans la section d'encastrement.
- 2.2** Calculer le moment équilibré par la table de compression  $M_{Tser}$  (axe neutre supposé à la jonction table/nervure  $y = 480$  mm) et conclure sur le mode de calcul de la section. Déterminer la section d'armatures longitudinales de la nervure. Prendre :  $M_{ser} = 1130$  kN.m  
 $b = 2$  m (largeur de calcul de la table de compression)  
 $d = 1,28$  m
- 2.3** Proposer un schéma de ferrailage soigné de la section (tableau section d'acier : p. 11). Armatures de la dalle (nappe supérieure et inférieure) HA 16,  $e = 25$  cm

## Etude 3 : MUR DE SOUTÈNEMENT

Document : Plan de situation, p. 9

Dans la partie centrale, l'ouvrage est surmonté par des locaux techniques et recouvert par une esplanade végétalisée.

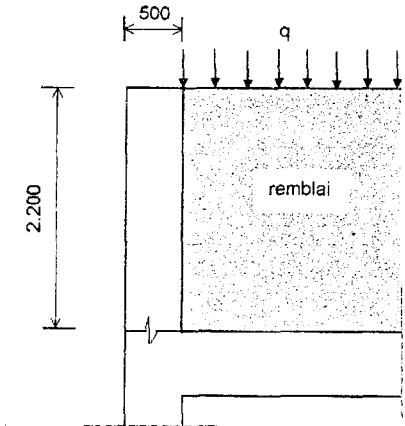
Trois murs de soutènement (N° 1, 2 et 3) sont réalisés afin de limiter l'emprise de celle-ci.

Une surcharge est susceptible d'être amenée selon l'exploitation de cette zone.

L'objectif est de vérifier que le ferrailage préconisé dans la note de calculs est suffisant.

### Hypothèses

- Hauteur maximale des murs (1 et 2) : 2.2 m
- Charge d'exploitation uniforme  $q = 10$  kN/m<sup>2</sup>
- Caractéristiques du sol :  
Poids volumique 20 kN/m<sup>3</sup>  
Angle de frottement interne 30°
- Matériaux :  
Béton  $f_{c28} = 35$  MPa  
Acier fe E 500
- Fissuration préjudiciable
- Calculs pour 1 ml de mur



### Etude 3.1 : Poussée des terres

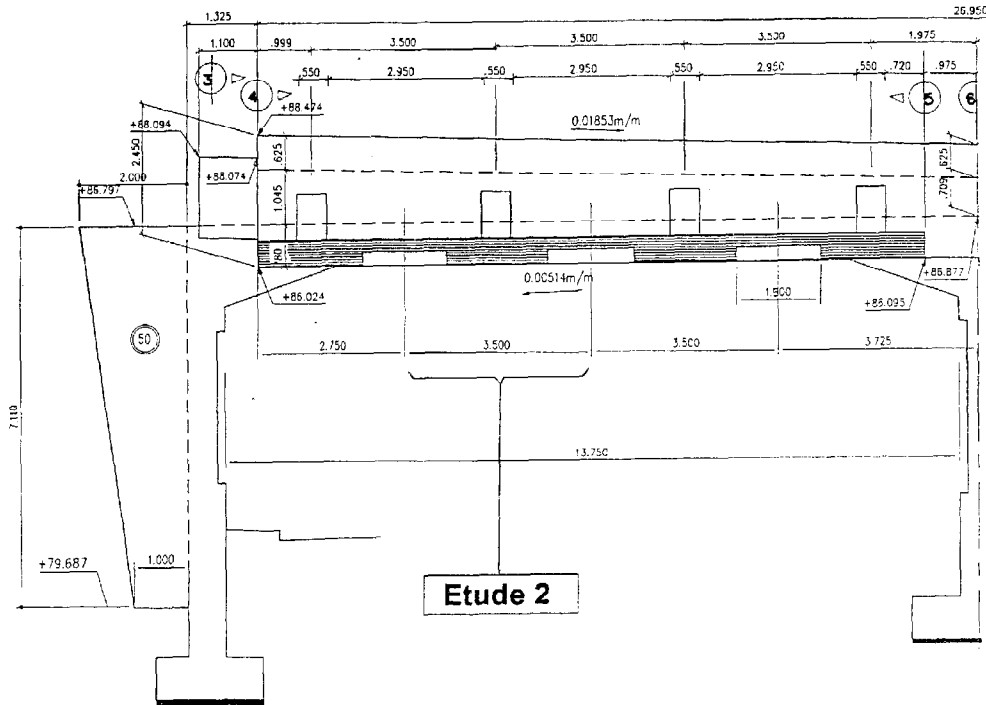
- 3.1.1** Tracer le diagramme de poussée des terres le long du mur (méthode de Rankine).
- 3.1.2** Déterminer le moment dû à la poussée des terres dans la section d'encastrement.

