

CHAPITRE 7

LES OUVRAGES PARTICULIERS

TABLE DES MATIERES

1 . OBJET DU CHAPITRE	2
2 . ÉLÉMENTS CONSTRUCTIFS	2
2.1 . POTEaux EN BETON	2
2.1.1 . JUSTIFICATION DES POTEaux AU 2 ND ORDRE	3
2.1.2 . DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES GENERALES DU FERRAILLAGE	9
2.1.3 . PRESCRIPTIONS PARTICULIERES PARASISMQUES	10
2.1.4 . EVALUATION DES CHARGES APPLIQUEES	10
2.1.5 . EXEMPLE	10
2.1.6 . CHOIX DES PANNEaux DE TREILLIS SOUDES	14
2.2 . POUTRES ET CHAÎNAGES	17
2.2.1 . JUSTIFICATION DES POUTRES	18
2.2.2 . DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	19
2.2.3 . EXEMPLE DE CALCUL	21
2.2.4 . CHOIX DES PANNEaux DE TREILLIS SOUDES	23
2.3 . ESCALIERS	24
2.3.1 . CONSTITUTION	24
2.3.2 . JUSTIFICATION DES VOLEES A SIMPLE PAILLASSE	24
2.3.3 . DISPOSITION DES PANNEaux DE TREILLIS SOUDES	26
2.3.1 . EXEMPLE DE CALCUL D'UN ESCALIER A 2 VOLEES	26
2.4 . POUTRES-CLOISONS	27
2.4.1 . DIMENSIONNEMENT A L'AIDE DE MODELES BIELLES-TIRANTS	28
2.4.2 . DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	28
2.4.3 . EXEMPLE	28
2.5 . PIEUX ET PAROIS MOULÉES	32
2.5.1 . GENERALITES	32
2.5.2 . PIEUX BATTUS MOULES	33
2.5.3 . PIEUX FORES	33
3 . OUVRAGES DIVERS	36
3.1 . OUVRAGES DESTINÉS À CONTENIR OU À RETENIR DES LIQUIDES	36
3.1.1 . DOMAINE COUVERT PAR L'EC2-3	36
3.1.2 . ANALYSE STRUCTURALE - VARIABLES DE BASE	37
3.1.3 . ETAT LIMITE ULTIME	39
3.1.4 . ETATS LIMITES DE SERVICE	40
3.1.5 . DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR LES RESERVOIRS	44
3.1.6 . DISPOSITIONS PARTICULIERES AUX PISCINES	46
3.1.7 . CUVELAGES	47
3.1.8 . PRISE EN COMPTE DES EFFETS SISMQUES	50
3.2 . SILOS	50
3.2.1 . REGLES DE CALCUL ET TEXTES UTILES	50
3.2.2 . FERRAILLAGE DU SILO	51
3.2.3 . PRISE EN COMPTE DES EFFETS SISMQUES	53

3.3 . TUNNELS – GALERIES ET VOUSOIRS	53
--------------------------------------	----

4 . UTILISATION DU BÉTON PROJETÉ ET DU TREILLIS SOUDÉ POUR LA RÉALISATION OU LA RÉPARATION DES STRUCTURES, LE RENFORCEMENT 56

4.1 . PRÉAMBULE	56
-----------------	----

4.2 . DESCRIPTION DES MÉTHODES	57
--------------------------------	----

4.2.1 . PROJECTION PAR VOIE SECHE	57
-----------------------------------	----

4.2.2 . PROJECTION PAR VOIE MOUILLEE	58
--------------------------------------	----

4.2.3 . PROCESSUS DE MISE EN ŒUVRE DU BETON PROJETE	58
---	----

4.3 . APPLICATIONS DU BÉTON PROJETÉ	60
-------------------------------------	----

4.3.1 . OUVRAGES NEUFS	60
------------------------	----

4.3.1 . RENFORCEMENT ET REPARATION DES STRUCTURES EN BETON	62
--	----

1 . OBJET DU CHAPITRE

Liminaires – Les règles de conception et d'exécution de certains des ouvrages examinés, sont actuellement en cours de révision pour être conformes avec la normalisation européenne.

A l'inverse des chapitres précédents, le présent chapitre aborde quelques types de structures courantes en béton. Le but est de montrer ici le champ de possibles emplois du treillis soudé et de fournir des précisions complémentaires sur des applications déjà traitées dans les précédents chapitres.

Les examens des structures abordées sont fondés sur les normes Eurocodes, en particulier la norme EC2-1-1 [7.1]¹. Les précédents chapitres ont déjà rapporté les dispositions générales qui peuvent leur être appliquées. Quant à la question concernant l'exécution des ouvrages en béton, elle est en principe régie selon la norme NF EN 13670 [7.2]².

2 . ÉLÉMENTS CONSTRUCTIFS

2.1 . POTEAUX EN BETON

Un poteau est un élément structural qui assure la transmission verticale des charges d'une structure, à un autre élément porteur ou à une fondation. Les murs en béton, qui peuvent avoir un rôle semblable, ont fait l'objet du chapitre 4.

Dans les poteaux, la plus grande dimension h de la section droite reste inférieure ou égale à 4 fois la plus petite dimension b ($h \leq 4b$), et la hauteur l est au moins égale à $3h$ ($l \geq 3h$). La conception et le calcul des poteaux, sont abordés de façon générale dans l'article 5.3 de l'EC2-1-1 [1], les dispositions constructives afférentes sont traitées dans le chapitre 1 (§ 9.5.1). Seuls les poteaux à section rectangulaire soumis à un effort normal dominant de compression sont

Les références bibliographiques sont repérées par le chiffre indiqué entre les parenthèses [7.x] et renvoyées en bas de page.

¹ NF EN 1992 (EC 2): *Calcul des structures en béton*. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. Noté ci-après par EC2-1-1. Partie 1-2 : *Calcul du comportement au Feu*. Noté ci-après par EC2-1-2. Les Eurocodes pour leur application en France sont associés à une Annexe nationale, la désignation NF EN inclut l'Annexe nationale.

² NF EN 13670 et NF EN13670/CN (2013) : *Exécution des structures en béton*.

considérés ici. C'est le cas des poteaux de bâtiments courants lorsqu'ils ne forment pas montants d'un portique de contreventement.

2.1.1 . justification des poteaux au 2nd ordre

2.1.1.1 . Généralités

Les poteaux comprimés par un effort normal de calcul N_{Ed} , font partie des éléments de structures dont le comportement est susceptible d'être influencé de manière significative par leurs déformations géométriques, effets du 2nd ordre. L'équilibre et la résistance doivent alors être vérifiés à l'état déformé, les déformations sont calculées en tenant compte les effets appropriés de la fissuration, des propriétés non-linéaires des matériaux.

Le cas échéant, l'analyse inclut l'influence de la souplesse des éléments adjacents et des fondations (interaction sol-structure). L'étude du comportement du poteau est effectuée dans la direction dans laquelle des déformations peuvent se produire, et si nécessaire tenir compte de la flexion déviée. Les incertitudes sur la géométrie et la position des charges axiales, sont prises en compte comme des effets additionnels du 1^{er} ordre, basés sur les imperfections géométriques. Ces dernières sont définies dans le § 5.5.2 du chapitre 4.

L'analyse peut être menée au 1^{er} ordre, mais les méthodes non-linéaires peuvent être utilisées tant aux ELU qu'aux ELS, sous réserve que l'équilibre et la compatibilité soient vérifiés et que l'on admette pour les matériaux un comportement non-linéaire adapté. Aux ELU, la capacité des sections critiques localisées à résister à toutes les déformations inélastiques issues par l'analyse est à vérifier en tenant convenablement compte des possibles incertitudes. Les caractéristiques des matériaux utilisés pour l'analyse non-linéaire, doivent être représentatives de leur rigidité, tout en tenant compte des incertitudes liées à la ruine dans les domaines d'application concernés.

Pour des structures principalement soumises à des charges statiques, les effets des chargements antérieurs peuvent généralement être négligés. Une croissance monotone de l'intensité des actions, peut être admise.

Les effets du 2nd ordre, peuvent être négligés, s'ils représentent moins de 10 % des effets du 1^{er} ordre correspondants. Pour les éléments isolés, la méthode simplifiée suivante est fournie dans le § 5.8.3.1 de l'EC2-1-1 [7.1]. Les effets du 2nd ordre, peuvent être négligés, si le coefficient d'élancement λ est inférieur à une valeur limite.

$$\lambda \leq \lambda_{lim} = \frac{20A.B.C}{\sqrt{n}} \cong \frac{10,78}{\sqrt{n}} \cong \frac{10,78}{\sqrt{N_{Ed}/A_c f_{cd}}} \quad (7.1)$$

NOTE – Les expressions analytiques sont repérées par le chiffre entre les parenthèses (x).

L'EC2-1-1 [7.1] fournit également, au § 5.8.3.3 du chapitre, une méthode de vérification des effets globaux du 2nd ordre d'éléments comprimés des bâtiments.

2.1.1.2 . Elancement et longueur efficace des éléments isolés

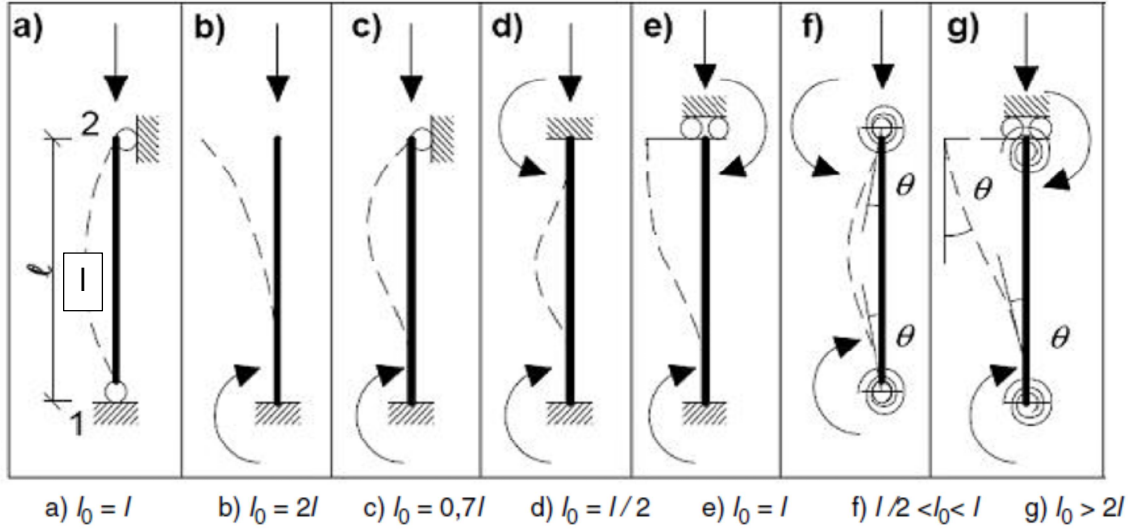
Les éléments comprimés de portiques réguliers, sont caractérisés par le paramètre élancement (expression (7.2) du chapitre) défini avec la longueur efficace l_0 . l_0 est déterminée à partir de la longueur libre l de l'élément comprimé entre les liaisons d'extrémité (Fig. 7.1). Les longueurs efficaces l_0 sont définies en tenant compte des effets de la fissuration sur la rigidité des éléments s'opposant à la déformation, sauf s'il peut être démontré que ceux-ci ne sont pas fissurés aux ELU.

Pour une section rectangulaire $b \times h$ ($b < h$), la déformation s'effectuera parallèlement au côté h , le coefficient d'élancement est défini par :

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}}, \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt{12} \frac{l_0}{b} \quad (7.2)$$

i est le rayon de giration de la section de béton non fissurée.

Fig. 7.1 : Exemples de modes de flambement et de longueurs efficaces correspondantes dans le cas d'éléments isolés.



- Éléments contreventés (Fig. 7.1f) :

$$l_0 = 0,5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (7.3)$$

- Éléments non contreventés (Fig. 7.1g) :

$$l_0 = l \cdot \max \left[\sqrt{\left(1 + \frac{k_1 \cdot k_2}{0,45 + k_1}\right)}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right] \quad (7.4)$$

k_1 et k_2 , sont les coefficients de souplesse d'encastrement partiel respectivement aux extrémités 1 et 2 :

$$k = (\theta/M) \cdot (EI/l) \quad (7.5)$$

θ , la rotation des éléments qui s'opposent à la rotation sous le moment fléchissant M (Fig. 7.1f et 7.1g) ;

EI , la rigidité en flexion de l'élément comprimé.

l , la hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité.

$k = 0$ est la valeur limite théorique correspondant à l'encastrement parfait, et $k = \infty$ est la limite correspondant à un appui parfaitement libre. L'encastrement parfait étant rare dans la pratique, une valeur minimale égale à 0,1 est recommandée pour k_1 et k_2 .

2.1.1.3. Fluage

Les effets de la durée du chargement peuvent être pris en compte dans l'analyse du 2nd ordre de manière simplifiée, au moyen d'un coefficient de fluage effectif φ_{ef} . Utilisé conjointement avec le chargement de calcul, il traduit le fluage (déformation de courbure) dû au chargement quasi-permanent :

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad (7.6)$$

$\varphi(\infty, t_0)$, est la valeur finale du coefficient de fluage (chapitre 1, § 2.1.3.4) ;

M_{0Eqp} , le moment fléchissant du 1^{er} ordre dans le cas de la combinaison quasi-permanente d'actions (ELS) ;

M_{0Ed} , le moment fléchissant du 1^{er} ordre dans la combinaison des actions de calcul (ELU).

Si le ratio M_{0Eqp}/M_{0Ed} varie dans l'élément ou la structure, il peut être calculé pour la section de moment maximal ou utiliser une valeur moyenne représentative.

2.1.1.4. Méthodes d'analyse

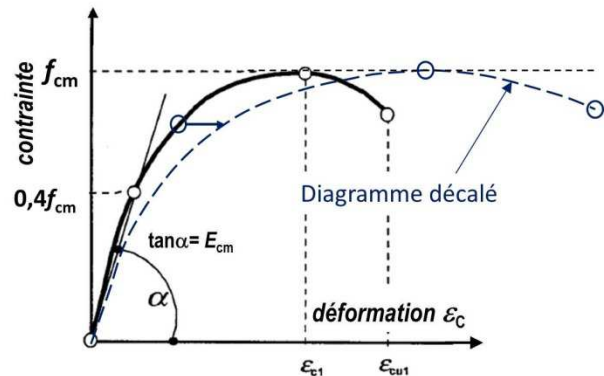
L'EC2-1-1 [7.1] propose 3 méthodes d'analyse, une méthode générale et deux simplifiées.

2.1.1.5. Méthode générale

Elle est basée sur une analyse non-linéaire générale du 2nd ordre incluant la non-linéarité géométrique, c'est-à-dire les effets du 2nd ordre (§ 2.1.2.1 du chapitre). Les courbes contrainte-déformation à utiliser pour le béton et l'acier, doivent convenir à une analyse globale.

La relation non-linéaire à utiliser pour le béton est définie sur la figure 7.2 .

Fig.7.2 : Représentation schématique de la relation contrainte-déformation pour l'analyse structurale.



L'expression (7.7) s'applique pour $0 < |\epsilon_c| < |\epsilon_{cu1}|$, où ϵ_{cu1} est la valeur nominale de la déformation ultime.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad \eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad k = 1,05 \frac{E_{cm}}{f_{cm}} |\epsilon_{c1}| \quad (7.7)$$

Pour cette analyse, dans l'expression du paramètre k , f_{cm} est remplacée par la résistance de calcul en compression f_{cd} et E_{cm} par : $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE} = E_{cm} / 1,2$ (7.8)

L'effet favorable de la participation du béton tendu, peut être pris en compte ou négligé par simplification.

En l'absence de modèles plus fins, le fluage peut être pris en compte en multipliant toutes les valeurs des déformations relatives du diagramme contrainte-déformation (Fig. 7.2) du béton, par un facteur $(1 + \varphi_{ef})$, φ_{ef} est défini par l'expression (7.6).

La figure 1.10 du chapitre 1, présente la relation contrainte-déformation des armatures à utiliser.

A partir du diagramme linéaire des déformations de calcul de la section droite basées (chapitre 1, Fig. 1.27) et des lois de comportement de calcul des matériaux, les conditions d'équilibre et de compatibilité des déformations fournissent de la charge ultime calculée. Les conditions d'équilibre et de compatibilité des déformations relatives, sont normalement satisfaites dans plusieurs sections droites. Une option de simplification consiste à ne considérer que les sections critiques et à supposer une variation appropriée de la courbure entre ces sections, par exemple une variation semblable à celle du moment du 1^{er} ordre, ou toute autre variation simplifiée appropriée

2.1.1.6. Méthode (a) basée sur une rigidité nominale

Dans cette analyse du 2nd ordre basée sur la rigidité, il convient d'utiliser les valeurs nominales de la rigidité en flexion, en tenant compte des effets de la fissuration, de la non-linéarité des matériaux et du fluage sur le comportement global. Ceci s'applique également aux éléments adjacents intervenant dans l'analyse (poutres, dalles ou fondations, par exemple) et le cas échéant l'interaction sol-structure.

a) Rigidité nominale

En une section droite quelconque, la rigidité nominale d'éléments élancés soumis à la compression, peut être ainsi estimée :

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad (7.9)$$

E_{cd} est la valeur de calcul du module d'élasticité du béton (chapitre 1, Tab. 1.7 et $\gamma_c = 1,5$) ;

I_c , le moment d'inertie de la section droite de béton ;

E_s , la valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier (chapitre 1, § 2.2.5) ;

I_s , le moment d'inertie de la section d'armatures par rapport au centre de la section de béton ;

K_s , un coefficient tenant compte de la contribution des armatures. Sa valeur est égale à 1,00 si le ratio géométrique des sections béton sur acier $\rho = A_s/A_c$ est supérieur à 0,002 ;

K_c , un coefficient tenant compte des effets de la fissuration, du fluage,

$$K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad (7.10)$$

A_s est l'aire totale de la section d'armatures ;

A_c , l'aire de la section droite de béton ;

φ_{ef} , le coefficient de fluage effectif (§ 2.1.2.3 du chapitre) ;

k_1 , un coefficient qui dépend de la classe de résistance du béton :

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \quad (f_{ck} \text{ en MPa}) \quad (7.11)$$

k_2 , un coefficient qui dépend de l'effort normal et de l'élancement :

$$k_2 = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \cdot \frac{\lambda}{170} \geq 0,20 \quad (7.12)$$

Si le coefficient d'élancement λ n'est pas défini, k_2 peut être pris égal à :

$$k_2 = 0,30 \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \geq 0,20 \quad (7.13)$$

Si $\rho \geq 0,01$, il peut être possible d'adopter : $K_s = 0$ et $K_c = 0,3/(1 + 0,5\varphi_{ef})$ (7.14)

Dans les structures hyperstatiques, il convient de tenir compte les effets défavorables de la fissuration des éléments liés à l'élément considéré. Les expressions (7.9) à (7.14) ne s'appliquent pas, de manière générale, à ce type d'éléments. Il est possible de tenir compte d'une fissuration partielle et de la participation du béton tendu, par exemple de la manière indiquée dans le chapitre 1 (§ 3.7.5.2). Toutefois, pour simplifier, on peut admettre que les sections sont entièrement fissurées. La rigidité est définie sur la base d'un module effectif du béton :

$$E_{cd,eff} = E_{cd}/(1 + \varphi_{ef}) \quad (7.15)$$

b) Coefficient de majoration des moments

Le moment de calcul total M_{Ed} , incluant le moment du 2nd ordre, peut être exprimé comme une valeur majorée du moment fléchissant résultant d'une analyse au 1^{er} ordre M_{oEd} :

$$M_{Ed} = M_{oEd} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B/N_{Ed}) - 1} \right] \quad (7.16)$$

β est un coefficient qui dépend de la distribution des moments des 1^{er} et 2nd ordres ;

N_{Ed} , l'effort normal agissant de calcul ;

N_B , la charge de flambement basée sur la rigidité nominale.

1) Dans le cas des éléments isolés de section constante soumis à un effort normal constant, une distribution sinusoïdale du moment du 2nd ordre peut normalement être admise, alors :

$$\beta = \pi^2/c_0 \quad (7.17)$$

c_0 est un coefficient qui dépend de la distribution du moment du 1^{er} ordre (par exemple, $c_0 = 8$ pour un moment du 1^{er} ordre constant, $c_0 = 9,6$ pour une distribution parabolique et $c_0 = 12$ pour une distribution triangulaire symétrique, ...).

2) Dans le cas d'éléments non soumis à une charge transversale, lorsque les moments d'extrémité du 1^{er} ordre M_{01} et M_{02} sont différents, ils peuvent être remplacés par un moment du 1^{er} ordre équivalent M_{0e} constant :

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad (7.18)$$

avec $|M_{02}| \geq |M_{01}|$. Les moments M_{02} et M_{01} , sont de même signe s'ils provoquent la traction sur la même face, et de signes opposés dans le cas contraire. Pour être cohérent avec cette hypothèse d'un moment du 1^{er} ordre constant : $c_0 = 8$.

Lorsque les deux dispositions précédentes 1) et 2) ne s'appliquent pas, admettre $\beta = 1$ constitue une simplification normalement raisonnable et l'expression (7.18) devient :

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{Ed}/N_B)} \quad (7.19)$$

Cela s'applique également à l'analyse globale de certains types de structures (par exemple, des structures contreventées par des voiles et structures analogues), lorsque la sollicitation principale est le moment fléchissant dans les éléments de contreventement. Pour d'autres types de structures, une approche plus générale est donnée dans l'EC2-1-1 (Annexe H, H.2).

2.1.1.7. Méthode (b) basée sur une courbure nominale

Cette méthode convient à des éléments isolés soumis à un effort normal constant et de longueur efficace donnée l_0 (§ 2.1.2.2 du chapitre). Elle fournit un moment nominal du 2nd ordre basé sur une déformation, qui à son tour est basée sur la longueur l_0 et sur une courbure maximale estimée. Toutefois, moyennant des hypothèses réalistes concernant la distribution des courbures, la méthode peut également être utilisée pour les structures.

Le moment de calcul qui s'en déduit est utilisé pour le dimensionnement des sections en flexion simple ou flexion composée (chapitre 1, § 3.6.1).

a) Moments fléchissants

Le moment de calcul M_{Ed} vaut :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (7.20)$$

M_{0Ed} est le moment du 1^{er} ordre, compte tenu de l'effet des imperfections (chapitre 4, § 5.5.2);
 M_2 , le moment nominal du 2nd ordre.

La valeur maximale de M_{Ed} est donnée par les distributions de M_{0Ed} et M_2 ; la distribution de M_2 peut être prise comme parabolique ou comme sinusoïdale sur la longueur efficace l_0 .

Dans le cas des éléments hyperstatiques, M_{0Ed} est déterminé pour les conditions aux limites réelles, M_2 dépendant des conditions aux limites via la longueur efficace l_0 . Le moment nominal M_2 du 2nd ordre dans l'expression (7.20), vaut :

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \quad (7.21)$$

N_{Ed} est l'effort normal agissant de calcul ;
 e_2 , la déformation égale à $(1/r) \cdot l_0^2/c$ (7.22)

$1/r$, la courbure ;

c , un coefficient dépendant de la distribution des courbures.

Dans le cas de section droite constante, normalement $c = 10 (\cong \pi^2)$. Si le moment du 1^{er} ordre M_{0Ed} est constant, il convient d'adopter une valeur inférieure, $c = 8$ constitue une limite inférieure correspondant à un moment total constant. La valeur π^2 correspond à une distribution sinusoïdale des courbures. Dans le cas d'une courbure constante, c est aussi égale à 8. On note que c dépend de la distribution de la courbure totale, tandis que c_0 du § 2.1.2.6(b) du chapitre dépend de la courbure correspondant au moment de 1^{er} ordre uniquement.

b) Courbure

Dans le cas des éléments de section droite constante et symétrique (ferraillage y compris), on peut adopter :

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} \quad (7.23)$$

K_r est un coefficient de correction dépendant de l'effort normal ;

K_ϕ , un coefficient tenant compte du fluage ;

$$\frac{1}{r_o} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} = \frac{1}{0,45d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (7.24)$$

et d , la hauteur utile de la section armée.

$$K_r = (n_u - n)/(n_u - n_{bal}) \leq 1 \quad (7.25)$$

N_{Ed} est l'effort normal agissant de calcul ;

n (effort normal relatif) = $N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$;

$n_u = 1 + \omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$;

n_{bal} , la valeur de n correspondant au moment résistant maximal est égal à 0,4 ;

A_s , l'aire totale des armatures ;

et A_c , l'aire de la section droite du béton.

Le coefficient traduisant l'effet du fluage : $K_\phi = 1 + \beta \cdot \phi_{ef} \geq 1 \quad (7.26)$

avec $\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150 \quad (7.27)$

2.1.1.8. Guide d'application AFNOR

Ce guide des normes de l'Eurocode 2 [7.3]³ , indique une méthode de détermination de l'effort normal limite ultime N_{Rd} des poteaux courants de bâtiments, à extrémités articulées non déplaçables, c'est une enveloppe de la méthode (b) de l'EC2-1-1.

Tableau 7.1

$N_{Rd} = k_h \cdot k_s \cdot \alpha [b \cdot h \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}] \quad (7.28)$		
$\alpha \quad (7.29)$	$\lambda \leq 60$	$\alpha = 86 / (1 + (\frac{\lambda}{62})^2)$
	λ entre] 60 ; 120]	$\alpha = (\frac{32}{\lambda})^{1,3}$
$k_h \quad (7.30)$	$h < 0,50$	$k_h = (0,75 + 0,5h) \cdot (1 - 6\rho \cdot \delta)$
	sinon	$k_h = 1,00$
$k_s \quad (7.31)$	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ et $\lambda > 40$	$k_s = 1,6 - 0,6 \frac{f_{yk}}{500}$
	sinon	$k_s = 1,00$

NOTE - A défaut de connaître ρ et δ , à titre conservatoire k_h peut prendre la valeur 0,93.

b est la largeur du poteau rectangulaire ;

h , l'épaisseur du poteau rectangulaire dans la direction du flambement ;

A_s , la section totale des armatures situées à la distance d' des parois, disposés en deux lits symétriques dans une section rectangulaire;

$\delta = d'/h$, l'enrobage relatif ;

$\rho = A_s/b \cdot h$, le pourcentage d'armature totale.

La méthode est valide dans les conditions suivantes :- poteau bi-articulé sous charges centrées ;

- élancement : $\lambda \leq 120$;

- $20 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$;

- épaisseur dans la direction du flambement : $h \geq 0,15 \text{ m}$;

³ FD P 18-717 : Guide d'application des normes NF EN 1992 (Eurocode 2 : Calcul des structures en béton).

- distance des armatures comprimées à la paroi la plus proche : $d' \leq \text{Min} [0,30h; 100 \text{ mm}]$;
- chargement à au moins 28 jours.

Pour les poteaux rectangulaires courants de bâtiment, la charge ultime de compression du poteau est déterminée par l'expression (7.28) du Tableau 7.1, qui définit les différents paramètres.

2.1.2 . dispositions constructives générales du ferrailage

Le ferrailage d'un poteau comprend :

- des barres longitudinales dans les angles et des barres longitudinales intermédiaires lorsque la longueur du côté dépasse une quarantaine de cm ;
- et, des cadres transversaux qui entourent les armatures longitudinales.