### Etude 3.2 : Vérification Béton Armé

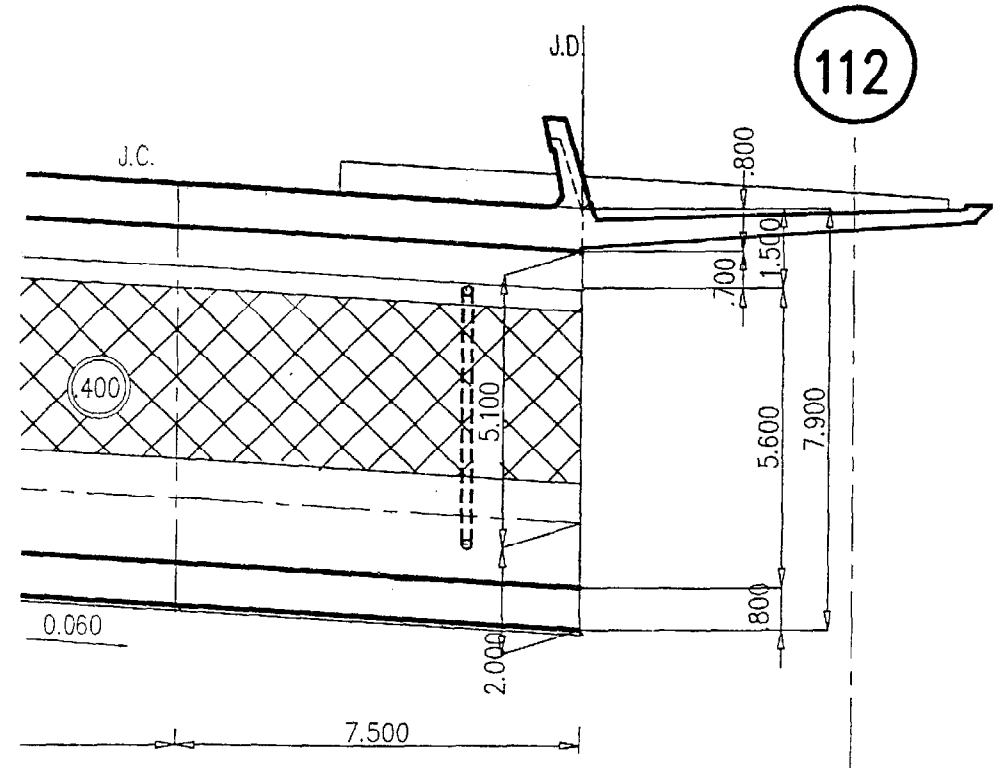
- 3.2.1** En application de la condition de non fragilité (BAEL article A.4.2), la note de calculs prévoit dans la section d'encastrement 1 lit de HA 16 espacés de 25 cm. Vérifier cette condition ( $d = 44$  cm).
- 3.2.2** Vérifier aux ELS la section de béton armé à l'encastrement ( $M_{ser} = 20$  kN.m). Conclure.

# AUVENT ( tête sud )

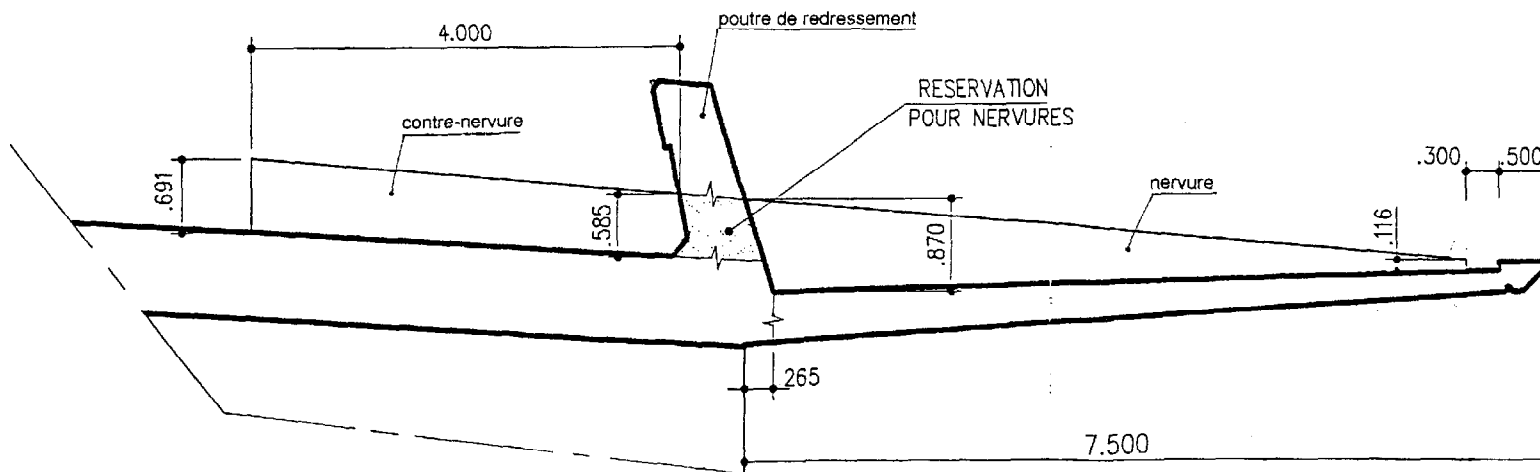
**Élévation 1/2 portique** ech. 1 / 100



**Coupe longitudinale** ech. 1 / 100

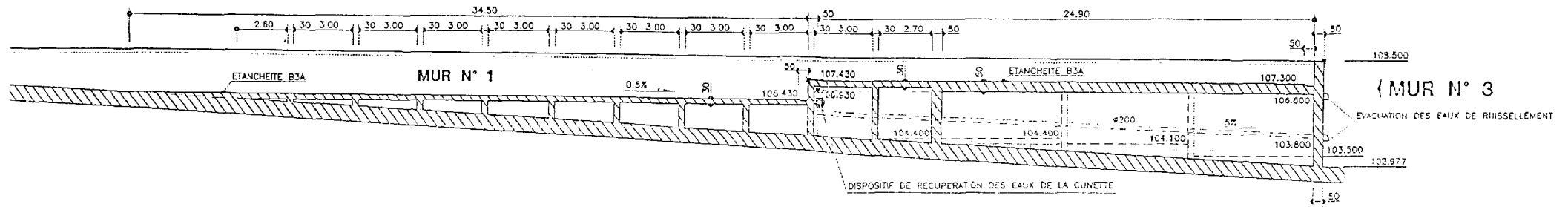


**Détail auvent** ech. 1 / 50

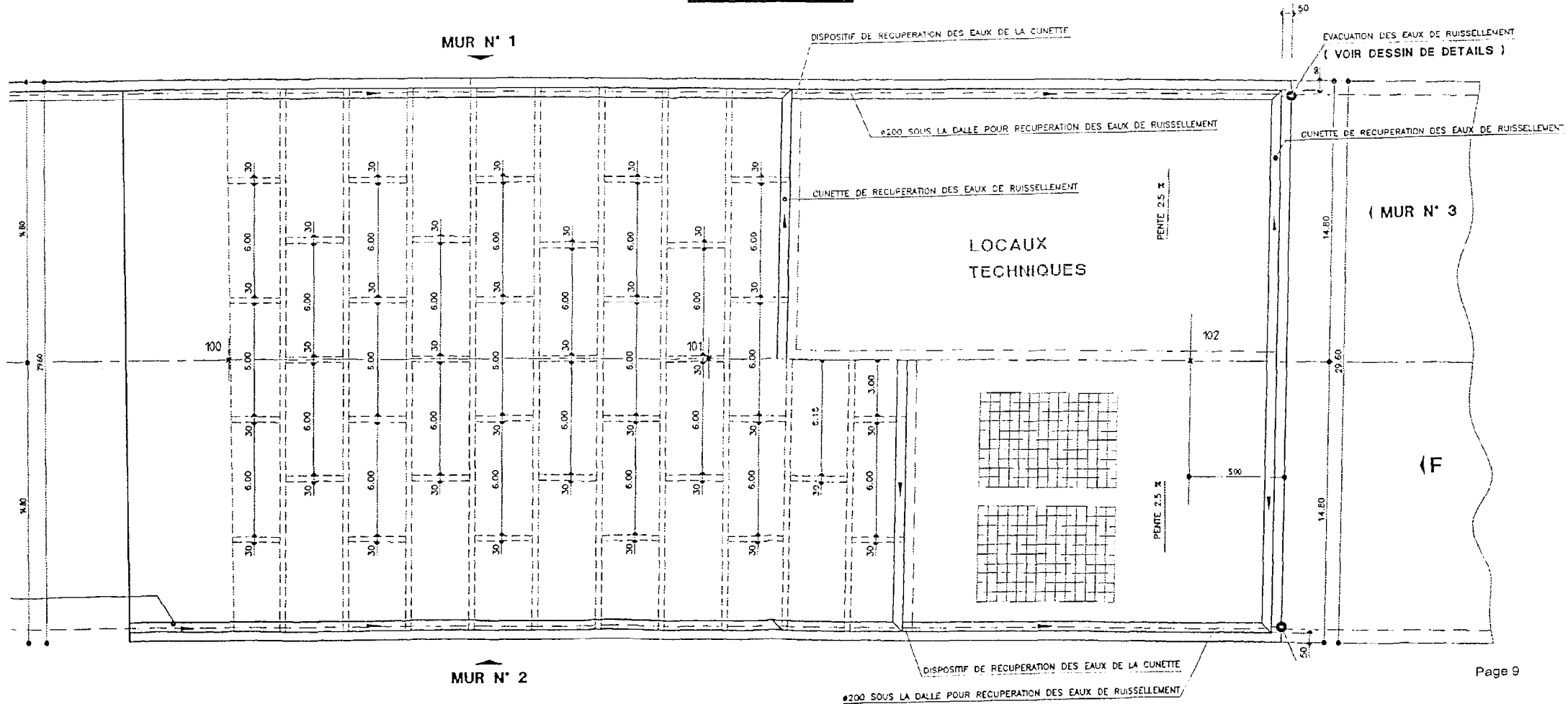


# MUR DE SOUTÈNEMENT ech. 1 / 200

## Coupe longitudinale



## Vue en plan



PROFILS CREUX  
POUR CONSTRUCTION  
RECTANGULAIRES DE  
50 X 25 à 180 X 80

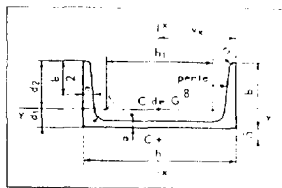


Caractéristiques des profils métalliques (OTUA)