2.1.2.1 . Armatures longitudinales

Le diamètre des barres longitudinales $\varnothing_l$ n'est pas inférieur à $\varnothing_{l,\min} = 8 \text{ mm}$.

La quantité totale d'armatures longitudinales, n'est pas inférieure à $A_{s,\min}$:

$$A_{s,\min} = \max \left[\frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002A_c \right] \quad (7.32)$$

f_{yd} est la limite d'élasticité de calcul des armatures ;

N_{Ed} , l'effort normal agissant de compression.

L'aire maximale de la section des armatures longitudinales à $A_{s,\max}$ vérifie les limites suivantes :

$A_{s,\max}/A_c =$	0,04	hors des zones de recouvrement, à moins que l'on puisse prouver que l'intégrité du béton n'est pas affectée et que la pleine résistance est obtenue aux ELU
	0,08	au droit des recouvrements

Dans les poteaux de section polygonale, il sera disposé au moins une barre dans chaque angle et dans un poteau circulaire, le nombre de barres longitudinales n'est pas inférieur à quatre.

2.1.2.2 . Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales $\varnothing_{t,\min}$ (cadres, boucles ou armature en hélice) respecte la condition :

$$\varnothing_{t,\min} \geq \max \left[6 \text{ mm}; \frac{\varnothing_l}{4} \right] \quad (7.33)$$

Le diamètre $\varnothing_t$ des fils transversaux du treillis soudé porteur, n'est pas inférieur à 6 mm.

Il convient :

- d'ancrer convenablement les armatures transversales ;
- de limiter à $s_{cl,t,\max}$ l'espacement des armatures transversales le long du poteau à :

$$s_{cl,t,\max} \leq \min [20\varnothing_{l,\min}; \text{la plus petite dimension du poteau}; 400 \text{ mm}] \quad (7.34)$$

L'espacement maximal admis ci-dessus, est réduit par un facteur de 0,6 dans :

- toutes les sections situées à une distance au plus égale à la plus grande dimension de la section transversale du poteau, au-dessus et en-dessous d'une poutre ou d'une dalle ;
- dans les zones de recouvrement d'armatures, si $\varnothing_{l,\max} > 14 \text{ mm}$.

Il est nécessaire d'avoir un minimum de 3 barres transversales régulièrement disposées dans la zone de recouvrement l_o .

Lorsque la direction des barres longitudinales change au plus de 1/12 (lors de changements de dimensions du poteau par exemple), l'espacement des armatures transversales est déterminé en tenant compte des efforts transversaux induits.

Chaque barre longitudinale ou le paquet de barres longitudinales placé dans un angle, est maintenu par des armatures transversales.

Dans une zone comprimée, il ne sera pas disposé de barre non tenue à plus de 150 mm d'une barre tenue.

2.1.3 . prescriptions particulières parasismiques

Les dispositions supplémentaires à celles précédentes de l'EC 2-1-1 [7.1], sont indiquées dans la section 8 de la norme NF EN 1998-1 [7.21], et également rapportées au § 3.9.5.6 du chapitre 1.

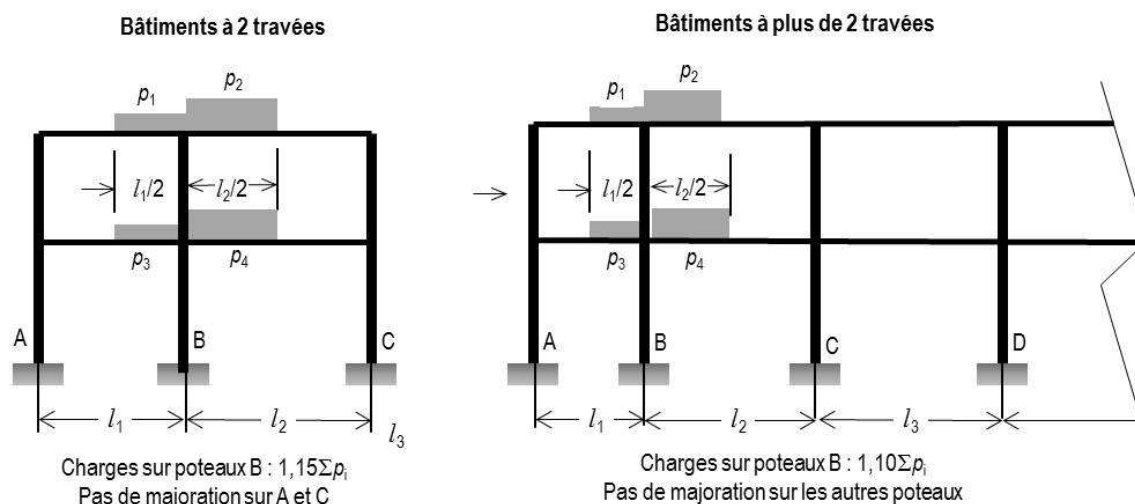
2.1.4 . évaluation des charges appliquées

Les charges verticales peuvent être déterminées en admettant par simplification la discontinuité des divers éléments de plancher. Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées (Fig. 7.3) :

- de 15 % , pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées,
- de 10% , pour ceux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de bâtiments comportant au moins trois travées

S'il y a lieu, les charges variables peuvent faire l'objet d'une dégression verticale (chapitre 1, § 3.4,2.1(3)).

Fig. 7.3



2.1.5 . exemple

Soit à vérifier la résistance d'un poteau dans un bâtiment contreventé, en tenant compte des effets du 2nd ordre. La section droite rectangulaire a pour dimensions $b \times h$ (0,25x0,65 m). Le poteau est assemblé de la même façon à ses 2 extrémités à des poutres de plancher de rigidité apte à développer un coefficient de souplesse $k = 0,3$.

Les valeurs des charges appliquées sont : permanentes $G = 1,20$ MN, variables $Q = 0,73$ MN. Les matériaux constitutifs sont : béton C30 ($f_{ck} = 30$ MPa) et armature B500 ($f_{yk} = 500$ MPa). L'enrobage est de l'ordre de 25 mm pour des fils de diamètre au plus égal à 9 mm (TS).

a) Effets de imperfections géométriques (chapitre 4, § 5.5,2).

Les imperfections peuvent être représentées par une inclinaison : $\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$

θ_0 est la valeur de base de rotation ;

EC2-1-1, Annexe nationale : $\theta_0 = 1/200 = 0,005$;

l : la hauteur = 3,5 m ;

α_h , le coefficient de réduction relatif à la longueur ou hauteur = $2/(3,5)^{0,5} = 1,069$ limité à 1,00 ;

m : le nombre d'éléments verticaux contribuant à l'effet total = 1,00 ;

α_m , le coefficient de réduction relatif à la hauteur = $(0,5(1+1/m))^{0,5} = 1,00$.

$$\theta_i = 0,005 \times 1,00 \times 1,00 = 0,005 .$$

Le coefficient de souplesse de valeur $k = k_1 = k_2 = 0,3$ conduit à une longueur efficace :

$$l_0 = 0,5l \left(1 + \frac{k}{0,45 + k} \right) = 0,5 \times 3,5 \times \left(1 + \frac{0,3}{0,45 + 0,3} \right) = 2,45 \text{ m}$$

L'élanement du poteau : $\lambda = 3,464l_0/b = (3,464 \times 2,45)/0,25 = 33,95$

Soit comme une excentricité : $e_i = \frac{\theta_i \cdot l_0}{2} = 0,005 \times 2,45 = 0,012 \text{ m}$

EC2-1-1, Annexe nationale : Pour le calcul de stabilité, les excentricités géométriques e_i ne sont pas prises inférieures à 20 mm .

D'où, finalement dans cet exemple : $e_i = 20 \text{ mm}$.

b) Armatures longitudinales

La charge de calcul aux ELU : $N_{Ed} = 1,20 \times 1,35 + 0,73 \times 1,5 = 2,715 \text{ MN}$.

La section minimale d'armature est avec la section totale A_c du béton :

$$A_{s,min} = \max \left[\frac{0,10 \times 2,715}{500} \times 1,15 = 6,24 \text{ cm}^2 ; 0,002A_c = 3,25 \text{ cm}^2 \right] = 6,24 \text{ cm}^2$$

Vérifions la résistance du poteau munie de cette armature minimale par les deux méthodes simplifiées (a) et (b) de l'Eurocode 2.

1 - Méthode (a). La rigidité nominale est déterminée par :

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$$

En première approche pour cet élément comprimé, en prenant l'armature minimale $A_s = 636 \text{ mm}^2$, $\rho = A_s/A_c = 636/(250 \times 650) = 0,0039 > 0,002$ et $K_s = 1,00$.

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} = 1,225$$

$$k_2 = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \cdot \frac{\lambda}{170} = 0,167 < 0,20$$

$h_0 = 2A_c/u = (2 \times 0,25 \times 0,65)/(2(0,25+0,65)) = 180,6 \text{ mm}$, d'où avec les abaques de la figure 1.9 du chapitre 1 : $\varphi\{\infty ; t_0 < 100\} = 2,3$. Les effets du fluage :

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp}/M_{0Ed} = 2,3(e_i(N_G + \psi_2 \cdot N_Q))/(e_i(1,35N_G + 1,5N_Q)) = 1,20$$

avec $\psi_2 = 0,3$.

$$K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 1,225 \times 0,167 \times 0,25 \times \frac{0,65^3}{12} \times \frac{1}{1 + 1,20} = 2,159 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

$$K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1,00 \times 200000 \times 3,2 \cdot 10^{-4} = 1,012 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI = 2,159 + 1,012 = 3,171 \text{ MN} \cdot \text{m}^2.$$

La charge de flambement basée sur la rigidité nominale : $N_B = \pi^2 \frac{EI}{l_0^2} = \pi^2 \frac{3,171}{2,45^2} = 5,215 \text{ MN}$

Le moment de calcul total M_{Ed} , incluant le moment de second ordre est donné par :

$$M_{Ed} = M_{oEd} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B/N_{Ed}) - 1} \right] = 0,02 \times 2,715 \left[1 + \frac{\pi^2/8}{(5,215/2,715) - 1} \right] = 0,063 \text{ MN.m}$$

L'excentricité de l'effort normal en tenant compte des effets du 2nd ordre :

$$0,063/2,715 = 0,023 \text{ m} < h/6 = 0,108 \text{ m}, \text{ la section est comprimée aux ELU.}$$

2 - Méthode (b). La courbure nominale est déterminée par :

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_o}$$

$$\text{Avec } \frac{1}{r_o} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} = \frac{1}{0,45d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{1}{0,45(0,25 - 0,035)} \cdot \frac{435}{200000} = 0,022$$

$$\text{avec } n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2,715 \times 1,5}{0,25 \times 0,65 \times 30} = 0,835 \text{ et } n_u = 1 + \frac{A_s}{A_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{6,24 \cdot 10^{-4}}{0,25 \times 0,65} \cdot \frac{435}{30} \cdot 1,5 = 1,084$$

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) = (1,084 - 0,835) / (1,084 - 0,4) = 0,363 \leq 1$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1 + 0,274 \times 1,20 = 1,329 \geq 1$$

$$\text{avec } \beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150 = 0,274.$$

$$\frac{1}{r} = 0,363 \times 1,329 \times 0,022 = 0,0106$$

$$\text{L'excentricité additionnelle : } e_2 = \frac{1}{r} \cdot \left(\frac{l_0}{\pi} \right)^2 = 0,0066 \text{ m}$$

$$M_2 = e_2 \cdot N_{Ed} = 0,0066 \times 2,715 = 0,0179 \text{ MN.m}$$

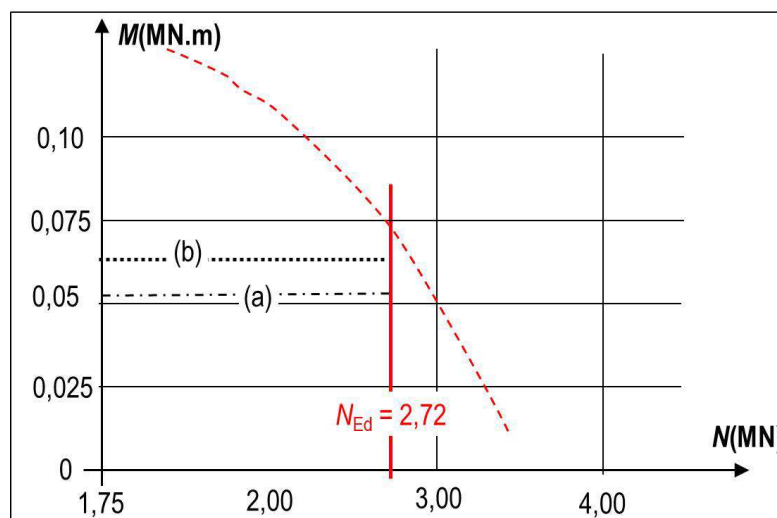
$$M_{Ed} = M_{oEd} + M_2 = e_i \cdot N_{Ed} + M_2 = 0,02 \times 2,715 + 0,0179 = 0,072 \text{ MN.m}$$

L'excentricité de l'effort normal en tenant compte des effets du 2nd ordre :

$$0,072/2,715 = 0,027 \text{ m.}$$

Afin de vérifier la résistance du poteau dans les conditions de calcul au 2nd ordre, il convient de vérifier ces résultats avec la courbe d'interaction *Moment M ÷ Effort normal N* de la section [7.4]⁴.

Fig. 7.4



Ce qui est démontré à la figure 7.4, car les points représentatifs des situations de calcul se situent sous de la courbe d'interaction tracée. La courbe est ici déterminée par un simple calcul sur

⁴ Cf. par exemple Jean Perchat : *Traité de béton armé, selon l'Eurocode 2*. 2^e édition. Editions Le Moniteur.

une feuille Excel, mais des abaques sont disponibles dans certains formulaires de béton armé [7.5]⁵.

L'armature longitudinale minimale $A_{s,min} = 624 \text{ mm}^2$, est donc suffisante pour assurer une résistance au 2nd ordre du poteau sous la compression appliquée. En fait, la section effectivement disposée s'élève 726 mm^2 .

NOTE - A titre indicatif, la méthode indiquée dans le Fascicule de documentation de l'AFNOR est aussi abordée ici. L'effort normal limite ultime N_{Rd} du poteau déduit s'élève à :

$$N_{Rd} = k_h \cdot k_s \cdot \alpha [b \cdot h \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}]$$

$$\alpha = \frac{86}{1 + \left(\frac{\lambda}{62}\right)^2} = \frac{86}{1 + \left(\frac{33,95}{62}\right)^2} = 0,662, \text{ puisque } \lambda < 60$$

$$k_h = 0,93 \text{ et } k_s = 1,00 \text{ puisque } \lambda < 40.$$

$$N_{Rd} = 0,872 \times 1,00 \times 0,662 [0,65 \times 0,25 \times 20 + 6,24 \cdot 10^{-4} \times 435] = 0,219 \text{ MN}$$

c) Ancrage des barres longitudinales (chapitre 1, § 2.3,3)

Le ferrailage principal se composera d'un treillis soudé d'aire A_{ts} complété par une armature A_b en barres. La longueur développée des cadres est de l'ordre : de largeur du panneau d'enrobage d'environ de 1,70 m. En adoptant le panneau ADETS ST25C (D=7 mm ; E=150 mm), la section A_{ts} correspond à $1,70/0,15 \approx 11$ fils, d'où : $A_{ts} = 425 \text{ mm}^2$. L'armature complémentaire A_b à disposer pour satisfaire la condition de ferrailage minimal s'élève à : $624 - 425 = 199 \text{ mm}^2$. Soit six barres HA8 : $A_s = 301 \text{ mm}^2$. En pratique la section d'armature est de 726 mm^2 .

A la jonction poteau-planchers, l'armature en attente sera composée de 6 barres HA12 de section : $A_s = 678 \text{ mm}^2$.

La valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence de la barre HA12:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk,0.05} = 2,25 \times 1,00 \times 1,00 \times 2,00 / 1,50 = 3,00 \text{ MPa}$$

La longueur d'ancrage de référence d'une barre Ø12 en compression vaut :

$$l_{bd,rqd} = (\sigma_{sd}) / 4 f_{bd} = (12 \times 435) / 4 \times 3,00 = 0,435 \text{ m}$$

C'est également la longueur d'ancrage rectiligne de calcul puisque tous les coefficients α_i (l'indice i variant de 1 à 5), sont égaux à 1,00 : $l_{bd} = 0,435 \text{ m}$.

La longueur de calcul des barres HA12 en compression en recouvrement avec les barres en attente en pied de poteau, le pourcentage ρ_1 de barres arrêtées est de 100%, donc $\alpha_6 = 1,5$:

$$l_o = \alpha_6 \cdot l_{bd} = 1,5 \times 0,435 = 0,652 \text{ m}$$

d) Armatures transversales

Avec le treillis soudé retenu ST25C (d = 7mm ; e = 150 mm), des fils transversaux (trames) constituent l'armature transversale du poteau. L'espacement s_t requis est ainsi défini dans l'Annexe nationale.

EC2-1-1, Annexe nationale : $s_t < \text{Min} [20\phi_l = 20 \times 7 = 140 \text{ mm}; 400 \text{ mm}; 250 \text{ mm}] = 140 \text{ mm}$

Toutefois vers les extrémités du poteau, sur une zone de longueur égale à $b = 0,25 \text{ m}$ ou celle de recouvrement des barres longitudinales avec les barres en attente au plancher bas ($l_o = 0,652 \text{ m}$), la valeur de s_t est réduite à $0,6 \times 140 = 84 \text{ mm}$. Il convient donc d'ajouter un cadre en haut du poteau et trois cadres répartis en bas du poteau. Ainsi l'emploi de panneau ST 25C (Ø7xØ7 mm, 150x150 mm), plié à la forme de la section droite du poteau, permet de répondre à toutes les exigences normatives. C'est la première disposition décrite dans la figure 7.7.

⁵ Cf. par exemple Victor Davidovici : *Formulaire du béton armé*. Editions Le Moniteur.

2.1.6 . choix des panneaux de treillis soudés

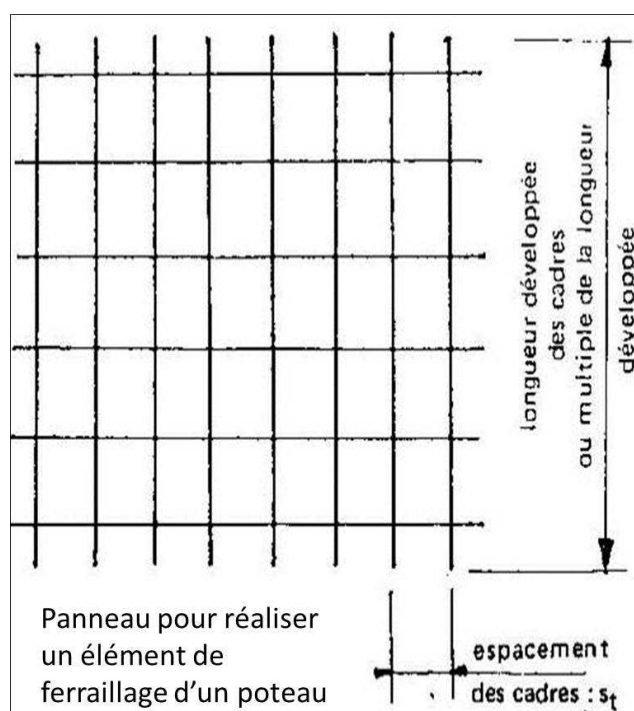
Pour la plupart des différents éléments constructifs étudiés dans ce chapitre, en général souvent les produits sur devis conviennent (chapitre 1, art. 1.5). Deux dispositions peuvent être adoptées.

2.1.6.1 . Première disposition

Un même panneau est plié pour obtenir, en section droite, un cadre tout à fait semblable à celui d'une armature traditionnelle. Pour réaliser cette première disposition, deux montages sont possibles.

Montage a). Dans celui-ci, les fils chaîne (Fig. 7.5 et 7.7(a)) servent à réaliser les cadres développés du poteau. Si les fils de répartition (trame) sont peu nombreux et de petit diamètre d , ils ne peuvent pas être pris en compte dans les calculs, alors prendre $A_{ts} = 0$.

Fig. 7.5



Pour obtenir la longueur de ferrailage souhaitée, il est possible d'ajouter des éléments complémentaires obtenus par découpe d'un panneau entier. L'ensemble est finalement maintenu par introduction et ligature des barres longitudinales (Fig. 7.6 (a) à (c)). Le montage a) permet éventuellement l'utilisation de panneaux standards sur stock s'il ne doit pas en résulter des chutes trop importantes.

A titre d'exemple, si $\varnothing_\ell$ est le diamètre des armatures longitudinales, on peut utiliser :

- un panneau ST 15C, si $\varnothing_\ell \leq 16$ mm,
- un panneau ST 25 ou ST 35, si $\varnothing_\ell = 20$ mm,

Les désignations D et E de la Fiche technique ADETS correspondent alors respectivement aux symboles $\varnothing_t$ et s_t dans cette disposition.

Montage b). La Figure 7.7 (b) montre un montage inverse du montage a) : cette fois les cadres sont fabriqués avec des fils de trame. Les désignations ADETS (d) et (e) de la Fiche technique, correspondent alors respectivement aux symboles $\varnothing_t$ et s_t . Le montage (b) exige en général l'utilisation de produits sur devis.

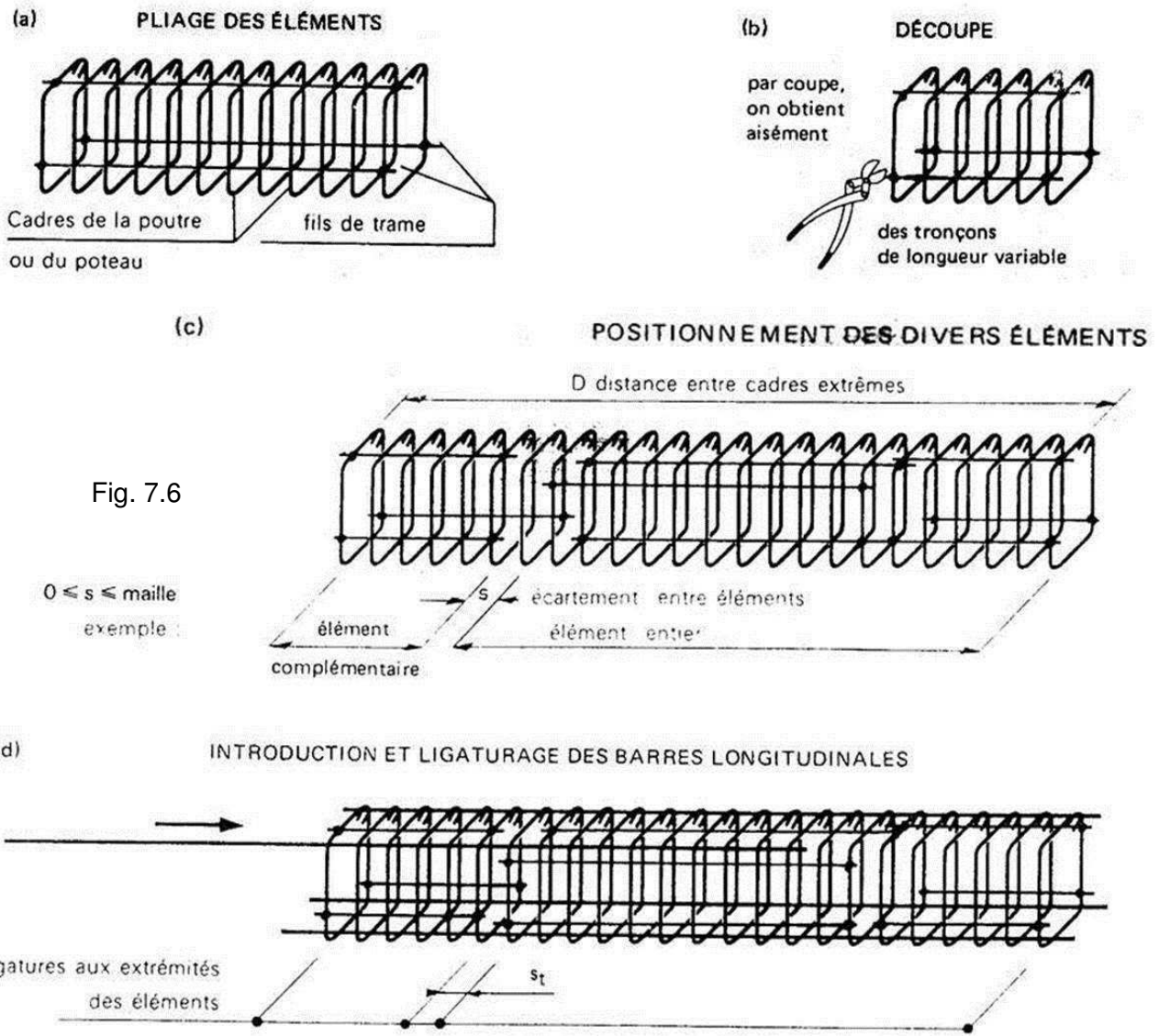


Fig. 7.6

La section A_{ts} des fils de chaîne peut être prise en compte dans les calculs et, si nécessaire, des barres longitudinales à haute adhérence peuvent être ajoutées pour obtenir la section A_s requise.