Caractéristiques des profils métalliques (OTUA)														Caractéristiques des profils métalliques (OTUA)													
dimensions extérieures		épaisseur	rayon extrémité des angles	Norme NF A 19.	limite d'élasticité	masse linéique	aire de la section	surface à peindre	moment d'inertie de flexion	module d'inertie de flexion	rayon de giration	module plastique de flexion	coefficient d'adaptation plastique	dimensions extérieures		épaisseur	moment d'inertie de flexion	module d'inertie de flexion	rayon de giration	module plastique de flexion	coefficient d'adaptation plastique	moment d'inertie de torsion	facteur de massivité	disponibilité			
C	c	e	R		$\sigma_e$	kg/m	A	$m^2/ft$	$I_x$	$I_x$	$i_x$	$Z_A$	$\Psi_A$	C	e	$I_y$	$I_y$	$i_y$	$Z_A$	$\Psi_A$	$J$	$m^{-1}$					
mm	mm	mm			N/mm <sup>2</sup>		cm <sup>2</sup>		cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm <sup>3</sup>		mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm <sup>3</sup>		cm <sup>4</sup>						
50 x 25	2,7	2,7	501	235	2,950	3,758	49,27	11,47	4,589	1,747	5,861	1,099	50 x 25	2,7	3,676	2,941	0,989	3,512	1,125	8,824	386,8	**					
60 x 30	2,7	2,7	501	235	3,906	4,568	48,90	20,54	6,846	2,120	8,649	1,089	60 x 30	2,7	6,682	4,455	1,209	5,223	1,106	15,93	383,9	**					
70 x 35	3,2	3,2	501	235	4,954	6,310	41,28	38,54	11,01	2,471	13,93	1,089	70 x 35	3,2	12,53	7,158	1,409	8,404	1,107	29,88	324,1	**					
80 x 40	3,2	3,2	501	235	5,707	7,270	41,09	58,82	14,71	2,844	18,47	1,083	80 x 40	3,2	19,30	9,651	1,629	11,20	1,095	45,83	322,5	**					
90 x 50	3,2	3,2	501	235	6,712	8,950	40,90	91,27	20,27	3,266	25,04	1,074	90 x 50	3,2	35,88	14,35	2,049	16,49	1,079	80,36	321,0	**					
100 x 50	3,2	3,2	501	235	7,214	9,19	40,82	118,5	23,69	3,590	29,48	1,074	100 x 50	3,2	39,39	15,76	2,070	17,99	1,078	92,89	320,4	**					
120 x 60	3,2	3,2	501	235	8,722	11,11	40,65	208,9	34,81	4,336	43,05	1,068	120 x 60	3,2	70,07	23,36	2,511	26,38	1,066	164,4	319,1	**					
140 x 40	3,2	3,2	501	235	8,722	11,11	40,65	246,6	35,23	4,711	46,04	1,087	140 x 40	3,2	32,34	16,17	1,706	18,26	1,090	94,60	319,1	**					
140 x 60	3,2	3,2	501	235	10,73	13,57	40,49	366,4	52,34	5,177	63,55	1,069	140 x 60	3,2	153,2	38,31	3,348	43,06	1,054	334,5	317,8	**					
150 x 50	3,2	3,2	501	235	M 9,726	12,39	40,56	319,9	43,99	5,160	56,45	1,078	150 x 50	3,2	56,94	22,78	2,144			157,9	318,4	**					
150 x 100	3,2	3,2	501	235	M 12,74	15,59	40,41	502,4	66,98	5,677	79,94	1,053	150 x 100	3,2	268,4	53,69	4,149			535,9	317,2	**					
160 x 50	3,2	3,2	501	235	M 12,74	15,59	40,41	546,9	68,37	5,923	82,88	1,056	160 x 50	3,2	223,9	49,75	3,790			491,6	317,2	**					
180 x 80	3,2	3,2	501	235	M 12,74	16,23	40,38	678,7	75,41	6,467	93,45	1,062	180 x 80	3,2	191,0	47,75	3,431			469,8	317,0	**					



POUTRELLES LIPN



Norme de référence :  
NF A 45-202  
(mars 1975)

Profils	Dimensions							Masse par mètre p	Section A	Surface de peinture
	h	b	a	e	r	r <sub>2</sub>	Partie droite de l'âme h <sub>2</sub>			
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			
80	80	45	6	8	8	4	46	8,64	11,0	0,312 36,3
100	100	50	6	8,5	8,5	4,5	64	10,6	13,5	0,372 35,1
120	120	55	7	9	9	4,5	82	13,4	17,0	0,434 32,4
140	140	60	7	10	10	5	98	16,0	20,4	0,483 30,6
160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	115	18,8	24,0	0,546 29,0
180	180	70	8	11	11	5,5	133	22,0	28,0	0,611 27,8
200	200	75	8,5	11,5	11,5	6	151	25,3	32,2	0,661 26,1
220	220	80	9	12,5	12,5	6,5	167	29,4	37,4	0,718 24,4
240	240	85	9,5	13	13	6,5	184	33,2	42,3	0,775 23,3
260	260	90	10	14	14	7	200	37,9	48,3	0,834 22,0
300	300	100	10	16	16	8	232	46,2	58,8	0,950 20,6