2.1.6.2. Deuxième disposition

Le ferrailage d'un poteau de section rectangulaire $a \times b$ peut être obtenu avec deux éléments, en forme de U et de dimensions transversales extérieures $a_1 \times b_1$ (Fig. 7.8). Pour respecter l'enrobage minimal c (chapitre 1, § 2.3,1), il suffit de prendre :

$$a_1 = a - 2c \text{ et } b_1 = b - 2c > l_0$$

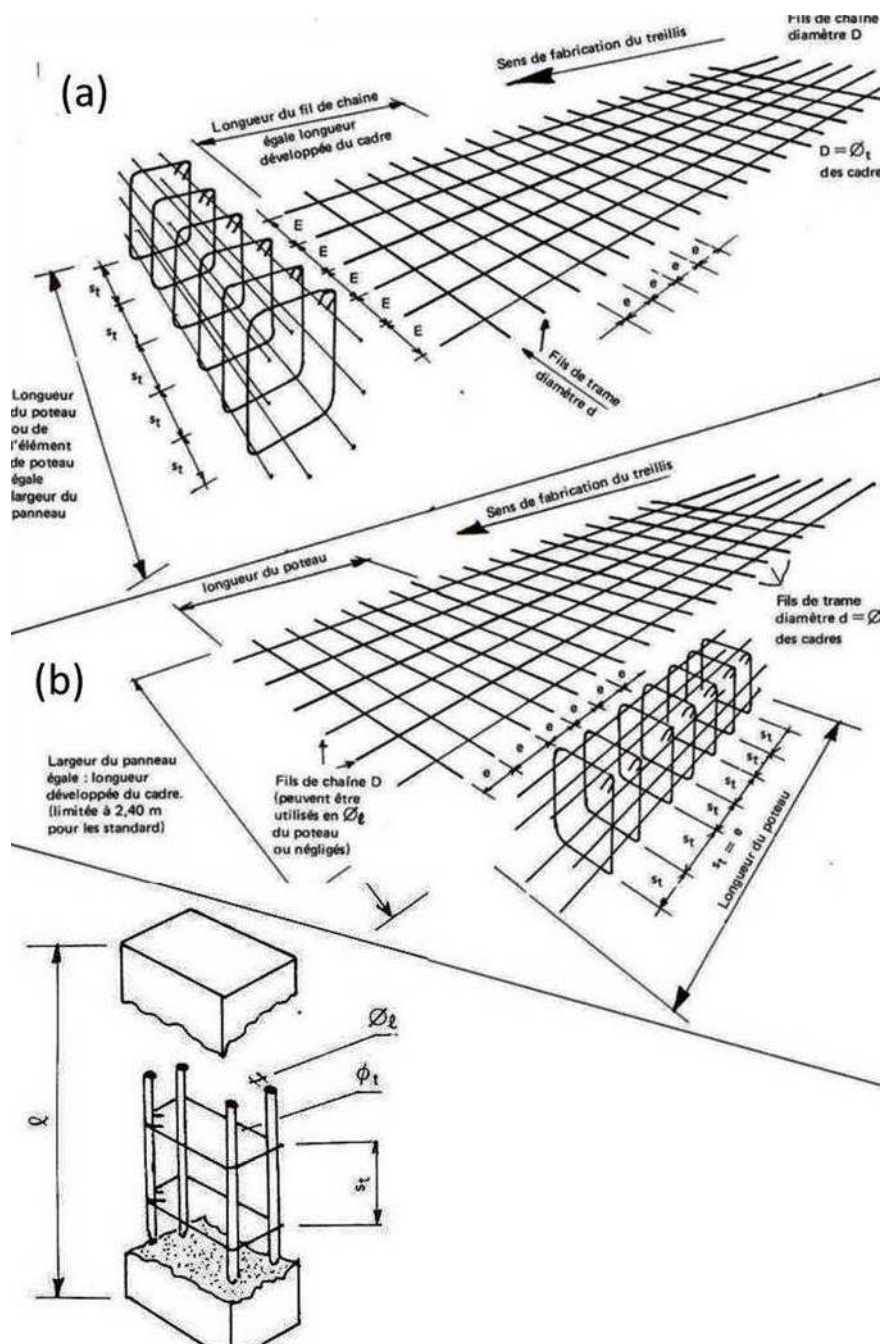


Fig. 7.7 : Utilisation du treillis soudé pour la fabrication des cages de ferrailage pour poteaux.

Cette disposition laisse une certaine souplesse, car elle permet de constituer économiquement le ferrailage de poteaux dont la grande dimension excède $b_1 + 2c$, sous réserve que la longueur de recouvrement de l'emboîtement soit au moins égale à la longueur de recouvrement théorique l_o (chapitre 1, § 2.3.5) soit : $b \leq 2(b_1 + c) - l_o$ (Fig. 7.8 et 7.9)

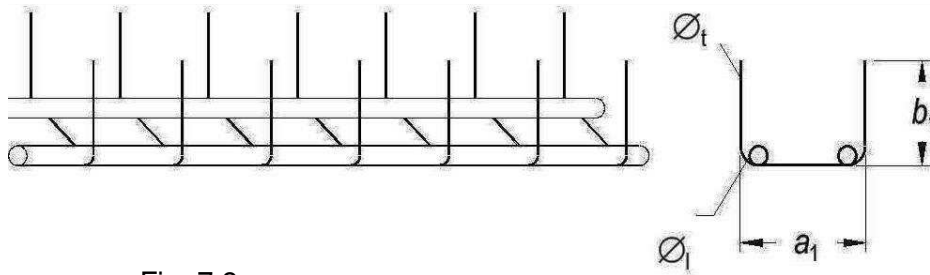
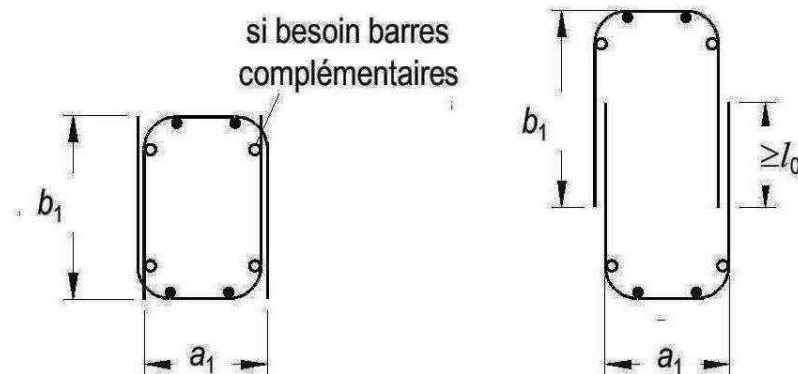


Fig. 7.8



Des formes variantes peuvent également être adoptées. A titre d'exemple, la figure 7.9 représente une forme qui a déjà été mentionnée dans le chapitre 1.

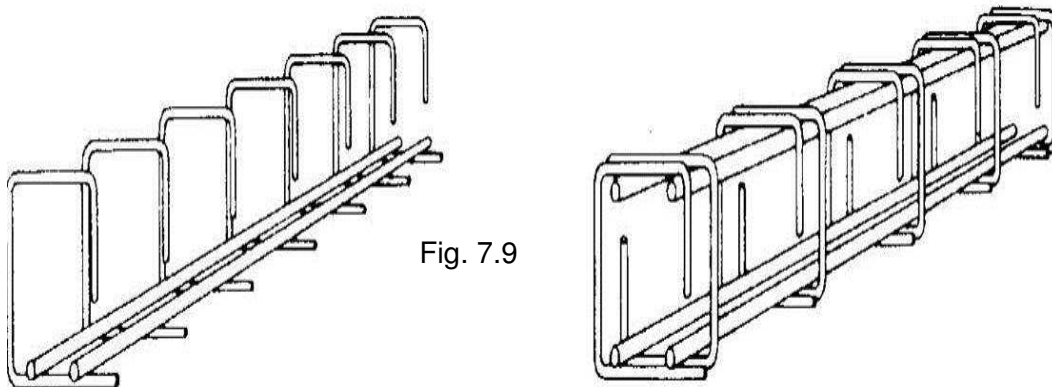


Fig. 7.9

2.2 . POUTRES ET CHÂÎNAGES

La structure poutre est un élément linéaire dont la portée est supérieure ou égale à 3 fois la hauteur de sa section. Sinon, l'élément est considéré comme une poutre-cloison.

L'élément poutre sert à transmettre horizontalement les charges qui lui sont appliquées, à soit une autre poutre porteuse ou à un élément porteur vertical (poteaux ou murs). Dans ce fonctionnement, la poutre est soumise en général à des efforts internes de flexion et d'effort tranchant. Les paragraphes suivants sont surtout consacrés à l'étude de la résistance au cisaillement des poutres et à la détermination de leur ferrailage transversal (armatures d'âme).

Une poutre comporte en général d'importantes armatures longitudinales, et généralement les fils des treillis soudés standards sont insuffisants pour constituer à eux-seuls la section requise A_s d'armatures longitudinales (ou dites principales).

Dans l'élément de chaînage, qui est traité dans le chapitre 4 (§ 5.3.2), la section nécessaire des armatures longitudinales est relativement faible. Le treillis soudé peut y suffire à constituer à la fois les armatures transversales et les armatures longitudinales.

2.2.1 . justification des poutres

2.2.1.1 . Evaluation des effets d'actions de calcul

Les différentes parties de l'Eurocode 1 [7.6]⁶ donnent les actions générales appliquées aux ouvrages, notamment sa partie 1-1 (charges de poids propres et d'exploitation dans certains bâtiments), des extraits sont portés au chapitre 1.

Les charges sur les poutres peuvent être déterminées en appliquant une dégression horizontale, par le coefficient α_A , des charges sur les planchers (chapitre 1, § 3.4.2.1(3)). Pour évaluer les charges transmises par les hourdis aux poutres, on peut négliger l'effet de continuité des hourdis. Dans le cas de transmission des charges des poutrelles aux poutres, on peut admettre comme suit les effets de la continuité des différents éléments.

- Des travées de rive des poutrelles et des poutres où, sur le premier appui intermédiaire, soit en prenant en compte les moments de continuité adoptés, soit en majorant forfaitairement les réactions correspondant aux travées indépendantes de 15% s'il s'agit de poutrelles à deux travées et de 10% s'il s'agit de poutrelles à plus de deux travées (règle analogue à celles des poteaux, Fig. 7.1).

- Des travées de rive prolongées par un porte-à-faux, en tenant compte de l'action de console.

La norme EC2-1-1 définit les différentes résistances suivantes d'une poutre.

V_{Ed} est l'effort tranchant agissant de calcul dans la section considérée, résultant des charges extérieures appliquées et de la précontrainte.

$V_{Rd,c}$, l'effort tranchant résistant de calcul de l'élément sans armatures d'effort tranchant.

$V_{Rd,s}$, l'effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant tendues au maximum admissible de calcul.

$V_{Rd,max}$, la valeur de calcul de l'effort tranchant maximal pouvant être repris par l'élément avant l'écrasement des bielles comprimées

a) Pour des éléments soumis principalement à des charges uniformément réparties, la vérification à l'effort tranchant, est effectuée à une distance inférieure à d du nu de l'appui (d : hauteur utile de la section droite), sous réserve que l'effort tranchant sur appui n'excède pas $V_{Rd,max}$. L'armature transversale requise par le calcul est maintenue jusqu'à l'axe de l'appui.

b) Lorsque des charges sont appliquées sur la face supérieure de l'élément, à une distance a_v du nu de l'appui : i) $0,5d \leq a_v < 2d$ (ou au centre de l'appareil d'appui s'il est souple), leur contribution à V_{Ed} est réduite par un coefficient $\beta = a_v/2d$, sous réserve que les armatures longitudinales soient totalement ancrées au droit de l'appui ;

ii) $a_v \leq 0,5d$, il convient de prendre alors $a_v = 0,5d$.

c) Dans les régions où il n'y a pas de discontinuité de V_{Ed} (par exemple, pour un chargement uniforme appliquée en partie supérieure), la détermination des armatures d'effort tranchant sur une longueur élémentaire $l = z \cdot \cot \theta$ peut être effectuée en utilisant la plus petite valeur de V_{Ed} sur cette longueur.

2.2.1.2 . Méthode de calcul

La justification de la résistance des poutres en flexion, est effectuée avec les combinaisons des actions aux états-limites ultimes (ELU) indiquées au chapitre 1 (art. 3.6).

Les règles de calcul selon la norme EC2-1-1 [7.1] de la résistance des poutres sous les effets d'actions tangentes, sont données au chapitre 1 (§ 3.6.2). Le modèle d'une poutre fissurée à

⁶ NF EN 1991 (Eurocode 1, série de 7 normes traitant chacune d'une action courante) : *Actions sur les structures*. Partie 1-1 : *Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments*.

l'effort tranchant est analogue à une poutre treillis (Fig. 7.10), composée :

- de bielles en béton, inclinées à un angle θ par rapport à la ligne moyenne de la poutre ;
- du tirant horizontal formé par l'armature de flexion ;
- et des tirants transversaux avec des armatures transversales d'âme, faisant un angle α sur la ligne moyenne de la poutre.

L'angle θ entre la bielle de compression avec la ligne moyenne de la poutre en partie courante, est limité par les inégalités : $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ (7.35)

A l'about de poutre, l'angle θ_A d'inclinaison de la bielle d'about, dépend des conditions d'appui. Dans le cas d'une plaque d'appui de longueur t :

$$\cot \theta_A = \frac{t + (2a + s) \cot \theta}{2z} \quad (7.36)$$

a désigne la distance du centre de gravité de l'armature longitudinale au parement inférieur ;
 z , le bras de levier du couple élastique interne $z = 0,9d$ (d : hauteur utile de la section).

L'angle α d'inclinaison des armatures d'effort tranchant : $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$, en général les étriers sont verticaux ($\alpha = 90^\circ$).

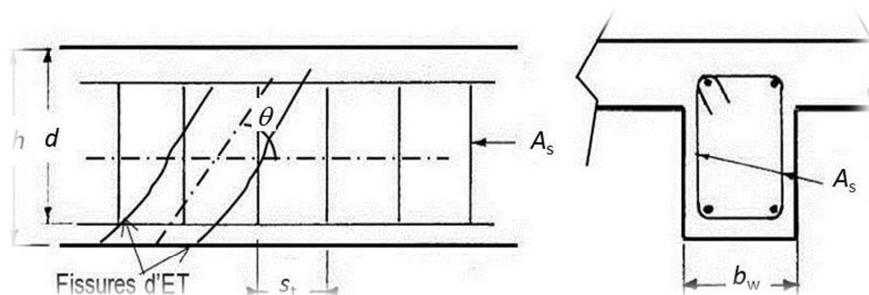


Fig. 7.10 : Modèle de la poutre à l'effort tranchant et ferrailage ($\alpha = 90^\circ$).

2.2.2 . dispositions constructives

a) Cas d'ouvrages couverts par l'EC2-1-1

L'armature transversale d'effort tranchant (Fig. 7.11), est composée de :

- cadres étriers ou épingles, entourent les armatures longitudinales tendues et dans les zones où elles sont comprimées, et sont en proportion d'au moins 50% de l'armature d'effort tranchant nécessaire ;
- barres relevées ;
- cadres ouverts, échelles, épingles sans entourer les armatures longitudinales à condition d'être correctement ancrés dans du béton comprimé ou tendu.

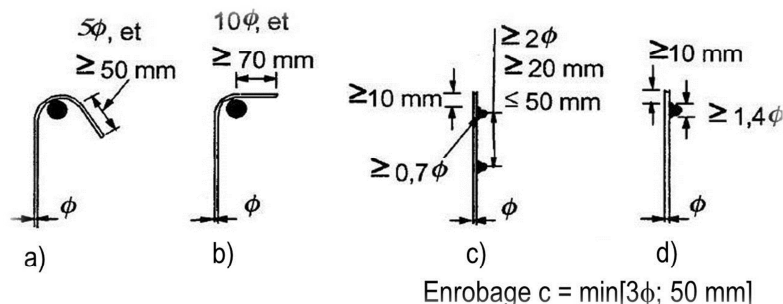


Fig. 7.11 : Armatures transversales et leur ancrage

Le taux minimal d'armature d'effort tranchant :

$$\frac{A_w}{s_t \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (7.37)$$

Les armatures transversales sont espacées à de valeurs inférieures à des limites données dans le tableau ci-joint, par les expressions (7.38).

longitudinal maximal entre les cours des armatures d'effort tranchant	$s_t \leq s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha)$	(7.38)
longitudinal maximal entre les barres relevées	$s_{tb} \leq s_{b,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha)$	
transversal des brins verticaux dans une série de cadres, étriers ou épingles	$s_{t1} \leq s_{t,max} = 0,75d \leq 600\text{mm}$	

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $s_{t,max} = 0,9d$, lorsque la hauteur $h \leq 250$ mm .

FD P18 727 Guide d'application. La référence au calcul des armatures d'effort tranchant sur la longueur totale projetée $z \cdot \cot \theta$ des fissures du treillis de Ritter-Mörsh, ainsi que les usages permettent de justifier que soient retenus des paliers successifs d'espacements constants. Le premier cours d'armatures doit être situé entre 0 et s_t (s_t étant l'espacement calculé au plus près de l'appui où l'effort tranchant est le plus élevé). Il est d'usage de prendre $s_t/2$ à partir du nu de l'appui. Les armatures transversales peuvent être donc réparties par zones de pas constant le long de l'élément, comme c'est indiqué à la figure 7.12.

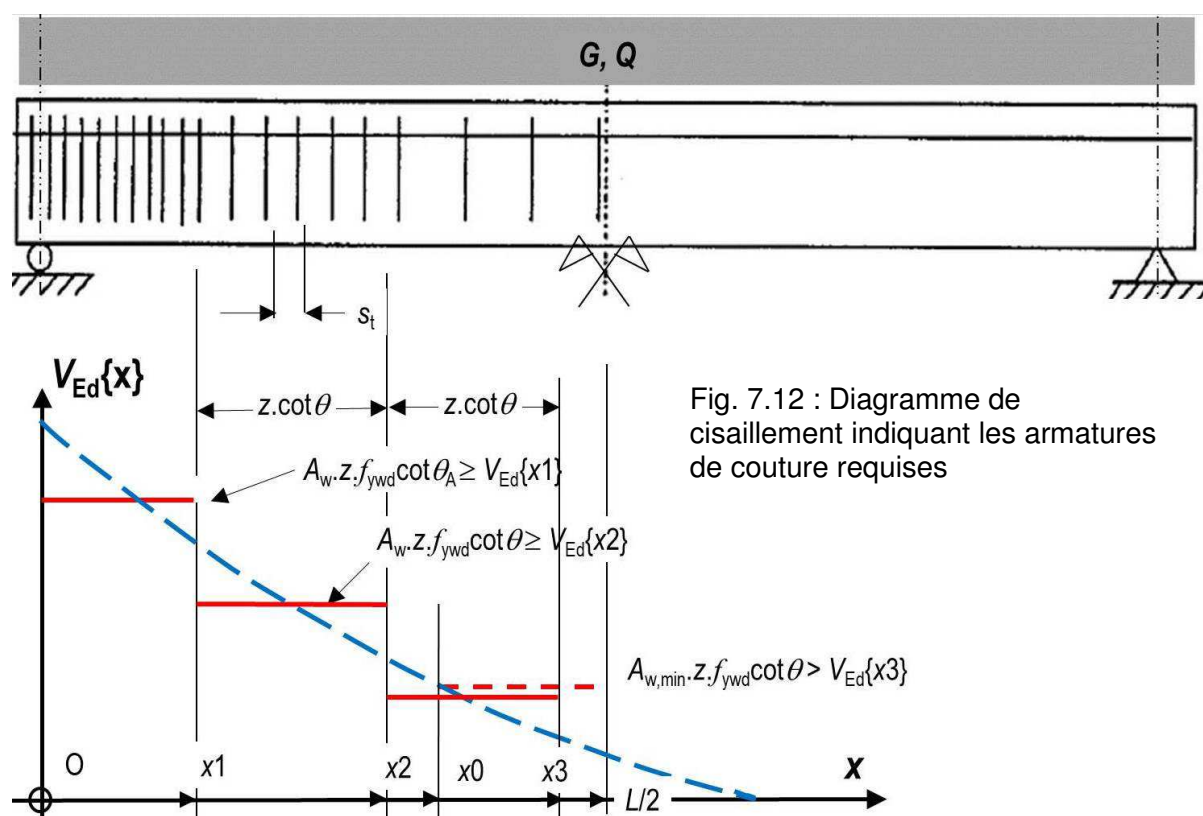


Fig. 7.12 : Diagramme de cisaillement indiquant les armatures de couture requises

b) Prescriptions particulières parasismiques

Celles de la norme NF EN 1998-1 sont portées au chapitre 1 (§ 3.9.5.6). Concernant l'armature transversale des poutres, des compléments sont apportés aux indications de la figure 7.11. Pour les armatures de confinement utilisées en tant qu'armatures transversales dans les poutres, comme pour les poteaux ou les murs, les cadres doivent être fermés en utilisant des extrémités coudées à 135° avec des retours de longueur $10\phi_t$ (ϕ_t est le diamètre de l'armature transversale).

2.2.3 . exemple de calcul

Soit à étudier à l'effort tranchant une poutre à section rectangulaire ($b \times h = 0,20 \times 0,44$ m, $d = 0,40$ m) posée sur des appuis simples de longueur $t = 0,2$ m, avec une portée $L = 4,00$ m. La poutre est bétonnée sans reprise. Les valeurs des charges uniformément réparties appliquées, sont : permanentes G (densité : $g = 22$ kN/m) et d'exploitation Q (densité $q = 37$ kN/m).

Les matériaux constitutifs sont : béton C25 ($f_{ck} = 25$ MPa) et armature de classe B500 ($f_{yk} = 500$ MPa).

2.2.3.1 . Résistance en flexion (ELU)

Le moment maximal à mi-portée :

$$M_{Ed} = (1,35 \times 22 + 1,5 \times 37) \frac{4^2}{8} = 170,4 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{0,170 \times 1,5}{0,2 \times 0,4^2 \times 25} = 0,32 \text{ et } \frac{x}{d} = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,32}\right) = 0,499$$

$$A_s = \frac{0,170 \times 1,5}{0,4(1 - 0,4 \times 0,499) \times 500} \times 10^4 = 12,24 \text{ cm}^2$$

De cette section A_s d'armature composée à mi portée de 4 barres HA20 = 12,57 cm², la moitié des barres est maintenue jusqu'à l'appui, soit 2HA20 = 6,3 cm².

2.2.3.2 . Résistance à l'effort tranchant (ELU)

a) La valeur de l'effort tranchant dans l'axe de l'appui vaut : $V_{Ed} = 1,35 \times 22 + 1,5 \times 37 = 0,170$ MN.

C'est inférieur à la résistance au cisaillement de la section droite de la poutre à l'appui :

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w \cdot d \left(0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right) f_{cd} = 0,5 \times 0,20 \times 0,40 \times 0,6 \left(1 - \frac{25}{250} \right) \times \frac{25}{1,5} = 0,360 > 0,170 \text{ MN}$$

L'inclinaison θ_A de la bielle d'about de compression en béton dans le l'hypothèse d'un mécanisme avec une bielle d'about unique, est calculée par l'expression :

$$\cot \theta_A = \frac{t + \left(a + \frac{z}{2}\right) \cot \theta}{z} = \frac{0,2/2 + (0,04 + 0,9 \times 0,40/2) \times 2,5}{0,9 \times 0,40} = 1,81 \quad (7.39)$$

en prenant a priori un angle d'inclinaison θ des bielles en partie courante tel que $\cot \theta = 2,5$.

b) Pour l'équilibre de l'effort tranchant à l'appui, la section d'armature longitudinale $A_{sl,appui}$ requise :

$$A_{sl,appui} = \frac{V_{Ed} \cdot \cot \theta_A}{2 f_{yd}} = \frac{0,170 \times 1,81}{2 \times 435} \times 10^4 = 3,5 \text{ cm}^2 < 6,3 \text{ cm}^2$$

c) Le diagramme-enveloppe de l'effort tranchant dans la moitié gauche de la poutre, a pour équation :

$$V_{Ed}\{x\} = 1,35g \left(\frac{L}{2} - x \right) + 1,5 \frac{q(L-x)^2}{2L}$$

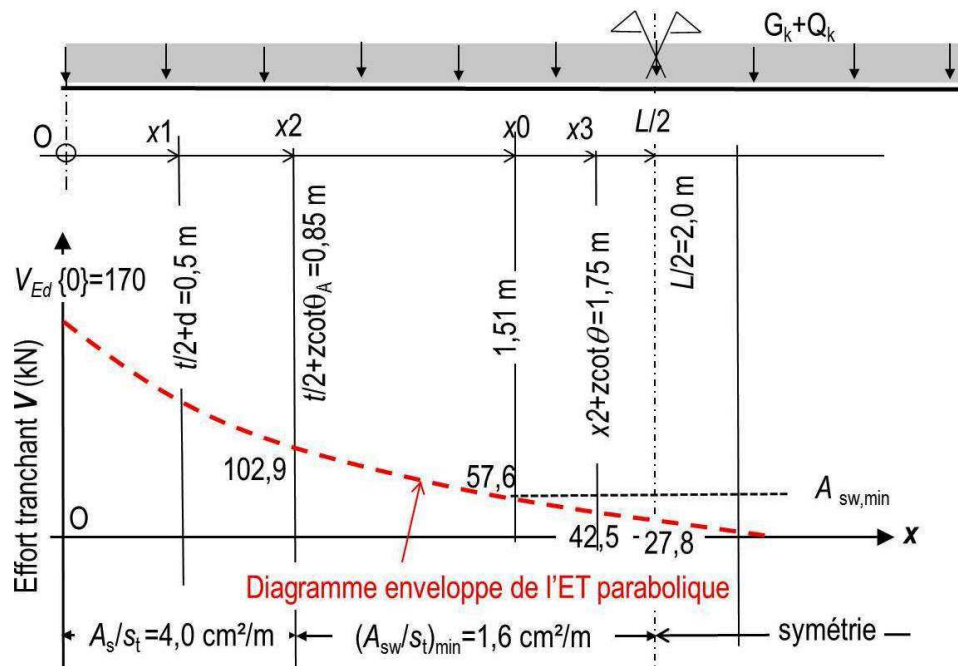
Puisque $t/2 + d = 0,50$ m $< t/2 + z \cdot \cot \theta_A = 0,775$ m, la valeur de calcul de l'effort tranchant est :

$$V_{Ed}\{x_2 = 0,85 \text{ m}\} = 102,9 \text{ MN}$$

La section suivante, décalée d'un intervalle $z \cdot \cot \theta$ (= 0,90 m), est à l'abscisse $x_3 = 1,75$ m.

La variation de diagramme enveloppe de l'effort tranchant le long de la demi-poutre, est montrée sur la figure 7.13 :

$$V_{Ed}\{x_3 = 1,75 \text{ m}\} = 42,5 \text{ kN}$$



d) Vérification de la compression des bielles :

- Bielle d'about :

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_w \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta_A + \tan\theta_A} = \frac{1,00 \times 0,20 \times 0,9 \times 0,40 \times 0,6 \times 25}{1,5(1,81 + 1/1,81)} = 0,305 > 0,170 \text{ MN} \quad (7.40)$$

- Bielle au-delà de $x_2 + 0,01 = 0,85 \text{ m}$:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_w \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{1,00 \times 0,20 \times 0,9 \times 0,40 \times 0,6 \times 25}{1,5(2,5 + 1/2,5)} = 0,248 \text{ MN} \quad (7.41)$$

La résistance des bielles n'est limitative de la capacité portant de la Fig. 7.13

e) Détermination de la densité des étriers.

- Zone proche de l'appui : $V_{Rd,s} = V_{Ed,r}\{x_2 = t/2 + z \cdot \cot\theta_A = 0,85 \text{ m}\} = 102,9 \text{ KN}$, la densité d'armature transversale verticale est :

$$\frac{A_s}{s_t} = \frac{V_{Rd,s}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta_A} = \frac{0,1029}{0,9 \times 0,4 \times 400 \times 1,81} 10^4 = 4,05 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (7.42)$$

- Zone $x > 0,85 \text{ m}$; $V_{Ed} = V_{Ed,r}\{x_3 = t/2 + 2z \cdot \cot\theta = 1,75 \text{ m}\} = 0,0425 \text{ MN}$

La densité d'armature transversale correspondante :

$$\frac{A_s}{s_t} = \frac{V_{Rd,s}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} = \frac{0,0425}{0,9 \times 0,4 \times 400 \times 2,5} 10^4 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (7.43)$$

L'armature transversale minimale requise vaut :

$$\frac{A_s}{s_t} = b_w \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} = 0,20 \frac{0,08 \sqrt{25}}{500} 10^4 = 1,60 > 1,18 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (7.44)$$

L'armature minimale est à placer dans la partie centrale de la poutre, entre l'abscisse x_2 et sa position symétrique. La distribution de la densité de l'armature transversale requise par le calcul, est schématisée sur la figure 7.13.

2.2.4 . choix des panneaux de treillis soudés

2.2.4.1 . Dispositions des panneaux

Les dispositions à adopter pour les poutres sont identiques à celles indiquées sur les figures 7.5 à 7.7 . Il est aussi possible d'adopter les dispositions indiquées sur les figures 7.8 et 7.9, mais elles doivent alors être réservées aux poutres peu sollicitées ou aux chaînages.