Profils	Position du centre de gravité		Caractéristiques rapportées à l'axe neutre										Moment d'inertie de torsion J	Distance du centre de flexion pure à la face externe de l'âme δ
	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>x</sub>	Moment statique S	Distance des centres	e <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>y</sub>			
	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm			
80	1,45	3,05	106	26,5	3,10	15,9	6,65	3,07	19,4	6,36	1,33	2,20	1,24	
100	1,55	3,45	206	41,2	3,91	24,5	8,42	3,89	29,3	8,49	1,47	2,91	1,40	
120	1,60	3,90	364	60,7	4,67	36,3	10,0	4,53	43,2	11,1	1,59	4,22	1,44	
140	1,75	4,25	605	86,4	5,45	51,4	11,8	5,40	62,7	14,8	1,75	5,91	1,63	
160	1,84	4,65	925	116	6,21	68,8	13,3	6,17	85,3	18,3	1,89	7,67	1,74	
180	1,92	5,03	1350	150	6,95	89,6	15,1	6,82	114	22,4	2,02	9,80	1,84	
200	2,01	5,49	1910	191	7,70	114	16,8	7,55	148	27,0	2,14	12,35	1,94	
220	2,14	5,85	2690	245	8,48	146	18,5	8,23	197	33,6	2,26	16,67	2,07	
240	2,23	6,27	3800	300	9,22	179	20,1	9,03	248	39,6	2,42	20,42	2,20	
260	2,36	6,64	4820	371	9,99	221	21,8	9,79	317	47,7	2,56	26,62	2,31	
300	2,70	7,30	8030	535	11,7	316	25,4	11,58	495	67,8	2,90	39,86	2,72	

# Fiche technique des tiges d'ancrage

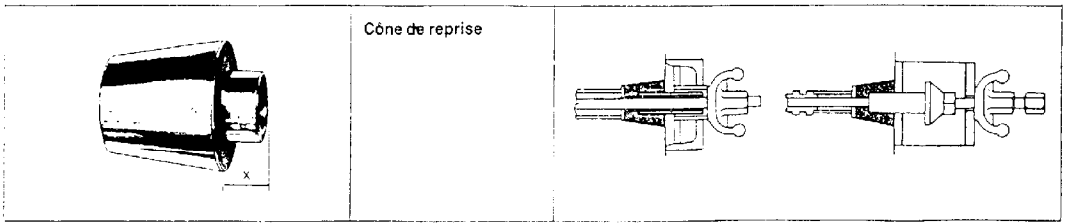
BARRES ACIER HA	<b>MAC 500</b>	Qualité (500/550) N/mm <sup>2</sup>
Filetage grand pas laminé à chaud. Soudable.		Classe IV

Caractéristiques	Ø 20	Ø 25	Ø 28	Ø 32	Ø 40	Ø 50
------------------	------	------	------	------	------	------

<b>Limite élastique</b>						
<b>Feg KN</b>	157	246	308	402	628	980
<b>Rupture</b>						
<b>Frg KN</b>	173	270	339	442	691	1078
<b>Section</b>						
<b>mm<sup>2</sup></b>	314	491	616	804	1256	1960
<b>Diamètre</b>						
<b>extérieur mm</b>	21.70	27	30.10	34.6	42.9	53.10
<b>Pas en mm</b>	8	10	11	12.50	16	20
<b>Poids m/ KG</b>	2.47	3.85	4.83	6.31	9.87	15.40
<b>0.6 Feg KN</b>	94.20	147.60	184.80	214.20	376.80	588
<b>0.75 Feg KN</b>	117.75	184.50	231	301.50	471	735
<b>0.75 Frg KN</b>	129.75	202.50	254.25	331.50	518.25	808.50
<b>Micro pieux</b>						
<b>0.5 feg</b>	78.50	123	154	201	314	490

**Recommandations :**

- les barres ne peuvent servir qu'à reprendre des efforts de traction pure, à l'exclusion de tout effet de cisaillement ou de flexion.
- Le coefficient de sécurité à appliquer par rapport à la limite élastique dépend du nombre d'utilisation : emploi unique k = 0.75 ; réemploi k = 0.6.



# Tableau des sections d'acier

DIAMETRE mm	SECTIONS (cm <sup>2</sup> )										Diamètre (mm)	Masse DaN/m <sup>3</sup>	Périmètre nominal (cm)
	1 barre	2 barres	3 barres	4 barres	5 barres	6 barres	7 barres	8 barres	9 barres	10 barres			
5	0.196	0.392	0.589	0.785	0.981	1.18	1.374	1.57	1.76	1.96	5	0.154	1.57
6	0.283	0.565	0.848	1.13	1.414	1.69	1.979	2.26	2.54	2.83	6	0.222	1.88
8	0.503	1.00	1.50	2.01	2.513	3.01	3.518	4.02	4.52	5.03	8	0.394	2.51
10	0.785	1.57	2.35	3.14	3.925	4.71	5.498	6.28	7.07	7.85	10	0.616	3.14
12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.92	9.04	10.18	11.31	12	0.887	3.77
14	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39	14	1.208	4.40
16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.10	14.07	16.13	18.15	20.17	16	1.578	5.03
20	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.43	20	2.466	6.28
25	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	25	3.853	7.85
32	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	32	6.313	10.05
40	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10	125.66	40	9.964	12.57

# Extraits du BAEL

## CARACTÈRES DES MATÉRIAUX

### Article A.2.1. - Béton.

#### A.2.1.1. - Résistance du béton\*.

A.2.1.1.1. - Pour l'établissement des projets, dans les cas courants\*, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée  $f_{ck}$ , est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte\*\*.

A.2.1.1.2. - La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement\* définie par la relation\*\* :

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

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

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

## JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES SOUMISES À DES SOLlicitATIONS NORMALES\*

### Article A.4.2. - Condition de non-fragilité.

#### A.4.2.1. - Définition.

Par définition est considérée comme non fragile, une section tendue ou fléchie telle que la sollicitation provoquant la fissuration du béton\* dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

Dans le cas de la flexion simple on peut prendre comme bras de levier  $0,9 d$  ( $d$  étant la hauteur utile de la poutre) ; si on admet en outre que pour des poutres usuelles  $d$  est sensiblement égal à  $0,9 h$  ( $h$  étant la hauteur totale de la poutre), on obtient pour une section rectangulaire simplement fléchie de largeur  $b$  armée d'une section  $A_s$ , la condition

$$\rho \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_{ck}} \text{ avec } \rho = \frac{A_s}{bd}$$

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

Les vérifications à effectuer portent sur\* :

- un état limite de compression du béton (A.4.5.2) ;
- un état limite d'ouverture des fissures (A.4.5.3).

#### A.4.5.1. - Règles de calcul en section courante\*.

- le béton tendu est négligé ;
- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton ;
- par convention le rapport  $n$  du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou « coefficient d'équivalence » a pour valeur 15\*\* ;

#### A.4.5.2. - Etat limite de compression du béton.

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

#### A.4.5.32. - Cas où la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Les règles minimales à appliquer sont les suivantes :

A.4.5.32.1. Pour éviter des fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, il convient, à défaut de règles consacrées par l'expérience, de concevoir des éléments non fragiles (au sens de l'article A.4.2.) pour les parties ne comportant pas de joint de dilatation\*, et de prévoir s'il y a lieu des armatures de peau conformément à l'article A.8.3.

A.4.5.32.2. Certains éléments font l'objet de règles forfaitaires consacrées par l'expérience. Il s'agit notamment des dalles sur appuis continus (A.8.2.), des poutres (A.8.3.) et de certaines parties de bâtiments courants (B.5.).