Dans le cas de sections en T, dans les zones où la table est comprimée, la disposition indiquée sur la figure 7.14 (a) peut également être adoptée. Pour des poutres peu sollicitées (par exemple linteaux au-dessus des portes ou fenêtres), la disposition de la figure 7.14 (b) est préférable.

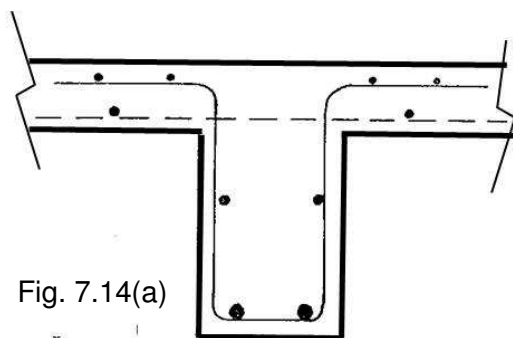


Fig. 7.14(a)

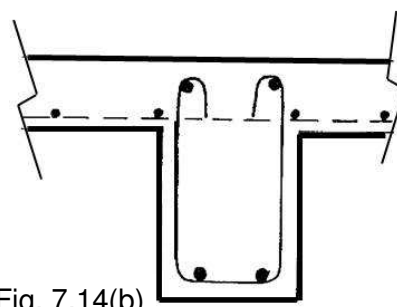


Fig. 7.14(b)

2.2.4.2 . Définition des panneaux

Pour une poutre, les divers éléments de ferrailage, entiers ou additionnels, qui constituent les armatures d'effort tranchant suivant le principe de la figure 7.7 sont réalisés à partir de panneaux ayant des définitions différentes.

Les sections situées au voisinage des appuis sont définies en premier, la valeur de la densité A_t/s_t à l'aide de l'expression (7.41). La section nominale en cm^2 par mètre linéaire du panneau correspondant est :

$$10^4 A_t / 2s_t = 5000 A_t / s_t$$

puisque A_t désigne deux fois l'aire d'un fil et en utilisant la Fiche technique ADETS, on peut choisir le couple (diamètre $\varnothing_t$ /espacement s_t).

En section courante, le calcul de la densité A_t/s_t est mené de la même manière, il convient néanmoins de vérifier qu'elle est supérieure au minimum requis par l'expression (7.37).

Soit à définir les armatures d'effort tranchant dans le cas d'exemple calculé au § 2.2.3 du chapitre, les densités d'étriers obtenues sont :

Localisation	Proche de l'appui	Zone centrale $x > 0,85$ m de l'appui
A_s/s_t (cm^2/m) $\geq$	4,00	1,60
Treillis soudé ADETS	ST 25 ($\varnothing 7$; 150 mm)	ST15C ($\varnothing 6$; 200 mm)
A_s/s_t (cm^2/m)	$2,57 > 4,00/2 = 2,00$	$1,42 > 1,60/2 = 0,80$
s_t (m)	$0,15 < 0,38/2,00 = 0,19$	$0,20 < 0,28/0,80 = 0,35$

Soit a la distance de l'axe du cadre au parement externe, la longueur développée d'un cadre est sensiblement égale à $2(b + h - 4a) + l_{bd}$ (chapitre 1, Fig. 1.20). Les valeurs de cette longueur ainsi que les longueurs utiles d'ancrage et de recouvrement de calcul, sont portées sur le tableau suivant en fonction des paramètres $\varnothing$ et $a = 0,035$ m.

Finalement, le ferrailage de la poutre (vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant uniquement) est résumé par le schéma de la figure 7.15. Sont disposés symétriquement, un panneau ST 25 à chaque extrémité de la poutre et de longueur 1,04 m et un panneau central ST 15C de longueur 2,32 m.

Treillis soudé	ST25, Ø7		ST15C, Ø6	
	chaîne	trame	chaîne	trame
Longueur d'ancrage l_{bd} de cadre (m)	0,076	/	0,066	/
Longueur développée calculée (m)	1,113	/	1,091	/
Longueur retenue du cadre(m)	1,20	/	1,20	/
Longueur de recouvrement l_o (m)	/	0,22	/	0,20

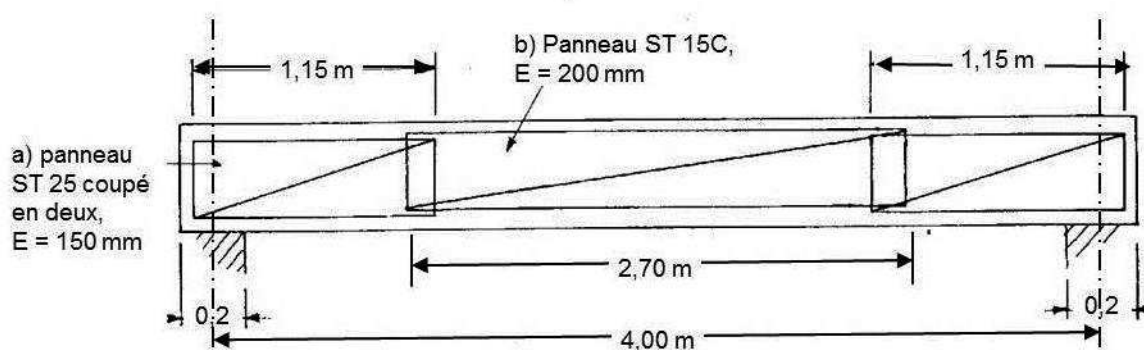


Fig. 7.15 : Ferrailage de poutre au moyen de panneaux en treillis soudé.

2.3 . ESCALIERS

Les ouvrages escaliers en béton armé sont de types et de formes très variables. Seuls sont considérés dans ce chapitre les escaliers droits, qu'ils soient coulés en place ou préfabriqués, et plus particulièrement les volées, car les paliers qui fonctionnent en général comme des planchers sont abordés au chapitre 2.

2.3.1 . constitution

Une volée droite d'escalier qui prend appui à ses extrémités sur les paliers, peut être constituée par deux limons et une dalle en béton formant paillasse. Dans la paillasse, portant de limon à limon, les armatures principales sont disposées dans le sens transversal de la paillasse, c'est-à-dire perpendiculaires aux limons. Très souvent, il n'y a pas de limon et la volée est constituée uniquement par une paillasse portant les marches. La paillasse fonctionne alors comme une poutre-dalle inclinée (chapitre 2, § 2.1,3).

2.3.2 . justification des volées à simple paillasse

Les charges étant verticales, son fonctionnement suppose que l'un au moins de ses 2 appuis est conçu en vue d'exercer une réaction uniquement verticale. Cette hypothèse est en général assez bien réalisée si la volée est préfabriquée. Les efforts internes sont calculés en considérant la projection horizontale de la poutre-dalle inclinée (Fig. 7.16).

L est la longueur de la paillasse

l , la projection horizontale de L ;

θ , l'angle de la paillasse sur l'horizontale ;

g , la densité du poids propre (kN/m^2) suivant la pente ;

q , la charge d'exploitation (kN/m^2) de projection horizontale

On considère une poutre de référence horizontale travée isostatique, de portée l , soumise au chargement :

$p = g/\cos\theta + q$ aux ELS

et $p = 1,35g/\cos\theta + 1,5q$ aux ELU

Le moment de flexion $M'(x)$ et l'effort tranchant $V'(x)$ agissent dans la section droite d'abscisse x de la poutre de référence.

Au centre de gravité de la section S de la poutre (normale au plan incliné de trace AB), s'exercent alors les efforts internes selon les expressions :

- un moment de flexion :

$$M(x) = M'(x) = px(l - x)/2$$

- un effort tranchant :

$$V(x) = V'(x) \cdot \cos\theta = p(l/2 - x) \cdot \cos\theta$$

- un effort normal : $N(x) = V'(x) \cdot \sin\theta$

A mi-portée, lorsque le chargement est uniformément distribué, $M(l/2)$ est maximal, et $V(l/2)$ et $N(l/2)$ sont nuls.

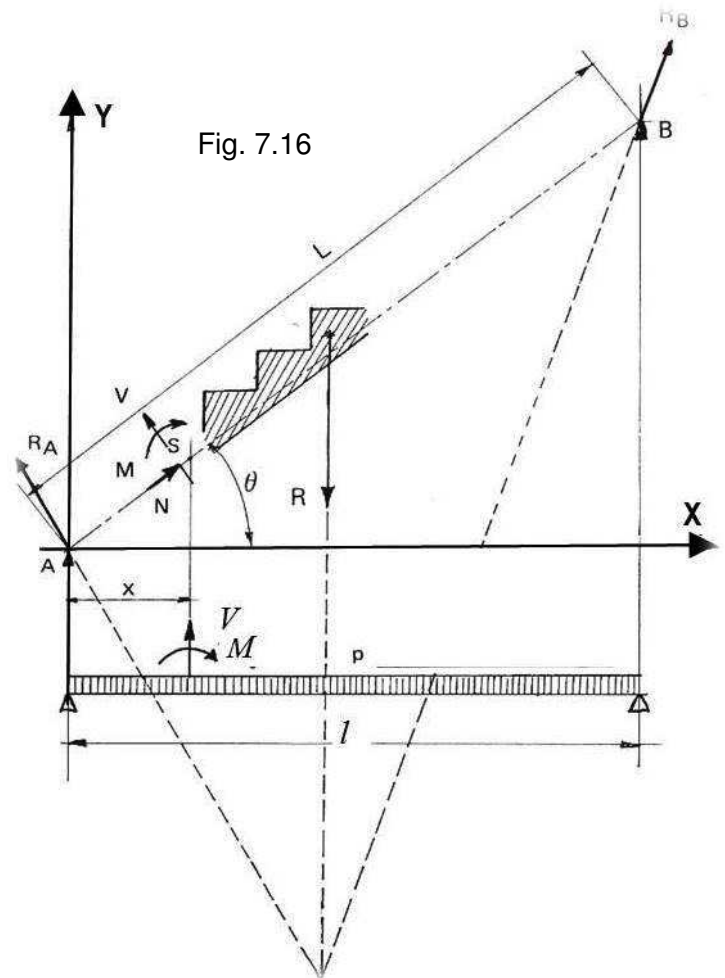
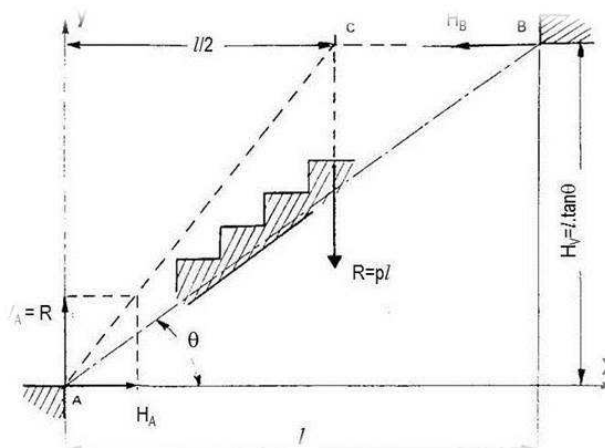


Fig. 7.16

Pour des raisons pratiques de mise en œuvre ou de fonctionnement, l'effort normal peut ne pas exister ou être notablement diminué. Ainsi en première approche, est effectuée un calcul en flexion simple qui en général détermine les armatures. Les sections ainsi armées, sont ensuite vérifiées en flexion composée.

Fig. 7.17



Pour certains escaliers préfabriqués, l'appui supérieur de la volée ne peut fournir qu'une réaction horizontale. Le schéma de fonctionnement est celui indiqué sur la figure 7.17.

En se référant à la poutre isostatique horizontale de référence dans laquelle $M'(x)$ et $V'(x)$ représentent le moment de flexion et l'effort tranchant à l'abscisse x , on obtient :

$$V_A = R = pl$$

En prenant le moment des forces en C : $H_A = H_B = pl / 2 \tan \theta$

$$M(x) = M'(x)$$

$$V(x) = V'(x) \cdot \cos \theta, \text{ avec } V'(x) = p(l/2 - x) \quad (7.45)$$

$$N(x) = V'(x) \cdot \sin \theta + H_A \cdot \cos \theta = p(l/2 - x) \sin \theta + pl \cdot \cos^2 \theta / 2 \sin \theta$$

Comme précédemment la section d'armature est calculée en flexion simple pour le moment $M(x)$ et une vérification en flexion composée est faite ensuite avec $M(x)$ et $N(x)$, ($N(x)$ étant cette fois toujours positif).

2.3.3 . disposition des panneaux de treillis soudés

La mise en œuvre des armatures traditionnelles en barres indépendantes est toujours mal aisée. En effet, les barres sont en général de petit diamètre et sont mises en place sur un plan incliné. Un panneau de treillis soudé se positionne facilement grâce à sa rigidité d'ensemble qui constitue aussi une garantie importante de bonne mise en œuvre, surtout pendant la phase de bétonnage.

La largeur des panneaux standards ADETS sur stock étant de 2,40 m. Une fois coupé en deux parallèlement au fil chaîne D (fil le plus long) un panneau fournit les armatures pour deux paillasse si la largeur de celles-ci ne dépasse pas 1,30 m. Dans un escalier, la longueur de la partie inclinée est généralement inférieure à 5,00 m pour un escalier à une seule volée, ou à 2,50 m pour un escalier à deux volées avec palier intermédiaire. Un panneau standard (longueur 6,0 m) convient alors parfaitement pour armer les paillasse. Pour réduire les chutes, on peut recourir à un panneau sur devis.

2.3.1 . exemple de calcul d'un escalier à 2 volées

Les données sont :

- la distance verticale entre le palier de départ ou d'arrivée :

$$h_v = 1,62 \text{ m}$$

- la distance l_m entre la première et la dernière

contremarches : $l_m = 1,84 \text{ m}$

Notation (Fig. 7.18) : g_m , la largeur d'une marche (giron : $g_m \geq 0,23 \text{ m}$) ;

h_m , sa hauteur (hauteur de la contremarche) :

r_m , la base d'une marche suivant le rampant de la paillasse.

La condition de confort d'un escalier est :

$g_m + 2h_m \approx 0,64 \text{ m}$. Le nombre n de marches à prévoir est la solution de l'équation :

$$n^2 - n \left(1 + \frac{2h_v + l_m}{0,64} \right) + 3,125h_v = 0 \quad (7.46)$$

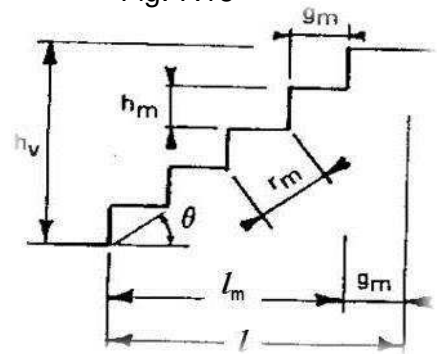
D'où $n = 8,33$, soit $n = 9$ marches. Et :

$$h_m = \frac{h_v}{n} = \frac{1,62}{9} = 0,18 \text{ m et } g_m = \frac{l_m}{n-1} = \frac{1,84}{8} = 0,23 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse est telle que :

$$\tan \theta = \frac{h_m}{g_m} = \frac{0,18}{0,23} = 0,783 \text{ et } \theta = 38^\circ$$

Fig. 7.18



$$r_m = \sqrt{0,18^2 + 0,23^2} = 0,292 \text{ m}$$

La portée l à prendre en compte dans les calculs est : $l = l_m + g_m = 1,84 + 0,23 = 2,07 \text{ m}$

Adoptons pour la paillasse une épaisseur de 0,08 m ($d = 0,06 \text{ m}$), alors :

- charges permanentes (poids des marches plus poids de la paillasse) :

$$g = \frac{1}{\cos 38^\circ} \left[\frac{0,23 \times 0,18}{2} \times 25 \times \frac{1}{0,292} + 0,08 \times 25 \right] = 4,78 \text{ kN/m}^2$$

- charges d'exploitation : $q = 5 \text{ kN/m}^2$ ($> 2,5 \text{ kN/m}^2$ de la norme EC-1-1, chapitre 1, Tab. 1.25).

D'où le moment maximal, en tenant compte d'un certain encastrement sur les paliers :

$$M_u = \frac{pl^2}{10} = \frac{1,35 \times 4,78 + 1,5 \times 5}{10} 2,07^2 = 5,98 \text{ kN.m/m}$$

La méthode exposée en Annexe 2.1 du chapitre 2, conduit avec un béton C25 ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$) à :

$$\mu_u = 0,117 \text{ et } k = 24,5$$

$$A_s = k \frac{M_u}{d} = 24,5 \times \frac{5,98 \cdot 10^{-3}}{0,06} = 2,44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Soit un treillis soudé ADETS ST 25 ($A_s = 2,57 > 2,44 \text{ cm}^2/\text{m}$) comme armature inférieure. En outre, il sera disposé dans les deux paliers d'extrémités, en armature supérieure et en nez des marches (Fig. 7.19), une section environ moitié, c'est-à-dire un panneau ST 15C ($A_s = 1,42 \text{ cm}^2/\text{m}$).

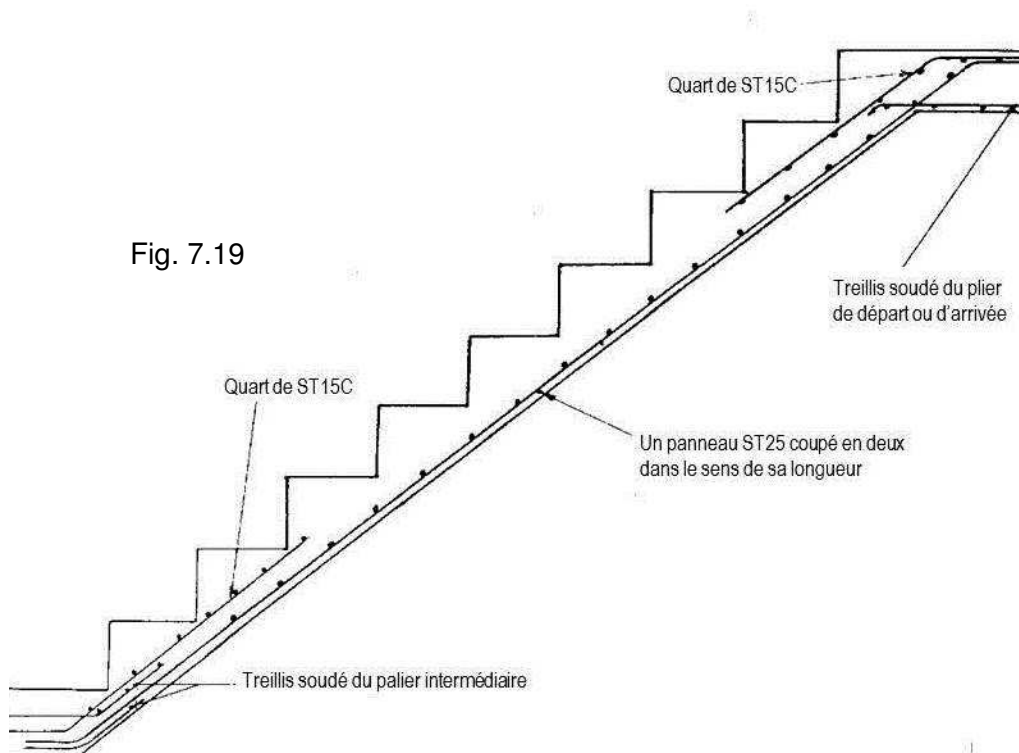


Fig. 7.19

2.4. POUTRES-CLOISONS

Est considéré comme poutre-cloison, un élément structural dont la portée à franchir est inférieure à 3 fois la hauteur totale de la section. Le chapitre 4 a examiné les murs en béton

simplement comprimés, transmettant des charges réparties à des appuis continus. Les voiles-cloisons porteurs en béton armé transmettant leurs charges à des appuis ponctuels, fonctionnent comme des parois fléchies, c'est-à-dire comme des poutres de grande hauteur et peuvent être étudiés par plusieurs méthodes :

- au moyen d'une poutre fictive inférieure calculée sous les charges apportées par la partie supérieure du voile,
- ou par le concept de la poutre-voile ou voûtes de décharge,
- ou encore selon la méthode des modèles bielles-tirants (chapitre 3, art. 4.7). C'est cette dernière qui sera appliquée par la suite.

Pour ces parois hautes soumises à une flexion-compression dans leur plan, le treillis soudé du fait de la grande rigidité dans son plan peut contribuer à réaliser une armature appropriée. Des barres en acier apporteront si nécessaire le complément de section.

2.4.1 . dimensionnement à l'aide de modèles bielles-tirants

La méthode est applicable lorsqu'il existe une distribution non-linéaire des déformations relatives dans une partie structurale (appuis, voisinage de charges concentrées ou contraintes planes). Elle consiste à modéliser un champ continu de contraintes par un ensemble équilibré discontinu de forces (bielles de compression et tirants de traction) convergentes à des nœuds. La norme EC2-1-1 fournit pour chacun de ces éléments des règles de calcul de vérification de la résistance (chapitre 3, art. 4.7).

La résistance de calcul de compression du béton confiné des bielles peuvent être majorées jusqu'à 10%, lorsqu'au moins l'une des conditions de confinement ci-après s'applique :

- une compression tri-axiale est assurée,
- tous les angles entre bielles et tirants sont $\geq 55^\circ$,
- les contraintes au droit des appuis ou des charges ponctuelles sont uniformes, et le nœud est confiné par des armatures transversales,
- les armatures sont disposées selon plusieurs cours,
- le nœud est confiné de manière fiable par une disposition particulière d'appui ou par frottement.

2.4.2 . dispositions constructives

Les poutres-cloisons sont normalement munies des armatures façonnées avec des treillis perpendiculaires situés près de chaque face, avec un minimum de $A_{s,dbmin}$. La valeur recommandée est $A_c/1000$, avec un minimum de $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ sur chaque face et dans chaque direction.

EC 2-1-1, Annexe Nationale. La valeur du minimum retenue est celle recommandée, toutefois, dans les cas de justification des efforts internes, contraintes et ferrailages par des modèles appropriés de bielles et tirants, et voûtes, la valeur à utiliser est $A_{s,dbmin} = 0$.

La distance entre deux barres adjacentes de la maille est limitée à deux fois l'épaisseur de la poutre-cloison ou à 300 mm si cette valeur est inférieure.

Pour l'équilibre dans le nœud, l'ancrage des armatures correspondant aux tirants considérés dans le modèle de calcul est réalisé soit en pliant les barres, soit en employant des retours en U, soit encore au moyen de dispositifs d'ancrage, à moins qu'une longueur suffisante soit disponible entre le nœud et l'extrémité de la poutre, laissant une longueur d'ancrage de l_{bd} .

2.4.3 . exemple

Soit à définir les armatures de la paroi fléchie représentée sur la figure 7.20, recevant à sa partie supérieure une charge d'exploitation $q = 300 \text{ kN/m}$. Les charges permanentes, y compris le poids propre de cette paroi : $g = 0,15 \times 3,00 \times 25 = 11,25 \text{ kN/m}$.

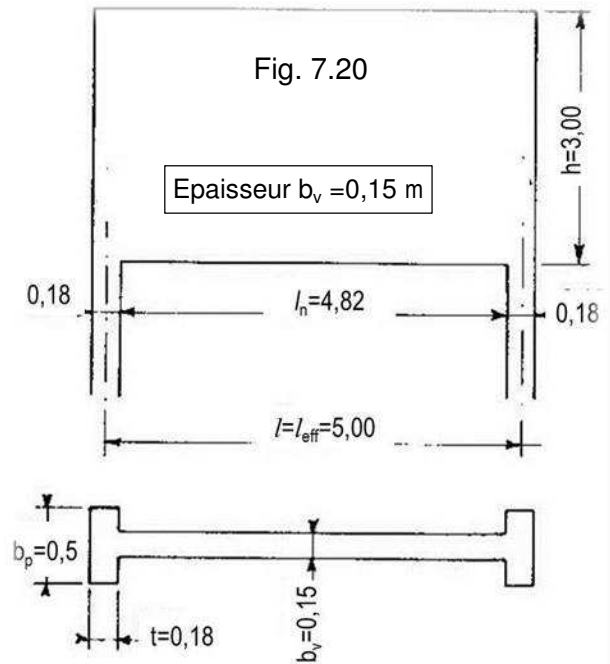
D'où : $p_{Ed} = 1,35 \times 11,15 + 1,5 \times 300 = 0,465 \text{ MN/m}$

Le dimensionnement est effectué à l'aide de modèle des bielles-tirants, dont le schéma est montré à la figure 7.21.

Il est admis un angle d'inclinaison des bielles $\theta = 60^\circ$, soit $\tan\theta = 1,732$. Ce qui conduit à un bras de levier du couple interne :

$$z = l \tan\theta / 4 = 5,00 \times 1,732 / 4$$

$$z = 2,165 \text{ m}$$



a) Tirant principal

La réaction d'appui R étant : $p_u(l + t)/2 = 1,205 \text{ MN}$, la force de traction dans le tirant inférieur vaut :

$$R/\tan\theta = 1,205/1,732 = 0,696 \text{ MN}$$

Soit une section d'acier dans le tirant inférieur : $A_{s,inf} = 0,696 \times 10^6 / 435 = 1600 \text{ mm}^2$.

Comme choix du treillis soudé, prenons par exemple le treillis standard ADETS ST25C ($D=d=7 \text{ mm}$, $E=e=150 \text{ mm}$), le nombre de fils dans la membrure tirant inférieur (de hauteur $0,15l = 0,75 \text{ m}$) est de : $0,75/0,15 \approx 11$ fils. Soit une section d'acier de $4,23 \text{ cm}^2$.

La section d'armature complémentaire s'élève alors au moins : $16,00 - 4,23 = 11,78 \text{ cm}^2$.

Le nombre de barres d'acier pour béton armé par exemple en HA16 ($A_s = 2,01 \text{ cm}^2$) est : $11,77/2,01 \approx 6$ barres. Ces barres doivent être convenablement ancrées à leurs extrémités par des boucles à plat dans les zones d'appuis de la poutre-cloison (Fig. 7.22).

L'armature longitudinale du tirant inférieur est donc composée de :

$$11 \text{ fils } \varnothing 7 (4,23) + 6 \text{ HA16 } (12,06) : A_{s,inf} = 16,29 > 16,00 \text{ cm}^2$$

b) Vérification du nœud inférieur

La résistance en compression du béton est : $\sigma_{Rd,max} = 0,75 \times 0,9 \times 25 / 1,5 = 12,8 \text{ MPa}$ avec $v' = 1 - 25/250 = 0,9$ et $k_3 = 0,75$.

Mais en notant que les conditions de majoration de la contrainte sont effectives (§ 2.4.1 du chapitre), la résistance admissible peut être portée à : $12,8 \times 1,1 = 14,0 \text{ MPa}$.

- La compression du poteau d'appui : $1,205 / (0,5 \times 0,18) = 13,4 < 14,0 \text{ MPa}$.

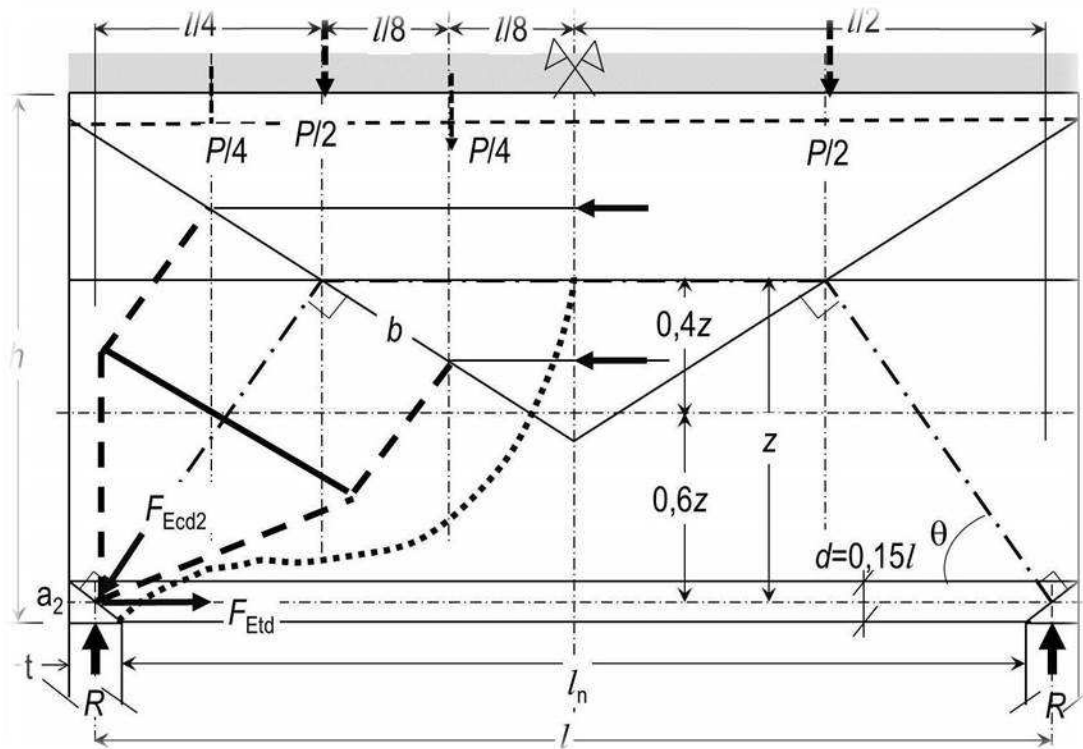
- La force de compression inclinée de la bielle d'appui : $R/\sin\theta = 1,205/0,866 = 1,39 \text{ MN}$.

La section droite de la bielle : $a_2 \cdot b_v + (b_p - b_v)t/\cos\theta$

avec $a_2 = 0,15l \cdot \cos\theta + t \cdot \sin\theta = 0,15 \times 5,00 \times 0,500 + 0,18 \times 0,866 = 0,531 \text{ m}$.

D'où : $S_{b2} = 0,531 \times 0,15 + (0,50 - 0,15) \times 0,18 / 0,500 = 0,206 \text{ m}^2$

Fig. 7.21



La compression due à la bielle d'about sur le nœud inférieur : $1,39/0,206 = 6,77 < 14,03$ MPa.

c) Compression de la bielle en partie courante.

La résistance en compression d'un béton fissuré s'élève à : $\sigma_{Rd,max} = 0,6v' \cdot f_{cd}$ (7.47)

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \times 0,9 \times 25 / 1,5 = 9,00 \text{ MPa.}$$

La largeur maximale de la bielle vaut : $b = (l + t) / 2 \sin \theta = (5,00 + 0,18) / 2 \times 0,866 = 2,991 \text{ m.}$

La section à l'extrémité de la bielle est différente de celle en son milieu, aussi il est usuel de prendre une section moyenne :

$$S_{moy} = (b_v \cdot b + S_{b2}) / 2 = (0,15 \times 2,991 + 0,206) / 2 = 0,327 \text{ m}^2.$$

La compression de bielle d'about en sa partie courante, est de :

$$(R / \sin \theta) / S_{moy} = 1,39 / 0,327 = 4,25 < 9,00 \text{ MPa}$$

c) Tirants secondaires

La demi hauteur de la bielle $H/2 = z / \sin \theta = 2,50 \text{ m} < b$, c'est un cas de discontinuité totale. L'effort de traction T dans ce tirant s'élève à :

$$T = \frac{F}{4} \left(1 - 0,7 \left(\frac{a_2}{H} \right)^2 \right) = \frac{1,39}{4} \left(1 - 0,7 \left(\frac{0,531}{2,50 \times 2} \right)^2 \right) = 0,345 \text{ MN} \quad (7.47)$$

Cette expression (7.47) est la modification de l'expression (6.59) de l'EC2-1-1.

Cet effort est appliqué sur une surface inclinée à un angle θ sur l'horizontale, et se situe au-dessus du tirant inférieur.

- Section d'armature secondaire horizontale : $A_{s,sh} = T \cdot \sin \theta / f_{sd} = (0,345 \times 0,886 \times 10^4) / 435 = 6,87 \text{ cm}^2.$

La densité dans la direction horizontale, par parement est de :

$$A_{s,sh} / (2 \times 0,8 (H/2) \cdot \sin \theta) = 6,87 / (2 \times 0,8 \times 2,50) \times 0,866 = 1,98 \text{ cm}^2/\text{m par parement.}$$

- Section de l'armature secondaire verticale :

$$A_{s,sv} = T \cdot \cos\theta / f_{sd} = (0,345 \times 0,50 \times 10^4) / 435 = 3,97 \text{ cm}^2$$

La densité dans la direction verticale : $A_{s,sv} / (2 \times 0,8(H/2) \cdot \cos\theta) = 3,97 / (2 \times 0,8(2,50)0,50) = 1,98 \text{ cm}^2/\text{m}$ par parement.

Supposons que la part du chargement appliqué dans le plancher bas sur la portée libre l_n , est égale à $p'_u = 0,05 \text{ MN/m}$. La densité de suspentes verticales nécessaire pour remonter ce chargement au haut de la poutre-cloison est :

$$A'_{sv} = 0,05 \cdot 10^4 / (2 \times 435) = 0,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$
 par parement.

En totalité, la section des fils verticaux est de : $1,98 + 0,57 = 2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$ par parement.

d) Ferrailage des parements

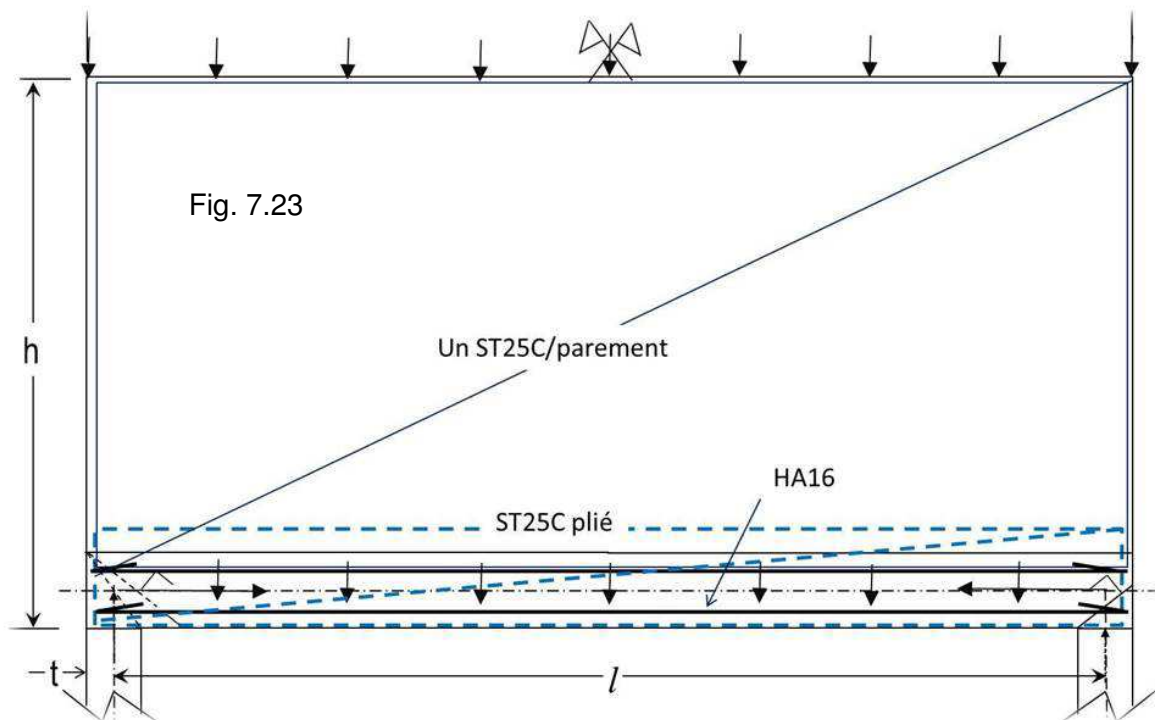
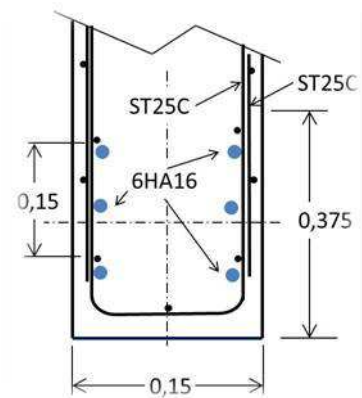
Celui du tirant inférieur est montré sur la figure 7.22 :

- un treillis ADETS ST25C qui fournit 11 fils $\varnothing 7$ ($A_s = 4,23 \text{ cm}^2$),
- et un complément de 6HA16 ($A_s = 12,06 \text{ cm}^2$).

L'axe du tirant secondaire est considéré (empiriquement) à une distance égale à $0,6z$ au-dessus de l'axe du tirant principal (Fig. 7.21). L'armature est distribuée sur une zone de hauteur s'étendant entre les limites suivantes mesurées à partir de la fibre inférieure de la poutre-voile :

- limite inférieure égale : $0,6z + 0,075l - 0,4z = 0,2 \times 2,243 + 0,075 \times 5,00 = 0,824 \text{ m}$;
- et celle supérieure égale : $0,6z + 0,075l + 0,4z = 2,243 + 0,075 \times 5,00 = 2,620 \text{ m}$.

Fig. 7.22



L'armature du tirant secondaire est composée de treillis soudés ADETS ST 25C s'étendant sur toute sa hauteur. La section de $2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$, dans les deux directions, dépasse la valeur requise horizontalement (de $1,93 \text{ cm}^2/\text{m}$ par parement), et celle verticale ($2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$ par parement).

La partie haute restante de la poutre-voile, est munie des mêmes treillis ST 25C prolongés, afin d'y être ancrer, convenablement par boucle fermée (Fig. 24), afin de former les suspentes équilibrant les charges appliquées en partie basse de la poutre-cloison entre les appuis. Le schéma du ferrailage de la poutre-cloison étudiée est présenté à la figure 7.23 .

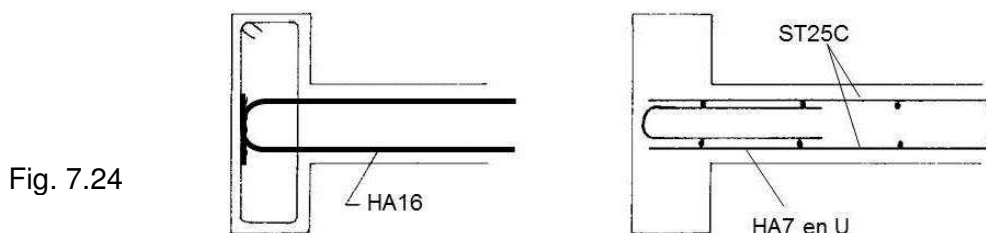


Fig. 7.24

2.5. PIEUX ET PAROIS MOULÉES

2.5.1 . généralités

Le pieu est l'élément structurel élancé, placé dans le terrain pour transférer à celui-ci les actions que lui transmet la structure portée ou le terrain environnant. Il peut être préfabriqué ou réalisé en place et être mis en œuvre par forage, par fonçage, par vibrage, battage, par vissage. Parmi les nombreuses solutions de fondations profondes, au moins les deux catégories suivantes présentent des avantages avec l'emploi de treillis soudés :

- les pieux tubés battus, virole récupérée ;
- les pieux forés.

Le pieu battu moulé est réalisé au moyen d'un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage. Le battage se réalise soit sur la tête du tube, soit sur le bouchon de béton. Le tube, jugé être arrivé à la profondeur envisagée, est rempli de béton frais avant son extraction.

Les ouvrages de fondation sont couverts par des normes européennes. Pour la conception, d'une manière générale, ce sont les normes géotechniques Eurocode 7 [7.7]⁷, associée en France avec des normes nationales d'application de l'Eurocode 7. Dans le cas des fondations profondes, c'est la NF P94-262 [7.8]⁸.

- Les pieux forés sont définis par la norme NF EN 1536 [7.9]⁹.
- Les parois moulées sont définies par la norme NF EN 1538 [7.10]¹⁰.

Il convient de se reporter à ces documents pour de plus amples détails, en particulier en ce qui concerne la composition des bétons et la mise en œuvre des pieux.

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans une tranchée excavée dans le sol. La tranchée pendant les opérations de forage, de ferrailage et de coulage, est soutenue par un fluide de perforation appelé boue à base de bentonite ou de polymères ou à sec. Est appelée barrette, un élément de parois moulées, ou en ensemble d'éléments en parois moulées interconnectées, en forme de L, T ou cruciforme bétonnée simultanément.

⁷ NF EN 1997 et Annexes nationales : *Eurocode 7 - Calcul géotechnique*. Partie 1 : Règles générales ; Partie 2 : *Reconnaissance des terrains et essais*.

⁸ NF P94-262 : *Justifications de ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes*.

⁹ NF EN 1536 + A1: *Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Pieux forés*.

¹⁰ NF EN 1538 + A1: *Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Parois moulées*.

2.5.2 . pieux battus moulés

Un pieu peut être conçu comme un élément en béton non armé sous réserve que :

- la tête est armée afin qu'elle résiste aux efforts accidentels (par exemple ceux résultant de l'exécution des travaux sur le chantier) ;
- sous toutes les combinaisons d'actions de calcul, de celles induites par la construction et/ou les charges résultant du sol, produisent uniquement des contraintes de compression dans le pieu ;
- et, la fondation ne se trouvant pas dans une zone sismique.

Il est cependant préférable de prévoir une armature de principe (0,2 à 0,5 % de la section du pieu). Ainsi pour des pieux de 0,60 m de diamètre, les panneaux ST 65 C constituent une bonne armature de principe. Par ailleurs, la cage d'armature tubulaire est munie en partie basse d'un panier. Le treillis soudé apporte une garantie supplémentaire pour obtenir une bonne mise en œuvre du béton, notamment au moment de la remontée du tube.

Lorsque les pieux sont susceptibles d'être soumis à des efforts de flexion, ils doivent être armés sur toute leur longueur. Il en est de même lorsque les pieux sont sollicités en traction. Dans ce cas, il convient d'utiliser des produits sur devis. En effet, les dispositions suivantes doivent être respectées simultanément :

- Pour les armatures longitudinales formées par les fils les plus longs du treillis soudé (chaines), le nombre minimal de fils est de cinq. Le diamètre $\varnothing$ du fil doit respecter la condition : $\varnothing \geq 12$ mm.
- Le pourcentage géométrique minimal de l'armature longitudinale est indiqué au tableau 7.2.
- L'écartement e des fils de répartition (trames) formant l'armature en cerces, ne doit pas dépasser 200 mm.
- Le diamètre extérieur de la cage réalisée avec le treillis soudé doit être au plus égal au diamètre extérieur du tube diminué d'au moins 80mm, ce qui correspond à un enrobage c des armatures d'au moins égal à 40 mm.
- L'écartement E des fils les plus longs (chaines) doit être au moins égal à 100 mm.
- Les recouvrements des fils longitudinaux sont réalisés avec des ancrages rectilignes ; pour les cerces on utilise des ancrages par courbure (chapitre 1, § 2.3,4).

Soumis à des effets d'efforts tranchants, les pieux peuvent ne pas être armés si les conditions suivantes sont vérifiées. Lorsque :

- l'effet des actions dynamiques peut être ignoré, ce qui n'est pas le cas d'une présence des machines tournantes, des charges de trafic, des éoliennes et des grues ;
- l'effet des actions cycliques peut être ignoré ;
- leur diamètre est supérieur ou égal 400 mm ;
- et, les conditions de résistance au cisaillement sont vérifiées (§ 12.6.3 de l'EC2-1-1).

2.5.3 . pieux forés

Pour les pieux forés, des procédés de forage différents sont utilisés selon la nature des sols traversés et suivant qu'il y a ou non présence d'une nappe phréatique :

- *Foré simple*. Ce procédé, exécuté sans soutènement de parois, exige des sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.
- *Foré tubé*. Le forage est exécuté sous protection d'un tubage descendu au fur et à mesure de son avancement.
- *Foré boue*. Le forage est exécuté par des moyens mécaniques sous protection d'une boue de forage. La section du forage peut être circulaire (pieux) ou de forme quelconque (barrettes ou parois moulées). Ce forage est ensuite rempli de béton, sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

Les pieux ou éléments de fondation sont généralement armés sur toute leur longueur lorsqu'ils sont soumis à des efforts de traction, à des efforts de flexion, ou sont inclinés et supportent des ouvrages de génie civil tels que ponts et passages inférieurs. Les pieux forés traversant des sols mous ou lâches, sont également renforcés sur toute longueur.

Afin de permettre une bonne mise en place du béton autour des armatures, il est primordial que les armatures, les cages d'armatures et tout insert incorporé, soient conçus de manière à ne pas compromettre l'écoulement du béton.

Lorsque les spécifications d'exécution le permettent, les cages d'armatures peuvent être mises en place dans le béton frais. Dans ce cas, les cages d'armatures doivent être rigides et peut être descendues à la profondeur voulue sans nuire à son intégrité, à justifier par des références et/ou d'essais de faisabilité. Toutes les mesures visant à rigidifier la cage d'armatures sont représentées sur les plans d'exécution.

Sauf précautions spéciales, les éléments métalliques utilisés dans des pieux forés, tels que les tubes de réservation, ne doivent pas être constitués d'acier galvanisé ou autre métal susceptible de générer des effets électrostatiques entraînant une corrosion électrochimique de l'armature. Les effets électrostatiques peuvent également nuire aux fluides stabilisateurs ; par exemple, formation d'une couche de bentonite dans les suspensions de bentonite ou formation de toiles dans les suspensions de polymères, ce qui peut empêcher un bétonnage correct.

En cas d'arase basse finale supérieure à 2,00 m, les pieux doivent être armés. Lorsque les armatures sont exigées, leur longueur doit permettre d'atteindre au moins le niveau correspondant à 4,00 m sous le niveau de recépage.

Les dispositions constructives des armatures longitudinales et transversales indiquées ci-après pour des pieux forés sont issues de la norme NF EN 1536 [7.9]⁹.

a) Armature longitudinale (EC2-1-1 § 9.8.5)

Les pieux forés sont munis d'une section minimale d'armatures longitudinales $A_{s,bpmin}$, relative à la section transversale du pieu A_c . Ces armatures sont réparties sur le pourtour de la section.

EC2-1-1, Annexe nationale : Les valeurs de $A_{s,bpmin}$ correspondant à A_c sont données dans le tableau 7.2.

Tableau 7.2 : Armature longitudinale minimale

Section transversale du pieu : A_c	Aire minimale d'armatures longitudinales : $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 A_c$

Il convient que :

- le diamètre minimal $\varnothing_{l,min}$ des barres longitudinales ne soit pas inférieur à 16 mm et que les pieux comportent au moins 6 barres longitudinales ;
- la distance libre entre les barres, mesurée sur le pourtour du pieu, ne dépasse pas 200 mm.

Pour les pieux, les armatures longitudinales doivent comporter au moins 4 barres d'un diamètre $\varnothing_l \geq 12 \text{ mm}$.

Pour les barrettes, le diamètre minimal $\varnothing_{l,min}$ des barres doit être de 12 mm. Un minimum de 3 barres par mètre, doit être prévu sur chaque longueur de la cage.

- Il convient de :
- de limiter l'écartement maximal entre les barres longitudinales afin de permettre un écoulement correct du béton, sans toutefois dépasser 400 mm ;
 - de limiter la distance minimale nu à nu entre les barres longitudinales ou les paquets de barres d'un lit mais ne doit pas être inférieure à 100 mm ;
 - d'éviter les cages d'armatures non symétriques pour les pieux circulaires
 - d'éviter des lits d'armatures longitudinales concentriques.

Lorsque des lits d'armatures longitudinales concentriques, sont utilisés,

- les barres sont disposées selon un même rayon l'une derrière l'autre ;

- et, la distance minimale nu à nu entre lits d'armatures, doit être égale à :
Max [le double du diamètre d'une barre ; $1,5 d_g$ (d_g : taille des plus gros granulats)].

b) Armature transversale

Les diamètres des armatures transversales soient conformes au tableau 7.3.

La distance minimale nu à nu des armatures transversales, doit être égale à :

Max [le double du diamètre d'une barre ; $1,5d_g$ (d_g : taille des plus gros granulats)].

Tableau 7.3 : Diamètres recommandés pour les armatures transversales.

Armature transversale	Étriers, cerces ou spires	$\geq \max [6 \text{ mm} ; \phi_l/4]$
Diamètres d'armature transversale	Fils ou treillis soudés transversaux	$\geq 5 \text{ mm}$

NOTE - Si de l'acier en bandes est utilisé pour les armatures transversales, l'épaisseur minimale est généralement de 3 mm.

Les barres longitudinales, ou les paquets de barres longitudinales placés dans les angles d'une cage d'armatures, sont retenues par l'armature transversale.

Les anneaux raidisseurs, ou les autres moyens de soutien utilisés pour le montage des cages d'armatures, ne doivent être considérés comme faisant partie des armatures transversales que s'ils sont raccordés correctement aux barres longitudinales

c) Enrobage minimal et nominal

Les conditions environnementales et à l'adhérence, exigent une valeur d'enrobage minimal en conformité avec l'EC2 (toutes ses parties).

L'exécution requiert aussi, à fins de permettre un correct écoulement du béton, une valeur d'enrobage minimal qui ne doit pas être, sauf accord contraire, inférieure à :

- 75 mm pour les barrettes ;
 - 60 mm pour des pieux de diamètre du pieu $D > 0,6 \text{ m}$; ou
 - 50 mm pour des pieux de diamètre $D \leq 0,6 \text{ m}$,
- L'enrobage nominal est donc la plus grande de ces deux valeurs.

Remarques : - Dans le cas de barrettes ou de parois moulées, les panneaux de treillis soudés permettent de réaliser des cages rigides. On utilise suivant les cas, des distanciers (chapitre 4, Fig. 4.7) ou mieux des chaînages réalisés comme indiqué aux art. 2.1 ou 2.2 du chapitre.

- Dans le cas où l'on utilise des aciers en barres, la présence de la boue de forage risque de diminuer leur adhérence au béton. L'utilisation du treillis soudé s'affranchit du risque.
- Dans les zones déclarées sismiques, les dispositions doivent être conformes à la Règlementation parasismique [7.19] et à des règles de conception parasismique en vigueur [7.21].

3 . OUVRAGES DIVERS

3.1. OUVRAGES DESTINÉS À CONTENIR OU À RETENIR DES LIQUIDES

Depuis 1998, ces ouvrages étaient couverts en France par un seul texte, le fascicule 74 du CCTG [7.11]¹¹. Quant à la question des cuvelages des parois en béton, elle est couverte par une norme DTU 14.1 [7.12]¹². Depuis fin mars 2010 est entrée en vigueur une norme européenne NF EN 1992-3 [7.13]¹³ (la partie 3 de l'Eurocode 2) qui traite du calcul des réservoirs et silos en béton. Aussi les deux premiers documents nationaux cités sont-ils en cours d'être révisés afin de les rendre cohérents au contexte normatif en vigueur, et d'être conformes au code des marchés publics (version consolidée du 01/05/2010).

La future version du fascicule 74 probablement reprendra le même domaine d'ouvrages, à savoir les réservoirs d'eau (châteaux d'eau surélevés, réservoirs d'eau potable multi-cuves posés sur le sol ou partiellement enterrés, les ouvrages de réserve pour la lutte contre l'incendie), les ouvrages des stations d'épuration, les canaux, les aqueducs, les stations de pompage, bâches et bassins tampons, déversoirs d'orage, etc. ; les piscines ; les cuves à vin et les fosses à lisier. Ce chapitre se limitera à quelques informations sur les ouvrages de stockage de liquide (réservoirs). Pour des renseignements complémentaires, le lecteur se reportera au document du marché individuel, qui contient par ailleurs des données complémentaires concernant les études géotechniques, le choix de la conception de l'étanchéité et des matériaux, l'organisation des chantiers, le mode d'exécution des travaux, les essais et contrôles, etc.

Les parois constitutives des ouvrages concernés peuvent généralement être calculées par la théorie élastique ou plastique des plaques, coques ou membranes, en tenant compte des liaisons des parois entre elles, avec les fonds ou les couvertures.

Pour les ouvrages abordés, la nécessité d'avoir l'étanchéité appropriée à leur utilisation de leur parois en béton, est primordiale. Cela se traduit par un calcul prévisionnel pour prédire le niveau des fissurations d'ouvertures faibles. Cela est nécessaire même s'il est prévu un revêtement imperméable adhérent au support béton ou un revêtement étanche, employé pour renforcer l'exigence. Il en ressort pour ces parois qu'une conception aux états limites de service est plus appropriée aux conditions d'exploitation escomptée. Une vérification aux états limites ultimes se justifie encore pour les éléments n'entrant pas au contact des liquides.

3.1.1 . domaine couvert par l'EC2-3

La norme couvre à la fois les ouvrages silos et réservoirs, cette partie du chapitre aborde ces derniers en présentant les règles afférentes à ses parois retenant des liquides. Les autres parties structurales pour lesquelles il n'y a pas d'exigence d'étanchéité (tour supportant la cuve d'un château d'eau, par exemple), sont normalement dimensionnées selon l'EC2-1-1.

3.1.1.1 . Généralités

Pour le calcul des structures en béton non armé ou faiblement armé, en béton armé ou en béton précontraint retenant des liquides, la norme fournit des règles additionnelles à la l'EC2-1-1 pour répondre à l'exploitation spécifique, en particulier l'exigence d'étanchéité des parois.

¹¹ Fascicule 74, CCTG (N° 98-3, TO) : *Construction des réservoirs en béton* (en cours de révision).

¹² DTU 14.1 : *Travaux de bâtiment. T2 Travaux de cuvelage. T3 Partie 1 : Cahier des clauses techniques*. En révision.

¹³ NF EN 1992-3 (Eurocode 2) : *Calcul des structures en béton. Partie 3 : Silos et réservoirs*. Noté ci-après par EC2-3.

La prise en compte de la pérennité dans leur conception de ces ouvrages, fonction de la durée d'utilisation selon l'EC2-1-1, est définie dans le Document Particulier du Marché (DPM) du projet individuel et du CCTG.

3.1.1.2. Situations de projets pour la conception

En outre les situations de projet définies dans les normes EC0 [7.14]¹⁴, EC1-4 [7.15]¹⁵ et EC1-1-5 [7.16]¹⁶, des situations particulières suivantes sont considérées pour les structures en béton retenant des liquides:

- conditions de service, y compris opérations de vidange et de remplissage ;
- effets thermiques causés, par les liquides stockés ou par la température ambiante ;
- exigences relatives aux essais d'étanchéité à l'eau des réservoirs.