A.4.5.32.3. Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible :

- de n'utiliser les gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses ;
- d'éviter les très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries ;
- de prévoir le plus grand nombre de barres compatible avec une mise en place correcte du béton\*, et avec la règle ci-dessus relative aux petits diamètres.

#### 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 :

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

dans laquelle :

$f_{tk}$  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 treillis 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 2 h ( $h$  désignant l'épaisseur totale de l'élément)\*.

## DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DIVERSES

### Article A.7.1. - Protection des armatures.

L'enrobage\* de toute armature est au moins égal à :

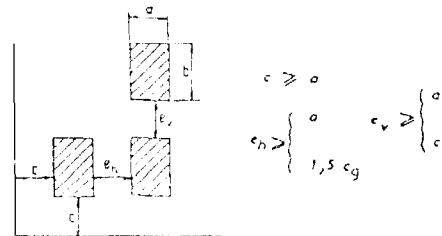
5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives\*\* ;

3 cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou des intempéries, ou des condensations, ou encore, en regard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide\*\*\* ;

1 cm pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

### Article A.7.2. - Possibilités de bétonnage correct\*

La figure ci-après résume les principales dispositions concernant l'enrobage et les distances entre armatures voisines dans le cas le plus général de paquets de largeur  $a$  et de hauteur  $b \leq 2a$ .



## DISPOSITIONS PARTICULIÈRES À CERTAINS ÉLÉMENTS

### Article A.8.1. - Éléments comprimés.

#### A.8.1.1. - Généralités.

Le présent article est applicable à toutes les pièces notablement comprimées ; celles-ci doivent comporter des armatures longitudinales et transversales (respectivement parallèles et perpendiculaires à l'effort de compression appliqué) satisfaisant aux règles qui suivent\* (A.8.1.2. et A.8.1.3.).

Il convient d'autre part de se conformer aux règles du présent article pour le ferrailage de la partie comprimée des poutres fléchies.

#### A.8.1.2. - Armatures longitudinales.

A.8.1.2.1. - La section d'armatures longitudinales\* est au moins égale à 4 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

D'autre part, la section d'armatures longitudinales est au moins égale à 0,2 % de la section totale de béton comprimé sans pouvoir dépasser 5 % en dehors des zones de recouvrement de ces barres.

A.8.1.2.2. - Les armatures longitudinales sont réparties dans la section au voisinage des parois de façon à assurer au mieux la résistance à la flexion de la pièce dans les directions les plus défavorables. En particulier dans une pièce de section rectangulaire\* la distance maximale de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à :

- la longueur du petit côté du rectangle augmentée de 10 cm ;
- 40 cm.

Conformément à l'article A.6.1.24, les ancrages et recouvrements d'armatures longitudinales sont rectilignes. Cependant si la pièce est susceptible d'être tendue sous certains cas de charge, il faut calculer la longueur de scellement des armatures compte tenu de la contrainte de traction maximale exercée.

#### A.8.1.3. - Armatures transversales.

Les armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce. Dans chaque cours elles forment ceinture continue sur le contour de la pièce et embrassent toutes les armatures longitudinales de diamètre supérieur ou égal à 20 mm de façon à assurer le maintien de celles-ci vis-à-vis d'un mouvement éventuel vers la ou les parois les plus voisines\*.

Le tracé de l'armature constituant la ceinture visée ci-dessus ne comporte ni angle rentrant, ni recouvrement parallèle à la paroi\*\*.

Le diamètre des armatures transversales\*\*\* est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent. Leur espacement est au plus égal à :

- 15 fois le diamètre des barres longitudinales prises en compte dans le calcul ;
- 40 cm ;
- la plus petite dimension de la pièce (mesurée sur la section) augmentée de 10 cm.

### Article A.8.3. - Armatures des poutres.

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction\*.

Lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres de diamètre supérieur à 20 mm, l'écartement\*\* de celles-ci dans le sens horizontal est au plus égal à 4 fois leur diamètre.