3.1.2 . analyse structurale - variables de base

Les calculs sont procédés selon le format général indiqué dans les normes EC0 et EC2-1-1. Néanmoins, les ouvrages réservoirs diffèrent des nombreuses autres constructions parce qu'ils peuvent être soumis à la pleine action du liquide contenu pour la plus grande partie de leur vie.

3.1.2.1. Actions

En outre des actions (permanentes et variables de service) prises usuellement en compte pour la conception de toute construction, les charges dues au liquide contenu sont particulières à cause de la fréquente forte intensité et d'autres d'exploitation éventuellement spécifiées dans les DPM du projet individuel. Pour les actions provoquées à l'eau, les dispositions de l'EC0 sont détaillées dans son Annexe nationale.

EC0, Annexe nationale (commentaire à la suite A1.3.1).

i) Pour la prise en compte des actions F_w des eaux souterraines sur les structures enterrées, il convient de prendre en compte les niveaux d'eaux suivants.

- Le niveau **quasi-permanent** ou niveau **EB** des *basses eaux*, pouvant être défini comme correspondant à un niveau susceptible d'être dépassé pendant la moitié du temps de référence (50 ans).
- Le **niveau fréquent EF**, susceptible de jouer un rôle vis-à-vis de critères concernant l'étanchéité, est défini comme le niveau susceptible d'être dépassé pendant 1 % du temps de référence.
- Le **niveau caractéristique** ou niveau **EH** des *hautes eaux* correspond en principe au niveau de période de retour 50 ans.
- Le **niveau accidentel EE**, exceptionnel et conventionnel, correspond au niveau des plus hautes eaux connues et/ou prévisibles. Si nécessaire et en tant que de besoin, il doit alors être prévu, dans la structure, un dispositif d'écoulement empêchant l'eau d'exercer une action plus haut. La différence entre les niveaux EH et EB traduit les actions variables, la différence entre les niveaux EE et EB donne les actions accidentelles.

ii) Les actions dues à l'eau dans le sol, sont définies à travers les situations de projet correspondant aux niveaux définis ci-dessus, à préciser dans le DPM.

iii) Sauf cas particuliers, le poids volumique de l'eau douce est pris égal à 10 kN/m³ et, pour élaborer les combinaisons d'actions, les actions dues à l'eau sont traitées comme des actions permanentes, même si elles ne sont pas en toute rigueur, actions permanentes selon la définition de la norme, leur caractère variable étant pris en compte par l'intermédiaire des différentes situations.

Dans le cas où l'inondation des locaux est admise et des dispositifs d'évacuation sont réalisés, ceux-ci doivent être convenablement dimensionnés de façon que le niveau EE - éventuellement le

¹⁴ NF EN 1990+Annexe nationale. Eurocode 0 : *Eurocodes Structuraux – Bases de calcul des structures*. Noté ci-après par EC0.

¹⁵ NF EN 1991-4. Eurocode 1 : *Actions sur les structures - Partie 4 : silos et réservoirs*. Noté ci-après par EC1-4.

¹⁶ NF EN 1991-1-5. Eurocode 1 : *Actions sur les structures. Partie 1-5 : Actions générales - Actions thermiques*. Noté ci-après par EC1-1-5.

niveau EH - puisse être pris égal à celui situé à 50 cm au-dessus du niveau du fil d'eau de ces orifices.

Concernant l'action des liquides stockés dans un réservoir, les mêmes définitions peuvent être appliquées. En régime normal de fonctionnement, les charges dues au contenu sont, le poids du liquide stocké, avec un niveau allant du remplissage maximum jusqu'au cas du réservoir vide. Il convient alors d'effectuer la justification de la fissuration pour le niveau EH.

Les actions peuvent être appliquées soit directement sur l'ouvrage ou une de ses parties, soit indirectement, par exemple les déformations gênées dues aux effets thermiques, aux effets différés de retrait et de fluage du béton, ... Dans les ouvrages de stockage des liquides, une attention particulière doit être accordée à ces dernières actions du fait des possibles conséquences néfastes sur l'étanchéité.

Certaines des actions variables, en particulier non définies dans les textes normatifs ou réglementaires, sont à préciser dans le DPM du projet individuel. A défaut, les valeurs suivantes des charges d'entretien sur les planchers, passerelles et couvertures, seraient proposées: 2,0 kN/m² pour les planchers et passerelles et 1,0 kN/m², pour les couvertures (projet de révision du Fascicule 74).

3.1.2.2. matériaux

Les propriétés du matériau béton et celles des aciers pour armature passive ou de précontrainte, sont fournies dans l'EC2-1-1 [7.1].

3.1.2.3. modèles pour l'analyse globale

Les diverses méthodes de l'EC2-1-1, indiquées au chapitre 1 (§ 3.5.3), peuvent être appliquées, de l'aisée analyse élastique aux calculs complexes par la Méthode des éléments finis. La plupart des formulaires de la Résistance des matériaux (par exemple [7.17]¹⁷) proposent des solutions d'effets d'action (solicitations) aux deux usuels problèmes suivants :

- de la plaque appuyée sur ses bords soumis à une pression hydrostatique perpendiculaire à son plan,
- et, du cylindre circulaire rempli de liquide, encastré ou articulé en pied (Fig. 25).

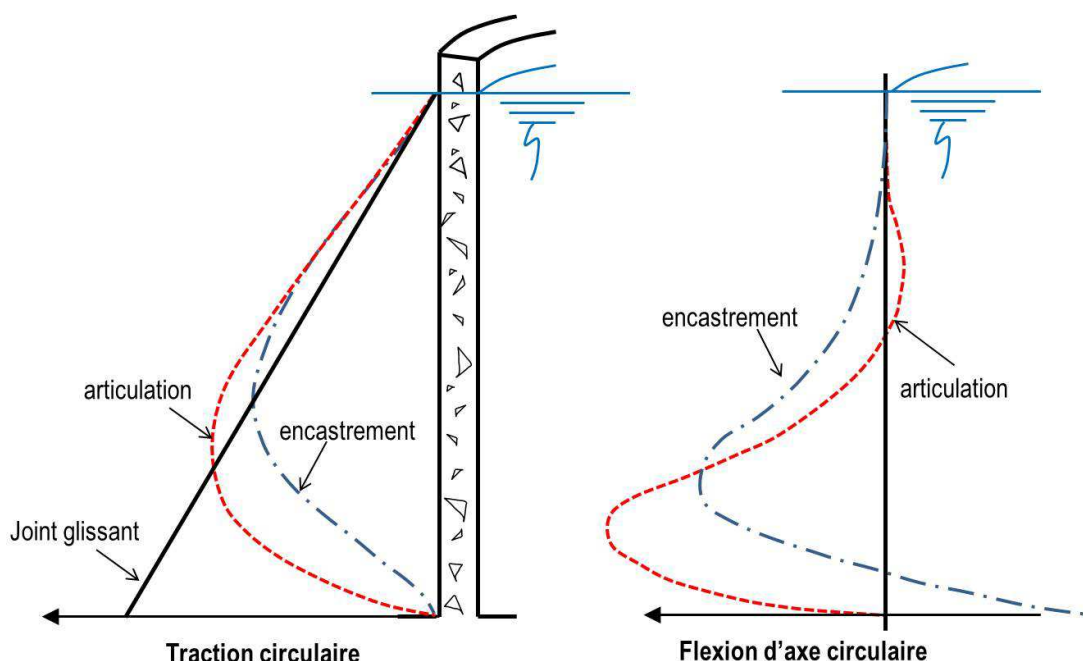


Fig. 25 : Efforts internes dans un réservoir circulaire selon la liaison à la base.

¹⁷ Aide-mémoire Résistance des matériaux. Jean GOULET et Jean Pierre BOUTIN, 8^e édition, Dunod.

Les sections d'armatures correspondantes aux différents effets d'actions (effort normal, effort tranchant, moment fléchissant, torsion et diverses combinaisons), sont déterminées soit par application des règles de l'EC2-1-1, tant aux ELU qu'aux ELS ; soit résultant des exigences d'étanchéité aux ELS.

a) Réservoirs parallélépipédiques

Les parois constitutives sont calculées comme des dalles supportant des charges variables perpendiculaires, uniformément réparties, linéairement ou de façon concentrée. Dans l'évaluation de la distribution des efforts internes, il est possible de tenir compte des rotations des appuis. Il convient de prendre en compte les efforts de traction ou de compression développés par les réactions d'appui des parois orthogonales.

b) Réservoirs de révolution

L'habituelle modélisation élastique assimile la paroi cylindrique comme constituée de poutres verticales juxtaposées de largeur unitaire et prenant appui sur des anneaux horizontaux de hauteur unitaire. Chaque poutre élémentaire se comporte ainsi comme une poutre sur appuis continus élastiques dont la résolution peut être trouvée dans les ouvrages spécialisés de Résistance des matériaux, notamment les distributions de la traction circulaire, du moment fléchissant d'axe circulaire positif (côté extérieur tendu) et du moment négatif d'encastrement du voile au radier (Fig. 25).

Un autre calcul simplifié consiste à décomposer le réservoir en anneaux horizontaux superposés de hauteur unitaire. Soumise à une pression radiale horizontale p , la tranche annulaire est soumise à un effort de traction circulaire N d'intensité donnée par l'expression :

$$N = p.R \quad (7.48)$$

R est le rayon du feuillet moyen de l'anneau.

Pour équilibrer la traction induite, une armature formée de barres en cerces horizontales sont disposées, dont l'aire est :

$$A_s = N/\sigma_s$$

Ce ferrailage est complété par des armatures de liaison verticale. La contrainte σ_s de calcul est celle qui correspond à l'ouverture des fissures w_k acceptée à l'état limite de service considéré.

3.1.3 . état limite ultime

3.1.3.1 . équilibre statique (ELU EQU)

Lorsqu'un réservoir est susceptible d'être immergé, le coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement est à justifier selon l'EC0 (§ A1.3.1) en considérant d'une part l'ouvrage vide, et d'autre part avec les niveaux d'eau suivants.

- Niveau caractéristique EH de l'eau extérieure à l'ouvrage, en situations de projet durables et transitoires. Le niveau EH correspond, en principe, à celui de période de retour 50 ans.
- Niveau EE, en situation de projet accidentelle. Le niveau accidentel EE correspond au niveau des plus hautes eaux connues et/ou prévisibles ou au niveau admis auquel il est prévu un dispositif d'écoulement empêchant l'eau d'exercer une action plus haute.

La poussée des terres n'est pas prise en compte dans les combinaisons d'actions lorsqu'elle agit favorablement.

3.1.3.2 . résistance (STR) pour les situations de projet durables ou transitoires (ELU STR)

Pour le calcul des réservoirs, les principes généraux de l'EC1-4 [7.15] s'appliquent, notamment pour le choix des valeurs des coefficients partiels d'actions γ et de combinaison ψ (EC2-3, Annexes A et B), pour les actions listées précédemment, avec les dispositions complémentaires suivantes.

- Lorsque la hauteur maximale du liquide et le poids spécifique du liquide le plus lourd sont

connus, la valeur du coefficient partiel γ_F , peut être réduite de 1,50 à 1,35.

- La valeur recommandée pour le coefficient partiel à appliquer aux actions produites par le liquide en période de fonctionnement, est $\gamma_F = 1,20$; et en période d'essais : $\gamma_F = 1,00$.

- Pour les situations accidentelles de projet, la valeur recommandée du coefficient partiel pour les actions variables est $\gamma_F = 1,00$.

Pour l'incendie, il sera appliqué les textes réglementaires (Décrets et Arrêtés) [7.18]¹⁸ et les normes EC1-1-2 [7.19]¹⁹ et EC2-1-2 [7.1] en vigueur.

Les projets en zone sismique, doivent être conformes aux textes réglementaires (décrets et arrêtés) en vigueur [7.20]²⁰, pour la catégorie d'ouvrage. Le comportement au séisme des ouvrages, est vérifié par calcul selon la norme EC8-1 [7.21]²¹.

3.1.4 . états limites de service

Le Fascicule 74 déterminait les armatures en bornant leur traction sous les charges de service, en fonction du niveau de risque accepté, risque de corrosion généré par la fissuration du béton d'enrobage. Mais ces limites n'ont en fait guère de relation avec l'état de la fissuration réelle. La maîtrise de la fissuration se basera désormais, avec les normes Eurocodes, sur la détermination par l'ouverture w_k des fissures du tirant équivalent en béton armé. L'ouverture w_k est limitée par une valeur limite w_{k1} qui est fonction de la classe d'étanchéité et de la typologie du réservoir.

3.1.4.1 . Typologie des ouvrages

Les ouvrages ou parties d'ouvrages neufs réalisés en béton, sont classés selon leur principe de réalisation en 3 classes typologiques :

Type A : ouvrage en béton **non revêtu** ;

Type B : ouvrage en béton avec **revêtement d'imperméabilisation (RI)** ;

Type C : ouvrage en béton avec **revêtement d'étanchéité (RE)**.

Le caractère d'**étanchéité** d'une paroi est sa capacité à s'opposer au passage de l'eau ou d'un fluide (liquide et/ou gaz) dans les limites de débit de fuite acceptable pour l'exploitation. Elle peut être acquise au moyen d'un seul système d'étanchéité ou en combinaison : la paroi béton avec un revêtement d'imperméabilisation (RI) adhérent à la structure ou avec un revêtement d'étanchéité (RE).

Le revêtement d'**imperméabilisation (RI)** est un écran intérieur adhérent à son support, permettant de compléter l'étanchéité, mais ne contribue pas à la maîtrise du support à sa fissuration. Ce sont les enduits à base de mortiers hydrauliques hydrofugés épais ou minces, les enduits à base de liants mixtes, les revêtements à base de résines de synthèses non armées.

Le revêtement d'**étanchéité (RE)**, désigne un système de revêtement plastique, élastoplastique ou élastique appliqué à l'intérieur de l'ouvrage, non nécessairement adhérent au support. C'est la pression du liquide qui le plaque contre celui-ci. Le revêtement doit pouvoir s'adapter à de légères déformations ou fissurations prédites et acceptées des ouvrages. Ce sont les revêtements à base de résines de synthèse armés et les membranes à base de bitume ou de hauts polymères.

Pour le choix et la conception des revêtements adhérents ou non, ou des peintures, il convient de se référer aux documents technologiques appropriés des systèmes.

¹⁸ Arrêté du 14 mars 2011 modifiant l'Arrêté du 22 mars 2004, modification relative à la résistance au feu des produits, éléments de construction et d'ouvrages.

¹⁹ NF EN 1991-1-2 (Eurocode 1) : *Actions sur les structures. Partie 1-2 : Actions générales - Actions sur les structures exposées au feu*. Noté ci-après par EC1-1-2.

²⁰ Décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique. NOR: DEVP0910497D. Version consolidée au 16 mai 2015.

²¹ NF EN 1998-1 (Eurocode 8) : *Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Partie 1 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*. AFNOR

3.1.4.2. Maitrise des fuites/maitrise de la fissuration

Le tableau 7.4 de la norme l'EC2-3 (§ 7.3.1) [7.13], résume les exigences d'étanchéité. A différentes classes d'étanchéité, l'efficacité de la rétention du liquide de la structure en béton, est :

- prédite par calcul la valeur de l'ouverture w_k des fissures vis-à-vis des limites w_{ki} ($i=1$ ou 2) ;

Tableau 7.4 : Classification de l'étanchéité.

Classe d'étanchéité	Exigence en matière de fuite
0	Un certain débit de fuite admissible, ou fuite de liquide sans conséquence.
1	Fuites limitées à une faible quantité. Quelques tâches ou plaques d'humidité en surface admises.
2	Fuites minimales. Aspect non altéré par des tâches.
3	Aucune fuite admise

- puis contrôlée l'achèvement de la performance une fois de l'ouvrage construit, par un essai en eau associé à des examens visuels des parements et/ou des mesures du taux de fuite.

Les ouvertures limites w_{max} du tableau 7.1 de l'EC2-1-1 correspondent aux risques de la corrosion des aciers en fonction du mode construction et des classes d'exposition environnementales auxquelles l'ouvrage est soumis. Elles sont complétées pour l'exigence d'étanchéité des parois de réservoirs, par d'autres limites w_{ki} spécifiques.

- Pour la classe 0, l'ouverture $w_k \leq w_{max}$ donc reste limitée en fonction de la classe d'exposition de l'ouvrage et de l'agressivité du liquide contenu selon les dispositions de l'EC2-1-1 (§ 7.3.1), à spécifier dans le DPM.

- Pour les classes 1 et 2, les limites w_{ki} de l'ouverture des fissures est définie dans l'Annexe nationale de l'EC2-3.

EC2-3, Annexe nationale (sous réserve de la révision en cours). Les valeurs de w_{ki} qui limitent l'ouverture des fissures, dont il est prévisible qu'elles traversent la section sont définies comme fonction du rapport de la pression hydrostatique h_D au niveau de la section critique, à l'épaisseur h du voile retenant l'eau.

Les réservoirs circulaires étant systématiquement en traction sur l'intégralité de leur pourtour, il est préférable de les exclure de cette classe 2, sauf si la contrainte homogénéisée du béton est en tout point inférieure à la résistance du béton en traction axiale. En revanche les réservoirs parallélépipédiques étant soumis à un moment ne sont en traction pure que dans des zones peu étendues et peuvent donc être conçues en classe 2. En ces endroits, l'ouverture des fissures sera limitée à une valeur w_{k2} définie comme suit en fonction de h_D/h , selon le tableau 7.5.

Tableau 7.5

h _d /h			0	16	20	30	40	
Classe d'étanchéité	1	w _{k1} (mm)	0,15		décroissance linéaire			0,05
	2	w _{k2} (mm)	0,12	décroissance linéaire			0,05	

Afin de s'assurer, que les fissures ne traversent pas toute l'épaisseur de la section dans les parois de classe 2 ou 3, il est requis que :

- la hauteur de la zone comprimée pour la combinaison d'actions quasi-permanente, soit au moins égale à x_{min} ;
- lorsqu'une section est soumise à des actions alternées, de démontrer qu'une partie de l'épaisseur de section reste toujours comprimée au moins égale à x_{min} sous toutes les combinaisons d'actions appropriées.

Les effets des actions peuvent être calculés en supposant que le matériau a un comportement élastique linéaire, les contraintes sont déduites d'un calcul en négligeant la résistance en traction du béton.

EC2-3, Annexe nationale : La valeur recommandée est retenue :

$$x_{\min} = \min \{50 \text{ mm} ; 0,2h\}, h \text{ est l'épaisseur de l'élément.}$$

Pour la classe d'étanchéité 1, un phénomène d'auto-colmatage des fissures à travers lesquelles l'eau s'écoule, peut être supposé, sous réserve que les exigences sur l'épaisseur de béton restant comprimée sont satisfaites et si les éléments ne sont pas soumis à des modifications significatives de chargement (chargement répété) ou de température en service. Une attention toute particulière sur l'influence du retrait gêné ou de déformations thermiques doit être accordée dans les éléments de structure susceptibles d'être tendus.

Pour la classe 3, la norme ne précise pas de limite d'ouverture des fissures, mais spécifie que la parfaite étanchéité au liquide contenu requiert des mesures spéciales (par exemple la précontrainte ou les revêtements).

3.1.4.3. Justification de la fissuration

La recherche de maîtrise de la fissuration en béton armé, implique la présence d'une armature adhérente minimale afin de maîtriser la fissuration dans les zones où des tractions peuvent apparaître. Cette quantité peut être estimée en partant de l'équilibre entre les efforts de traction dans le béton juste avant la fissuration et les efforts dans les armatures, tendues à la limite d'élasticité (condition de non-fragilité) ou à une contrainte inférieure du fait de la condition $w_k \leq w_{k1}$ pour la classe d'étanchéité en considération.

Si la section est jugée comme fissurée, l'ouverture des fissures calculée w_k doit rester inférieure à la limite indiquée au tableau 7.5, cela sous des effets d'actions directes auxquels s'ajoutent le cas échéant les effets de retrait à long terme.

a) Maîtrise de la fissuration sans calcul direct

La démarche de l'EC2-1-1 est traduite sous forme des valeurs tabulées, les tableaux 7.37 et 7.38 (chapitre 1, § 3.7.4.3), sont remplacés par deux diagrammes dans l'EC2-3. Elle s'adapte mal au cas des réservoirs.

b) Calcul de l'ouverture des fissures

Les règles de calcul de l'EC2-1-1, portées au chapitre 1 (§ 3.7.4.4), sont rappelées ici :

$$w_k = s_{r,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.49)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.50)$$

La signification des notations est donnée au chapitre 1 (§ 3.7.4.4).

NOTE - Dans le cadre de la maintenance programmée des Eurocodes, ces expressions seront probablement amenées à être modifiées au vu des résultats d'applications déjà faites avec les Eurocodes actuels. Par ailleurs, ces expressions sous leurs présentes formes ne tiennent pas compte des fissurations dues à d'autres causes telles que le retrait plastique ou des réactions chimiques expansives internes au béton durci. Ces phénomènes ont une relative grande influence sur la pérennité des ouvrages réservoirs. Dans l'expression (7.50), le terme à droite de l'inégalité ($0,6 \sigma_s / E_s$) sera modifié, car la limitation à ce niveau est inappropriée aux ouvrages généralement peu fissurés en service.

EC2-3, Annexe nationale (sous réserve de la révision en cours) : L'ouverture des fissures peut être calculée au moyen des expressions suivantes extraites du Code Modèle 2010 [7.22]²² :

$$w_k = 2l_{s,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.51)$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - \beta \cdot \sigma_{sr}}{E_s} \quad (7.52)$$

$$\sigma_{sr} = \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,ef}} (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \quad (7.53)$$

²² FIP Code Modèle 2010 pour les structures en béton.

σ_s , α_e , $\emptyset$, $\rho_{s,ef}$ ont la même définition qu'en 7.3.4 de l'EC2-1-1.

Tableau 7.6 : valeur de τ_{bms} et β pour des barres HA de béton armé

Chargement		Fissuration	
		en développement	stabilisée
instantané et à court terme	τ_{bms} / f_{ctm}	1,8	
	β	0,6	
A long terme et répété	τ_{bms} / f_{ctm}	1,35	1,8
	β	0,6	0,4

$$s_{r,max} = 2l_{s,max} = 2c + \frac{f_{ctm} \cdot \emptyset}{2\tau_{bms} \cdot \rho_{s,ef}} \quad (7.54)$$

Le paramètre β a une nouvelle signification et sa valeur est donnée dans le tableau 7.6, ainsi que pour les paramètres f_{ctm} et τ_{bms} (résistance moyenne d'adhérence acier-béton).

3.1.4.4. Maîtrise de la fissuration due à des déformations imposées gênées

Le contrôle de fissuration du fait des déformations imposées gênées, induites par des variations thermiques ou du retrait du béton, peut être acquis en s'assurant, pour les structures de la :

- Classe 1 (Tab. 7.4) que les contraintes de traction résultant ne dépassent pas la capacité de traction du béton, adaptée le cas échéant à la dispersion pratique de la résistance et/ou à l'état bidimensionnel de contraintes ;

- Classe 2 ou Classe 3, que la section n'est pas tendue, si aucun revêtement n'est utilisé.

Les expressions (7.49) à (7.54), issues du Code Modèle 2010 [7.22], peuvent être étendues pour tenir compte des effets du retrait du béton.

Les effets de retrait du béton peuvent être palliés par des dispositions pratiques contribuant à les diminuer leur développement.

- Le retrait du béton en agissant sur le volume de ciment minimal mais compatible avec les exigences de durabilité et de résistance, l'emploi d'adjuvants réducteurs de retrait, la quantité de fines limitée dans une granulométrie adaptée, ... ;

- La fissurabilité du béton et/ou ses conséquences en favoriser sa déformabilité au jeune âge, le développement rapide de sa résistance à la traction par des cures, l'utilisation de quantités raisonnables de ciment dans formulation du béton pour réduire l'importance du retrait thermique et de séchage à long terme, l'utilisation d'armatures de faible diamètre ou des fibres, ...

- Sur la restreinte préjudiciable entre les parties de l'ouvrage en évitant si possible les connexions non nécessaires mécaniquement entre elles, les déformations différentielles entre parties d'ouvrage (phasages de bétonnage à des moments différents), ... L'Annexe L de l'EC2-3 peut fournir des renseignements utiles à cet égard. En exemple de disposition, afin d'éviter au mieux le gêne au libre retrait d'un radier désolidarisé des parois par frottement au terrain, il convient de l'armer au minimum par des treillis soudés sur les deux faces, même s'il est prévu une pose sur un film de polyéthylène sur lit de sable.

En outre du pourcentage minimal d'armature associé au contrôle de la fissuration (§ 3.1.4.3 du chapitre), les armatures placées doivent aussi respecter les prescriptions de non-fragilité, définies selon la catégorie structurale et le type de chargement. La section des armatures longitudinales tendues n'est pas inférieure au minimum égal à la plus contraignante de ces deux conditions.

3.1.4.5. Prescriptions pour poutres et dalles et pour voiles chargés transversalement à leur plan

Aux dispositions déjà indiquées dans le chapitre 1 (§ 3.8,2), des compléments récents sont apportés.

EC2-1-1, Annexe nationale (projet de révision) : i) La vérification de non-fragilité basée sur le fait que le moment résistant de la section de béton armé fissuré doit être supérieur ou égal au moment M_{cr} de première fissuration de la section. La valeur de M_{cr} est défini par l'expression (7.55), la section travaille en admettant le matériau à la limite de l'hétérogénéité, le béton à sa limite de traction f_{ctm} et les armatures tendues à leur limite caractéristique d'élasticité f_{yk} . Le cas échéant, il est possible de tenir compte d'un effort normal de compression N (>0), pour autant qu'il soit pérenne durant la vie de l'ouvrage. Dans ce cas de section en flexion composée :

$$M_{cr} = \left(f_{ctm} + \frac{N}{S} \right) \frac{I}{v'} \quad (7.55)$$

N est l'effort normal corrélé au moment critique (positif pour une compression et négatif pour une traction) ;

I , l'inertie non fissurée de la section droite ;

v' , la distance du centre de gravité de la section non fissurée à la fibre la plus tendue ;

et S , l'aire de la section droite non fissurée.

De même qu'il convient de tenir compte de tout effort normal de traction N (<0), à l'exception de celui découlant des déformations imposées (effets thermiques, retrait, fluage, tassements différentiels, etc.), en vue de le faire intervenir dans l'expression (7.55).

ii) La section $A_{s,min}$ s'obtient dans le cas de la flexion de la section droite par un calcul de béton armé à partir du moment critique de fissuration :

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d \geq 0,0013 b_t \cdot d \quad (7.56) \text{ ou } ((9.1) \text{ du chapitre } 1)$$

b_t désigne la largeur moyenne de la zone tendue ; pour une poutre en T dont la membrure supérieure est comprimée, seule la largeur de l'âme est prise en compte dans le calcul de b_t .

EC2-1-1, Annexe nationale : L'expression à utiliser pour $A_{s,min}$ est la première partie de celle recommandée (7.62), qui correspond au cas d'une section rectangulaire simplement fléchie. Le terme à droite de l'inégalité n'étant qu'une application de la première pour des valeurs particulières de résistance en traction f_{ctm} et de f_{yk} du tableau 3.1 de l'EC2-1-1 sera modifiée.

Des **armatures transversales** ne sont pas nécessaires lorsque sont employés des treillis soudés ou des barres de diamètre ≤ 16 mm, avec un enrobage de béton supérieur à $2\phi_l$.

Le Fascicule 74 avait prescrit des pourcentages d'armature forfaitaires suivants.

- Le pourcentage géométrique d'armatures (par rapport à la section totale de béton) respecte le principe de non-fragilité des ouvrages en béton armé.
- Le pourcentage mis en œuvre sur chaque face et pour chaque direction, ne peut être inférieur à 0,125 % pour les barres à haute adhérence.
- Dans la partie courante de la paroi, le rapport de la section totale des armatures de chaque direction à la section de la paroi est inférieur à 2 %.

3.1.5 . dispositions constructives pour les réservoirs

3.1.5.1 Dispositions complémentaires relatives au ferrailage de béton armé

Les dispositions générales relatives aux armatures de béton armé selon l'EC2-1-1, sont fournies au chapitre 1 (art. 3.8), notamment pour celles relatives au recouvrement des armatures.

Elles sont complétées pour les réservoirs par les dispositions particulières du Fascicule 74 déjà indiquées ci-dessus plus les suivantes.

- Pour des parois de plus de 150 mm d'épaisseur, l'armature doit être répartie en deux nappes, chacune voisine de chaque parement.
- Dans le cas d'ouvrages circulaires à axe vertical, la nappe intérieure ne comporte pas plus de la moitié de la section totale des armatures horizontales. La section unitaire des barres de répartition est au moins égale au cinquième de la section unitaire des barres d'armatures principales.

- L'espacement des gaines des câbles de post-tension, doit permettre d'assurer une mise en place et un compactage corrects du béton à fins d'obtention d'une adhérence suffisante entre le béton et les armatures.

Dans le cas de réservoirs circulaires avec précontrainte intérieure à la paroi en béton, afin d'éviter tout risque d'éclatement de l'enrobage situé du côté intérieur dû à la poussée au vide des tracés courbes des câbles, le centre de gravité théorique des câbles horizontaux se situe, en règle générale, dans le tiers extérieur de l'épaisseur de la paroi. En cas d'impossibilité, à cause des exigences d'enrobage, le conduit peut demeurer dans la moitié extérieure de l'épaisseur de la paroi.

Généralement le diamètre d'une gaine de précontrainte intérieure, est limité à la valeur maximale égale à k fois l'épaisseur de paroi.

EC2-3, annexe nationale : la valeur recommandée $k = 0,25$ est retenue.

Il convient : - de répartir la force de précontrainte de manière aussi uniforme que possible dans l'épaisseur de la paroi,

- de disposer les ancrages ou les zones d'ancrages de manière à réduire les risques de distribution non uniforme de la force de précontrainte, à moins de mesures spécifiques pour tenir compte de ces effets,

- de prévoir des armatures de béton armé verticales (ou inclinées), en conformité avec les règles de béton armé dans les cas où il n'y a pas de précontrainte verticale (ou inclinée dans les parois inclinées).

Généralement, l'épaisseur des parois latérales n'est pas inférieure à t_1 pour la classe 0, ou à t_2 pour les Classes 1 ou 2.

EC2-3, Annexe nationale : les valeurs recommandées sont retenues $t_1 = 120$ mm et $t_2 = 150$ mm.

3.1.5.2. Dispositions relatives à certains éléments structuraux et règles particulières

Outre des dispositions portées au chapitre 4 (art. 5.3), s'ajoutent les prescriptions suivantes.

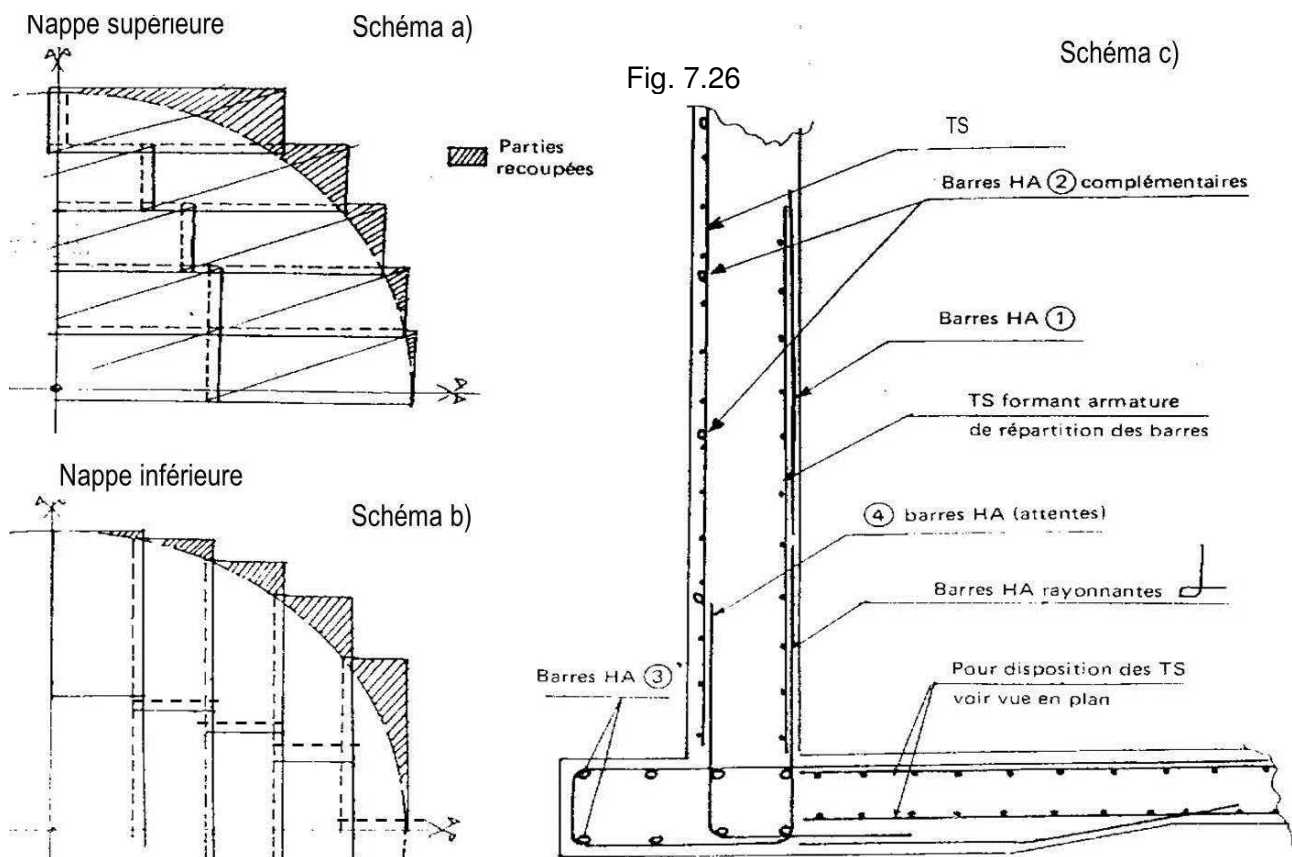
- Aux jonctions monolithiques en angle des voiles soumis à des moments et à des efforts tranchants tendant à ouvrir l'angle (traction en faces internes des voiles), une attention particulière est apportée aux dispositions du ferrailage afin de s'assurer que les efforts de traction en diagonale sont pris en compte. L'utilisation du modèle bielles-tirants est une approche adéquate pour le calcul (art. 2.4 du présent chapitre).

- A défaut de moyens efficaces et économiques possibles de mettre en œuvre par ailleurs pour contrôler la fissuration, les bassins peuvent être dotés des joints de dilatation. Leur conception dépend des conditions de service de la structure et du niveau de risque de fuite acceptable. Par ailleurs, les produits d'étanchéité pour joints ont généralement une durée de vie bien plus courte que la durée d'utilisation de projet de la structure, par conséquent les joints sont conçus de manière à ce qu'ils puissent être contrôlés et réparés ou remplacés (EC2-3, § N(I)). Il est nécessaire de s'assurer que le produit d'étanchéité est compatible avec le liquide à contenir.

3.1.5.3. Exemple de disposition de panneaux de treillis soudés

Les schémas de la figure 7.26, illustrent en exemple le principe de disposition du ferrailage à l'aide de panneaux treillis soudé ($\emptyset 7 \times \emptyset 7$; 150×150) formant les armatures principales d'un réservoir cylindrique de 5000 m^3 . Le radier est d'une épaisseur de $0,15 \text{ m}$, armé en partie supérieure et inférieure. Les directions choisies pour chaque nappe assurent une bonne continuité des armatures.

Les treillis soudés sont des panneaux sur devis (largeur $2,40 \text{ m}$, longueur $7,20 \text{ m}$). Les fils étant porteurs dans les deux directions, la longueur de recouvrement est au moins 220 mm . Après la pose des panneaux inférieurs, ceux-ci sont découpés sur place pour suivre le nu intérieur du voile circulaire. La nappe supérieure est ensuite posée après la mise en place de distanciers.



Dans le voile cylindrique, les panneaux servent de supports à des armatures en barres formant l'armature en cerces. Les sections des cerces complémentaires varient sur la hauteur du voile

3.1.5.4. Support des réservoirs surélevés

Les tours sont calculés par application des règles de l'EC2-1-1. La justification aux ELU prend en compte l'excentrement des charges dû à la rotation de la fondation, à la déformation du support et à l'imperfection géométrique initiale prévue dans ces règles. Dans le cas des tours, cette imperfection consiste à prendre une inclinaison d'ensemble initiale θ_0 .

EC2-1-1, Annexe nationale : La valeur de θ_0 à utiliser est celle recommandée $\theta_0 = 1/200$. Pour le calcul de stabilité, l'excentricité due à des imperfections géométriques est au moins 20 mm.

Ces éléments sont par ailleurs vérifiés aux ELS d'ouverture des fissures de 0,2 mm au maximum. Au niveau des ouvertures, la correcte transmission des efforts s'effectue par un renforcement des armatures et éventuellement par une poutraison.

Selon l'EC2-1-1 [1], la durabilité de cette partie de l'ouvrage, fonction de la durée d'utilisation, doit être définie dans les documents de particuliers du projet.

Pour les voiles réalisés à l'aide de coffrages glissants (chapitre 4, titre 4):

- leur épaisseur n'est pas inférieure à t_2 ;
- et, les trous laissés par les tubes pour tiges de levage sont rebouchés avec un coulis approprié.

EC2-3, Annexe nationale : la valeur recommandée est retenue $t_2 = 150$ mm.

3.1.6 . dispositions particulières aux piscines

Les dispositions détaillées dans le paragraphe précédent (§ 3.1,5 du chapitre) pour les réservoirs restent applicables aux piscines [7.23]²³, avec les aménagements suivants.

²³ Cahier des charges applicable à la construction des bassins de piscines à structure en béton. Institut technique du

- L'épaisseur minimale des parois est fixée à 120 mm.
- Le pourcentage minimal des armatures horizontales des parois peut être celui fixé par la condition de non-fragilité pour la traction simple.

Les bassins destinés à contenir de l'eau de mer, sont de la classe d'exposition est :

- XS2 , pour la partie immergée en permanence ;
- et SX3 , pour les parties soumises à des projections où à des embruns.

L'enrobage des treillis soudés proches des parois intérieures, est déterminé suivant les dispositions indiquées au chapitre 1 (§ 2.3,1).

Lorsque les murs périphériques sont solidaires du radier, il y a lieu de prévoir un chaînage ou une lisse en tête de ces murs : zone définie sur la figure 7.27. Cette zone est munie d'une section d'armatures filantes (en mm^2) au moins égale à h_o^2 , h_o est la largeur du mur en cm. Dans le cas où les parois sont coulées en différents tronçons avec des joints de clavetage tous les x mètres ($x \leq 15$ m), le pourcentage minimal peut être multiplié par $x/15$, en restant dans tous les cas supérieur à 0,2 %.

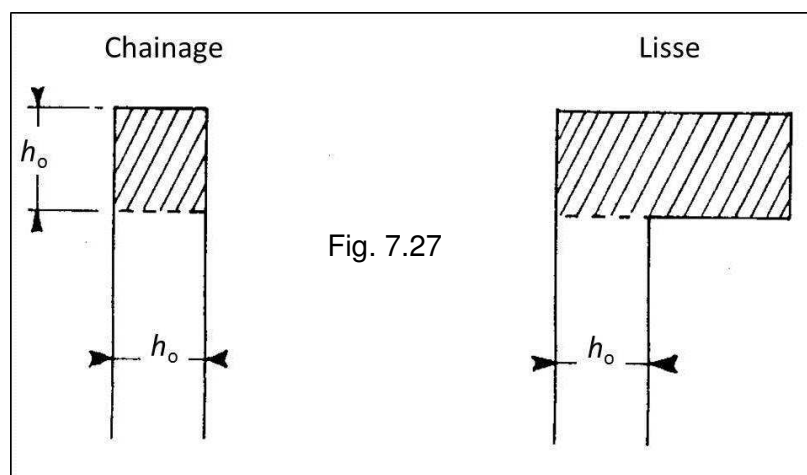


Fig. 7.27

Les radiers reposant sur le sol, doivent être monolithes et solidaires des parois verticales. La section d'armatures résultant du pourcentage minimal prescrit pour les radiers des réservoirs, et n'est pas inférieure à $600 \text{ mm}^2/\text{m}$, dans le cas des bassins de plus 50,0 m de longueur et non couverts de façon permanente.

3.1.7 . cuvelages

Le cuvelage concerne la structure résistante et les retours de la partie immergée du bâtiment. Le plus souvent, un revêtement de cuvelage peut être d'imperméabilisation ou d'étanchéité à l'eau à l'état liquide. Les travaux de cuvelage des parties immergées des bâtiments font l'objet de la norme NF DTU 14.1 [7.12]. La norme distingue les différents types de cuvelages, avec revêtement d'imperméabilisation ou d'étanchéité, et à structure relativement étanche.

Le **revêtement d'imperméabilisation** ou **revêtement d'étanchéité** sont définis au § 3.1.4.1 du chapitre. Un **cuvelage à structure relativement étanche** ne comporte pas de revêtement, pour lequel un faible passage d'eau (de l'ordre de 1 à 2 litres/ m^2 /jour) est toléré.

3.1.7.1 . niveaux des eaux

a) Cas des **eaux souterraines**, les différents niveaux définis dans l'Annexe nationale de l'EC0 (§ 3.1.2.1 du chapitre), sont ainsi adaptés.

- Le niveau quasi-permanent EB (basses eaux) ;
- Le niveau caractéristique EH (hautes eaux) ;
- Le niveau accidentel EE. Le niveau accidentel, exceptionnel et conventionnel EE, correspond au niveau au niveau des plus hautes eaux connues et/ou prévisibles. Si nécessaire, il doit donc être prévu dans la structure, un dispositif d'écoulement empêchant l'eau d'exercer une action plus élevée.

Dans le cas où les effets d'inondation des locaux sont tolérés et ils sont écrêtés par des orifices (ou par tout autre dispositif équivalent). Ces derniers doivent être convenablement dimensionnés de façon que le niveau EE - éventuellement le niveau EH - soit pris égal à celui situé à 50 cm au-dessus du niveau du fil d'eau de ces orifices.

b) Dans le cas des **eaux de ruissellement et d'infiltration**, le niveau EB correspondent à des actions permanentes. Ce niveau correspond par exemple au fil d'eau des barbacanes ou du réseau de drainage extérieur, au niveau de l'exutoire naturel des couches perméables environnant, ...

Les documents particuliers du marché (DPM) doivent préciser dans le cas d'une nappe, les niveaux EB, EH et EE, et dans le cas des eaux de ruissellement et d'infiltration, le niveau EB.

Pour la conception des cuvelages, il sera retenu le niveau (noté par convention par E) :

- EE, dans le cas d'une nappe phréatique;
- et EB, dans le cas d'eaux d'infiltration ou de ruissellement.

Le niveau EB donne les actions permanentes. La différence EH - EB définit l'action variable. La différence EE - EB définit l'action accidentelle.

L'action de l'eau se définit par ses niveaux définis au paragraphe précédemment.

3.1.7.2. Règles techniques de conception et de calcul

a) Combinaisons d'actions de calcul.

Certaines des règles établies pour les réservoirs de classes d'étanchéité 0 et 1, issues de l'EC2-1-1 ainsi que de l'EC2-3, peuvent être utilisées. Le projet de révision de la norme DTU 14.1 [7.20], a proposé des aménagements et/ou compléments plus à jour sont repris ci-après.

Pour se référer à la classification des exigences en matière de fuite, qui figure dans l'EC2-3, on peut considérer que

- les cuvelages avec revêtement d'imperméabilisation sont de classe d'étanchéité 2 ou 3, ceci étant dû pour une part à la maîtrise de la fissuration des parois du côté recevant le revêtement en contact et pour une autre part à l'existence du revêtement.
- les cuvelages à structure relativement étanche sont de classe d'étanchéité 1, ceci étant dû à la maîtrise de la fissuration des parois du côté en contact avec la nappe.
- les cuvelages avec revêtement d'étanchéité sont de classe 3, ceci étant dû pour l'essentiel au revêtement d'étanchéité extérieure.

En combinaison fondamentale ELU STR, lorsque l'eau est l'action variable de base, les coefficients partiels γ sur les actions sont de 1,5 pour sa partie variable et 1,35 pour sa partie permanente. Lorsque l'eau est l'une des actions variables d'accompagnement, le coefficient partiel ψ_0 associé, est pris égal à 0,77.

En combinaison d'actions pour situations accidentelles, lorsque l'eau est la cause de l'action accidentelle, le niveau de référence est le niveau E, le coefficient partiel $\gamma = 1$. Les coefficients γ_M sont ceux de l'EC2-1-1 (1,2 pour le béton et 1 pour l'acier. Si l'eau est une action accompagnante, il sera retenu comme valeur fréquente et comme valeur quasi-permanente la différence des niveaux EH – EB.

Aux ELU d'équilibre statique EQU, à chaque point porteur, la valeur de la combinaison des actions stabilisantes (charges verticales descendantes caractéristiques) $E_{d,stab}$ dépasse au moins

1,05 fois celle de la combinaison des actions déstabilisantes $E_{d,dtb}$ dues à des poussées ascendantes nominales de l'eau supposée au niveau E (le niveau le plus haut pouvant être atteint par la nappe autour du bâtiment) : $E_{d,dtb} \geq E_{d,dtb}$

b) Etat limite de service vis-à-vis de l'ouverture des fissures

Les règles de calcul aux ELS indiquées ci-après de l'ouverture des fissures, proviennent des normes EC2-1-1 et EC2-3.

Les effets d'action sont calculés avec des combinaisons d'actions suivantes :

- des charges permanentes, affectées du coefficient partiel égal à 1 ;
- de l'action de retrait résiduel dans le cas de radier gêné ou de radier coulé sur des distances entre joints de dilatation supérieures aux valeurs usuelles des dimensions entre joints prévues par les règles de béton armé en vigueur pour les superstructures. Les valeurs de retrait sont données dans la EC2-1-1 qui peuvent être minimisées par des dispositions pratiques au bétonnage ;
- de l'action de l'eau, affectée du coefficient partiel égal à 1 ;
- de l'action latérale des terres, affectée du coefficient partiel égal à 1 ;
- et d'autres actions variables affectées du coefficient partiel $\psi_0 = 0,77$ en général.

L'état limite d'ouverture des fissures est défini par les 4 vérifications ci-après, concernant la structure résistante située sous le niveau de l'eau envisagé.

- Contrainte limite de traction de l'armature (MPa) : $\min \{2f_{yk}/3 ; \sigma_{s,lim}\}$ (7.57)

Le côté tendu de la section droite se trouve :	Contrainte limite (MPa) : $\min \{2f_{yk}/3 ; \sigma_{s,lim}\}$	
	Niveau d'eau	$\sigma_{s,lim}$ (MPa)
du côté recevant le revêtement d'imperméabilisation.	E	200
du côté en contact avec l'eau.	EB	200
	EH	300
	E	400

- La condition d'un minimum d'épaisseur, à observer pour des sections droites tendues en parement recevant le revêtement d'imperméabilisation, établie avec la section homogénéisée sans tenir compte les effets de déformations imposées (résultant du retrait gêné ou de la température, ...), est :

$$|\sigma_{ct}| \leq \theta \cdot |f_{ctm}| \quad (7.58)$$

avec $\theta = 1$ pour la traction simple ;

$\theta = 1 + 1,33e_o/h_o$, pour la flexion plane composée avec la force de traction excentrée $e_o \leq 0,5h_o$;

$\theta = 1,67$: pour d'autres cas.

- Le pourcentage minimal d'armatures, à déterminer pour les sections droites tendues du côté recevant le revêtement d'imperméabilisation - l'eau étant prise à son niveau E - est déduit du § 3.7,4.2 du chapitre 1 (ou § 7.3.2 de l'EC2-1-1). Cette prescription de pourcentage minimal ne s'applique pas à la zone des joints verticaux séparatifs entre panneaux constituant une paroi moulée.

- Dispositions constructives associées. Dans les zones où la paroi est armée, la distance libre entre les fils des treillis soudés ne peut pas excéder pour chaque lit dans les sens principal porteur : $\min(0,33 \text{ m} ; 1,5h_o)$ et dans celui de la répartition : $\min(0,45 \text{ m} ; 1,5h_o)$.

Il y a peut-être lieu de moduler les espacements en fonction de la hauteur d'eau de calcul, de contact ou non avec le liquide, la traction maximale de traction de l'armature, ...

3.1.8 . prise en compte des effets sismiques

Lorsque les effets sismiques sont à prendre en compte, les vérifications précédentes sont à compléter par celles prescrites par la réglementation [20] et les règles parasismiques en vigueur, les normes EC2 [7.1] et EC8-1 [7.21] pour les ouvrages en béton. La partie EC8-4 [7.24]²⁴, spécifie les principes et les règles d'application pour le calcul sismique, sous l'aspect structurel, d'installations comprenant des réservoirs de stockage de types et destinations différents, aussi bien que des ouvrages indépendants, comme par exemple des châteaux d'eau isolés ayant une destination particulière. Elle contient les critères et les règles supplémentaires prescrites pour le calcul sismique de ces structures, sans restriction concernant leur dimension, leur type ou autres caractéristiques fonctionnelles.

Au séisme l'analyse rigoureuse du comportement des réservoirs est plus complexe pour que pour tout autre ouvrage de construction. Car en outre des effets inertiels inhérents, un évènement sismique engendre des effets hydrodynamiques (Ballotement), phénomènes d'interaction dynamique entre le mouvement du fluide contenu et les déformations alternées des parois du réservoir et du sol de fondation, incluant de soulèvement possible. La résolution du problème est d'une considérable complexité analytique exigeant des ressources de calcul et des efforts peu courants de calcul, néanmoins des approches sont proposées et publiées [7.25, 7.26]^{25 26}.

3.2. SILOS

Les silos servent à stocker de très diverses matières, pulvérulentes ou granulaires. Les études effectuées sur ce type d'ouvrages considèrent en général des produits stockés ayant un comportement sans cohésion, le contenu exerce alors sur les parois du contenant une pression normale. Alors les matières ensilées qui ne satisfont pas à l'hypothèse de non-cohésion, nécessitent pour leur stockage des dispositions et précautions complémentaires à cette courte présentation.

Si les dimensions en plan d'un silo sont grandes vis-à-vis de sa hauteur (exemple : diamètre 20 m pour une hauteur de 4 à 5 m), pratiquement la poussée pourrait être déterminée comme pour un mur de soutènement où l'angle de frottement interne et le poids volumique de la matière ensilée seraient substitués à ceux du remblai (chapitre 5). Dans les autres cas, la poussée doit être évaluée d'une manière spécifique.

3.2.1 . règles de calcul et textes utiles

En France, des professionnelles de conception et de calcul des silos en béton sont établies en 1975 et révisées en 1986 [7.27]²⁷. Elles ont fixé de manière indissociable : un domaine de définition du silo, une méthode de calcul des pressions exercées sur les parois, ainsi que des valeurs numériques conventionnelles pour les paramètres caractérisant un certain nombre de produits couramment ensilés et des coefficients numériques à prendre en compte pour l'interaction nature du produit nature de la paroi. Ces Règles, auxquelles il convient de se reporter pour de plus amples détails, s'appliquent uniquement aux produits pulvérulents et excluent de leur domaine d'application ceux qui possèdent ou peuvent acquérir une cohésion.

²⁴ NF EN 1998-1 (Eurocode 8) : *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*. Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations

²⁵ J. D. LEBON : *Réservoirs tronconiques en zone sismique. Application de la méthode d'Housner*. 1991. Annales ITBTP.

²⁶ V DAVIDOVICI & A. HADDADI : *Calcul pratique de réservoirs en zone sismique*. Annales de l'ITBTP, TMC n° 256 (1982).

²⁷ *Règles professionnelles de conception et de calcul des silos en béton armé ou précontraint*. Annales de l'ITBTP, sept ; 1968, révisé en 1986.

Depuis fin mars 2010, les normes Eurocodes ont remplacé les documents nationaux existants pour la conception et le calcul des silos. Les actions pouvant survenir en exploitation dans les silos, sont définies dans la norme EC1-4 [7.15], les règles de calcul du béton sont dans l'EC2-3 [7.13]. Les publications anciennes peuvent encore présenter un intérêt du point de vue informatif des technologies [29] et des indications pratiques complémentaires.

L'exploitation des silos exige de prendre en compte les aspects suivants.

- Deux états distincts de contraintes sur la paroi, l'un au remplissage et l'autre à la vidange.
- Afin de préserver les matériaux pulvérulents ensilés, les structures silos stockant sont classées selon la norme EC2-3 [7.25] en fonction du degré de protection requis vis-à-vis des fuites et d'étanchéité contre de possibles venues d'humidité extérieure. La classification du Tableau 7.4 est applicable.

Pour les silos, les DPM préciseront le degré de fissuration admis pour chaque ouvrage ou partie d'ouvrage en tenant compte de la classe d'exposition. Les ouvrages ou parties d'ouvrages peuvent être rangés dans les mêmes classes que celles définies pour l'étanchéité des réservoirs avec les mêmes recommandations relatives au contrôle de la fissuration. En principe les silos contenant des matières sèches peuvent généralement être conçus en classe d'étanchéité 0, l'utilisation des classes (1, 2 ou 3) peut se révéler judicieuse lorsque la matière stockée est particulièrement sensible à l'humidité.

Pour la maîtrise de la fissuration, il est possible d'employer les dispositions afférentes de l'EC2-1-1 dans le cas de la classe d'étanchéité 0, et celles du § 3.1.4 du chapitre pour les autres classes.

Par ailleurs, la nécessité de durabilité de l'ouvrage requiert de prendre en compte les phénomènes d'abrasion de la face interne des parois d'un silo pouvant causer la contamination des matériaux stockés ou conduire à une réduction significative de l'enrobage des armatures. L'abrasion peut se produire par :

- usure mécanique liée aux processus de remplissage et de vidange ;
- attaque physique liée à l'érosion et à la corrosion se produisant avec les variations de température et d'humidité ;
- attaque chimique liée à la réaction entre le béton et le matériau stocké.

Il convient d'examiner les risques d'explosion du silo due à la poussière des matériaux stockés. La situation est considérée comme accidentelle. La norme EC2-3 indique les principes de dimensionnement pour les explosions.

Il convient généralement que l'épaisseur latérale de parois latérales des silos contenant des pulvérulents ne soit pas inférieure à t_1 mm pour la classe 0 ou à t_2 mm pour les classes 1 ou 2. Il convient que l'épaisseur des voiles réalisés à l'aide de coffrages glissants ne soit pas inférieure à t_2 mm quelle que soit la classe, et que les trous laissés par les tiges de levage soient rebouchés avec un coulis approprié.

EC2-3, Annexe nationale : les valeurs de t_1 et t_2 à utiliser sont les valeurs recommandées $t_1 = 120$ mm et $t_2 = 150$ mm.

3.2.2 . ferrailage du silo

a) Généralités

Le recours au treillis soudé est en général possible quelle que soit l'importance de l'ouvrage. Cependant, dans le cas des grands silos réalisés en coffrage glissant, les projeteurs hésitent à l'utiliser du fait de la présence des vérins de levage qui rendent plus difficile la conception et la mise en œuvre des panneaux. Malgré cette difficulté, les treillis soudés restent une solution économique pour le ferrailage des silos, tout comme armature passive des grands silos précontraints.

Dans le cas de petits silos agricoles (de 5,0 à 6,0 m de hauteur), l'emploi de treillis soudés est particulièrement aisé, comme le montre l'application traitée ci-après qui présente ainsi quelques dispositions pratiques de ferrailage.

b) Exemple

i) Données (Fig. 7.28) : - L'ouvrage est un silo agricole cylindrique de 6,0 m de hauteur, de paroi d'épaisseur: 0,12 m.

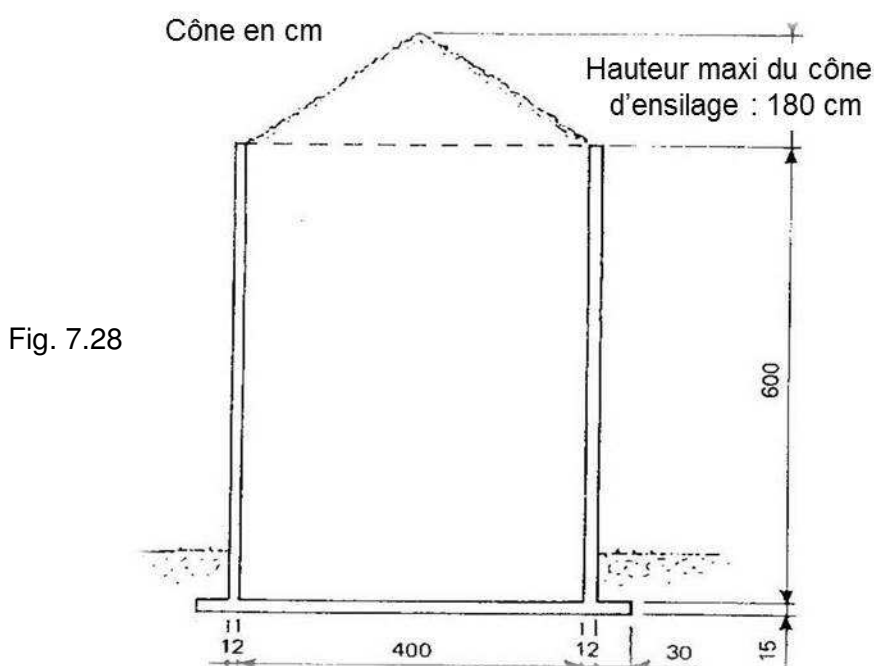
- La paroi verticale est un cylindre de diamètre intérieur 3,80 m, lié à un fond horizontal (la capacité de stockage est de 500 quintaux (500 kN), en tenant compte du cône supérieur d'ensilage).

- L'extraction des produits est accessible par le haut ouvert, à l'aide d'un tube aspirant ou d'une vis.

- Matériaux : béton C25 ($f_{ck} = 25$ MPa ; $f_{ctm} = 2,5$ MPa) et acier d'armature B500 ($f_{yk} = 500$ MPa).

- Les effets thermiques sont négligeables, l'ouvrage est à l'abri. La classe d'étanchéité retenue est la classe 0.

ii) Détermination des armatures principales. La pression calculée à la base du silo s'élève à $p = 51,7$ kN/m². Les résultats du calcul des effets d'actions, ont permis de déterminer les sections des armatures principales qui sont présentées à la figure 7.29.



iii) Disposition du treillis soudé. L'ouvrage étant de la classe d'étanchéité 0, son ferrailage est déterminé par un calcul aux ELU, avec un coefficient partiel $\gamma_Q = 1,5$.

La résolution des effets d'actions, peut être effectuée avec les règles de Résistance des matériaux. Les sections des armatures pour les zones critiques s'en déduisent par les règles de calcul du béton armé (Fig. 7.29). Il est préférable d'avoir une nappe sur chaque face bien qu'ici, l'épaisseur n'est que 0,12 m, avec des diamètres faibles des fils.

- La section calculée des cerces pour équilibrer la traction circulaire est de $A_s = 2,62$ cm²/m, mais la contrainte de traction calculée en section homogénéisée n'est que 0,91 MPa, soit $0,35f_{ctm}$. La fissuration (verticale) est peu probable, néanmoins une section de 3,96 cm²/m d'armature est placée, c'est la somme de 1,42 (ST 15C trame) + 2,54 (ST 60C trame) = 3,96 cm²/m.

- La section des aciers verticaux pour la flexion à l'encastrement du voile au radier du côté intérieur :

$A_s = 1,07$ cm²/m. Avec des barres HA8 espacées tous les 0,20 m la section vaut $A_s = 2,51$ cm²/m. La section minimale requise (chapitre 1, expression (9.1)) est de 1,08 cm²/m.

- Aciers verticaux pour la reprise du moment fléchissant en parement externe, l'aire calculée vaut

$A_s = 6,40 \text{ cm}^2/\text{m}$, soit en parement extérieur un panneau ST 60 ($A_s = 6,36 \text{ cm}^2/\text{m}$, s'étendant sur les 6,00 m de la hauteur. La section minimale requise pour la condition de non-fragilité est de $1,08 \text{ cm}^2/\text{m}$ (chapitre 1, expression (9.1)).

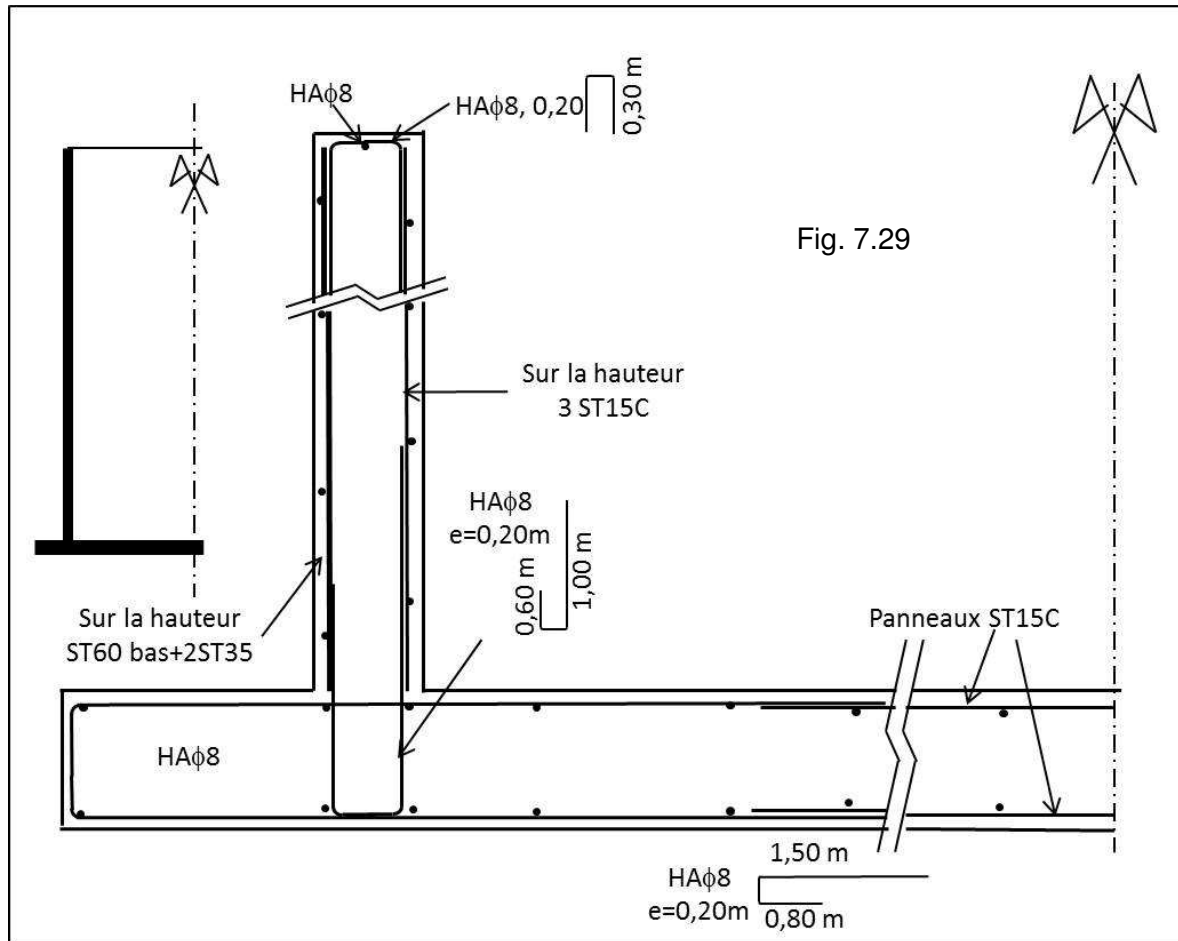


Fig. 7.29

iv) Vérification de la fissuration en parement interne. La valeur du moment fléchissant à l'ELS qui s'élève à $M_{Ed,s} = 2,74 \text{ kN.m/m}$, n'entraîne qu'une faible traction du béton de $1,14 \text{ MPa}$. Cette intensité est trop faible pour induire une probable fissuration du béton ($\approx 0,44f_{ctm}$).

3.2.3 . prise en compte des effets sismiques

Les projets en zone sismique, doivent être conformes aux textes normatifs [24] et réglementaires (décrets et arrêtés) en vigueur [7.21, 7.28]²⁸.

3.3. TUNNELS – GALERIES ET VOUSSOIRS

Les tunnels, galeries, certains ouvrages hydrauliques (émissaires), et les ponts en cadres fermés ou ouverts, sont des exemples de grandes sections tubulaires.

Les voussoirs préfabriqués pour viaducs sont des sections tubulaires de plus faibles dimensions. Dans la même catégorie, on trouve les galeries techniques couléées en place ou préfabriquées

²⁸ Arrêté du 23/02/07 modifiant l'arrêté du 29 mars 2004 relatif à la prévention des risques présentés par les silos de céréales, de grains, de produits alimentaires ou de tous autres produits organiques dégageant des poussières inflammables.

a) Pour les **tunnels et galeries** réalisés en souterrain, le béton armé mis en œuvre peut ne constituer qu'un simple revêtement. Dans ce cas, l'épaisseur de ce revêtement est en général d'une quinzaine de centimètres.

La section des armatures est faible. Il est cependant souhaitable d'avoir un volume relatif minimal d'armature dans chaque direction, soit 0,05 à 0,1 % dans le sens longitudinal de l'ouvrage, et 0,2 à 0,4 % dans le sens transversal.

Pour un revêtement de 15 cm d'épaisseur, un panneau ST 35 est normalement suffisant. Un complément d'information sur ces ouvrages, est donné dans le titre 4 du chapitre.

Lorsque l'on réalise une véritable voûte en béton armé, les sections des treillis soudés doivent être déterminées à partir de calculs justificatifs qui sont conduits suivant la théorie des états-limites, en s'assurant que les volumes relatifs minimaux indiqués précédemment sont respectés.

Ces ouvrages sont réalisés en utilisant des produits sur stock ou des panneaux sur devis.

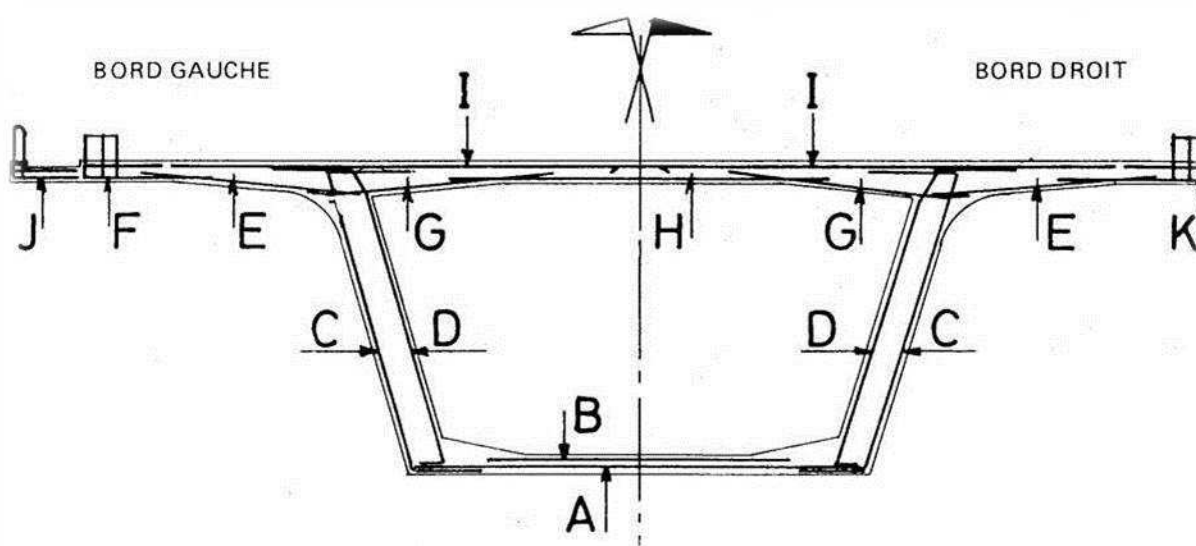


Fig. 7.30

PANNEAUX TYPE	NOMBRE DE PANNEAUX	POIDS T.S.	TOTAUX FeE	PANNEAUX TYPE	NOMBRE DE PANNEAUX	POIDS T.S.	TOTAUX FeE
A	163	11284		D.9	6	436	
B	163	7319		D.10	2	163	
C	166	18082		D.11	1	81	
C.1	74	11448		D.12	1	81	
C.2	66	5144		D.13	4	341	
C.3	34	3715		D.14	4	341	
D	38	2869		E	326	8891	
D.1	26	1856		F	153	16400	3840
D.2	4	338		F.1	10	1213	251
D.3	52	2106		G	326	8976	
D.4	29	2106		H	163	20470	
D.5	29	5414		I	326	35396	
D.6	26	1707		J	163	3636	1131
D.7	26	2027		K	163	18379	5120
D.8	64	4465		Poids total (kg)		194684	10342

b) Pour les **autres ouvrages de section tubulaire**, il convient en général d'utiliser des produits sur devis, ce qui permet de mettre en œuvre le tonnage minimal de treillis soudé. Dès que le nombre d'éléments semblables est assez élevé, les délais de fabrication des panneaux sur devis n'empêchent pas une diminution des temps globaux de mise en œuvre. Cette solution conserve donc tous ses avantages.

Par exemple, pour un viaduc à inertie constante, le profil et le nombre important de voussoirs, 163 pièces, ont permis de proposer une solution industrielle. En effet, il suffit d'atteindre 50 kN par échantillon pour que la solution en treillis soudés sur devis soit économique. La coupe de principe d'un voussoir, est représentée à la figure 7.30, et le ferrailage montrée sur les figures 7.31.

Sur chaque voussoir type, chaque panneau est repéré au moyen d'une lettre suivie éventuellement d'un nombre, les panneaux d'une même famille (forme, section des fils) portent la même lettre. Pour fabriquer tous les voussoirs, 29 types de panneaux seulement, appartenant à 11 familles, ont été nécessaires.

Pour ces ouvrages, l'emploi de treillis soudés est recommandé. Même lorsque l'ouvrage est à inertie variable, les treillis soudés demeurent intéressants. En effet, dans ce cas, revenir à des armatures en barres ne simplifie pas le problème : quelle que soit la solution adoptée, le nombre de panneaux à mettre en œuvre lors de la préfabrication demeure important.

4 . UTILISATION DU BÉTON PROJETÉ ET DU TREILLIS SOUDÉ POUR LA RÉALISATION OU LA RÉPARATION DES STRUCTURES, LE RENFORCEMENT

4.1. PRÉAMBULE

La construction ou le renforcement d'ouvrages en béton ou en maçonnerie au moyen de la technique de projection du béton, est une technique est assez ancienne. Les premières applications remontent en effet à 1907, aux Etats-Unis. En France, cette technique fut utilisée pour la première fois lors des travaux du tunnel ferroviaire de Puymorens (1921). Elle a fait l'objet de normes harmonisées NF EN 14487 [7.29]²⁹ et de Guides techniques professionnels du Syndicat National des Entrepreneurs Spécialistes de Travaux de Réparation et Renforcement de Structures (STRRES) [7.30]³⁰ et de l'ASsociation pour la QUALité de la PROjection (ASQUAPRO) des mortiers et bétons [7.31]³¹. La projection du béton peut être à l'origine de risques spécifiques vis-à-vis de l'hygiène et de la sécurité, les documents de l'ASQUAPRO qui informent sur les dispositions à prendre pour se prémunir contre ces risques et ainsi que des aspects technologiques particuliers. A cet égard notons que le développement de robots de projection mobiles permet de réduire efficacement les dangers de chantiers.

²⁹ NF EN 14487-1: Béton projeté - Partie 1 (2006) : *définitions, spécifications et conformité*. Partie 2 (2007) : *exécution*.

³⁰ Guide N°5 : *Béton projeté*, STRRES.

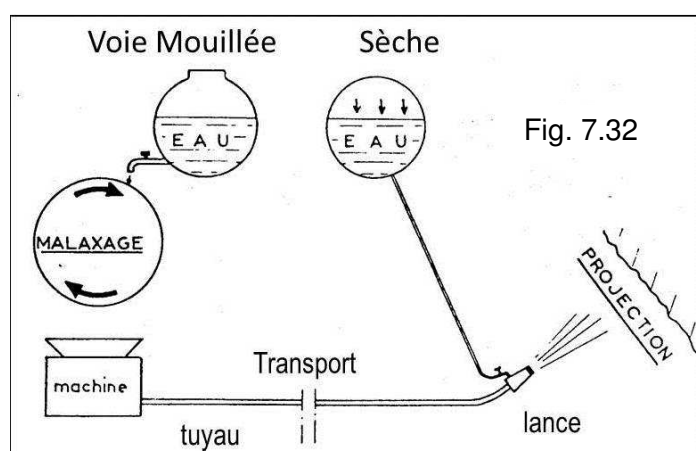
³¹ Guides de l'ASQUAPRO : *Recommandations pour la prévention, l'hygiène et la sécurité lors des projections de mortiers et bétons*. Editées par l'ASsociation pour la QUALité de la PROjection des mortiers et bétons.

Brièvement, sont employées actuellement, deux techniques avec des variantes qui se différencient quant au moment de l'introduction de l'eau de gâchage dans le matériau : la voie sèche et la voie mouillée.

4.2. DESCRIPTION DES MÉTHODES

4.2.1 . projection par voie sèche

Dans la projection par voie sèche, le mélange de ciment, de granulat et éventuellement d'adjuvants en poudre, non additionné d'eau au moment du malaxage, est propulsé par de l'air comprimé dans la conduite menant à la lance où l'eau nécessaire est ajoutée (Fig. 32). La machine propulse, sur des distances parfois très importantes (jusqu'à 500 m horizontalement ou 100 m verticalement), le mélange jusqu'à la lance de projection. La technique de projection par voie sèche en employant du béton renforcé de fibres métalliques permet de réaliser des coques minces sur les intrados des tunnels à réparer.

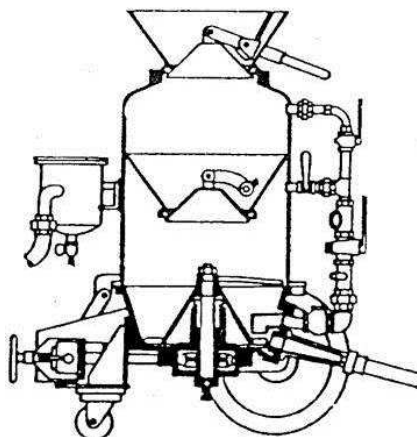


Dans la méthode dite de projection par voie mouillée, le mortier ou le béton gâché est transporté jusqu'à la lance soit par pompage (flux dense) soit par de l'air comprimé (flux dilué).

Deux types de machines à projeter assurant le soufflage du mélange ciment-granulats dans le flexible de transport sont couramment utilisées dans ces deux méthodes.

- Les machines à sas (Fig. 7.33) , ont permis un fonctionnement continu et une régularité du débit.

Fig. 7.33 : Machine à sas



- Les machines à rotor plus puissantes et plus faciles d'emploi, cylindre à axe vertical percé d'alvéoles sur sa périphérie (machine à barillet), ont un débit fonction de la vitesse de rotation du rotor et de la capacité des alvéoles recevant le mélange ciment-granulats. Créée en 1947, la machine à rotor marque le véritable essor du béton projeté par voie sèche et la fin de la machine à vis. Par cette technique il est possible de conjuguer la continuité du chargement, avec un débit élevé de projection et sur des distances parfois très importantes (jusqu'à 500 m horizontalement ou 100 m verticalement).

4.2.2 . projection par voie mouillée

Lorsque des pompes ont été employées pour pousser, dans un tuyau, un béton pompable, projeté à sa sortie grâce à une injection d'air comprimé dans la lance, la méthode a été appelée projection par voie mouillée. Elle permet d'obtenir des débits encore plus importants qu'avec des grosses machines à rotor de la voie sèche.

Dans la projection par voie mouillée, la machine propulse le mélange ciment, granulats, eau sans accélérateur de prise préalablement gâché selon les procédés traditionnels. Deux techniques variantes peuvent être utilisées :

- la voie mouillée à *flux dilué* : l'air comprimé introduit dans la machine propulse par sa détente le mélange dans la conduite tout en l'aérant. Le mélange se trouve ainsi en suspension dans le flux d'air. Une addition complémentaire d'air comprimé à la lance est généralement nécessaire ;

- la voie mouillée à *flux dense* : la propulsion du mélange est assurée par une pompe à béton. La conduite ne reçoit pas d'air. L'air comprimé n'est introduit qu'à l'entrée de la lance, de même, éventuellement, grâce à des dispositifs spéciaux, que les adjuvants accélérateurs de prise.

L'utilisation des superplastifiants a permis de pomper des bétons fluides sans que le dosage en eau soit excessif. L'automatisation du dosage des adjuvants liquides à la lance et, surtout, le changement de la nature chimique des accélérateurs, ont éliminé le risque de chute de résistance du béton. Les additions ultrafines, en particulier les fumées de silice, ont également permis d'améliorer la qualité du béton projeté.

4.2.3 . processus de mise en œuvre du béton projeté

Dans la mesure du possible, la lance de projection doit être tenue perpendiculairement à la surface à traiter à une distance de celle-ci comprise entre 0,50 et 1,50 m. La projection verticale vers le bas n'est pas recommandée. Il faut chercher à réaliser, avec un nombre de passes le plus faible possible, une couche d'enrobage régulière et compacte d'épaisseur requise. Le talochage est à éviter.

4.2.3.1 . Projection par voie sèche

La vitesse du mélange à la sortie de la lance, est de l'ordre de 100 m/s. Elle décroît plus rapidement pour un mélange de faible masse (eau, fines, ciment) qu'avec de gros granulats. Il se forme alors sur la surface d'application une fine couche de pâte formée par l'eau et le ciment, qui retient instantanément les granulats fins, mais sur laquelle les gros granulats commencent par rebondir. Au fur et à mesure que la couche s'épaissit, martelée par les gros granulats elle finit par les retenir. Les avantages sont :

- un serrage énergétique dû à la grande vitesse de projection ;
- une bonne adhérence due à la richesse en ciment dans la zone superficielle de contact de la surface traitée ;
- un risque limité de fissuration par la diminution de la teneur en ciment dans la couche voisine du parement externe.

Du fait de l'enrichissement en ciment au voisinage de la surface d'application, le dosage initial en ciment du béton à projeter peut être limité.

4.2.3.2. Projection par voie mouillée

Les vitesses de transport (inférieure à 1 m/s) et de projection sont nettement plus faibles que dans le cas précédent. Le mélange ayant sa composition définitive au passage de la lance et le béton perdu par rebond ayant le dosage du béton définitif, font qu'il n'y a pas de surdosage dans la zone de contact avec la surface d'application.

La fabrication du béton est semblable à celle du béton traditionnel des bétons coulés pompés mais il est nécessaire d'intégrer les contraintes de tenue du béton frais sur le support. Afin d'assurer cette exigence il est nécessaire de recourir à des adjuvants spécifiques et/ou des additions pour donner au mélange la consistance plastique appropriée. L'emploi d'adjuvants [32]³² permet d'obtenir la maniabilité désirée, avec un dosage en eau aussi faible que possible. néanmoins pour obtenir des performances mécaniques équivalentes à celles d'un béton projeté par voie sèche, il est nécessaire d'augmenter le dosage du ciment.

En flux dense, une consistance correspondant à un affaissement au cône de 12 cm est couramment admise.

4.2.3.3. choix du procédé

Le choix de la technique à utiliser va dépendre : - du matériau à projeter,

- de la nature des travaux à effectuer,
- des matériaux, du matériel, de la qualification des ouvriers de l'entreprise,
- du prix réel des travaux

Les critères du choix résultent des avantages et inconvénients respectifs des deux procédés, sont résumés dans le tableau suivant :

Voie sèche	Voie mouillée
Avantages - Possibilité d'utiliser : • des granulats de grande dimension (15 à 20 mm) • un dosage relativement faible en ciment, • un faible rapport E/C. - Grande vitesse de projection assurant : • un compactage énergique de la couche projetée (réduction du retrait), • une bonne adhérence, • la pénétration à grande profondeur à l'intérieur des fissures, joints ou anfractuosités. - Possibilité de projeter même en plafond sans accélérateur de prise ni durcisseur Faiblesses - Pertes importantes par rebondissement. - Production de poussières	Avantages - Composition uniforme de la couche projetée - Pertes limitées par la faible vitesse du jet. - Pas de rebondissement violent. - Pas de production de poussières Faiblesses - Dosage en eau et en ciment plus élevés qu'en voie sèche pour assurer la plasticité nécessaire. - Compactage faible. - Nécessité d'utiliser en général des adjuvants (fluidifiant et accélérateur de prise)

³² NF EN 934-5 : Adjuvants pour béton, mortier et coulis - Partie 5 : adjuvants pour bétons projetés - Définitions, exigences, conformité, marquage et étiquetage.

4.2.3.4. Formulation du béton projeté

La composition d'un mélange destiné à être projeté par voie sèche se limite à une optimisation de réduire les pertes lors de la projection. La composition de béton projeté par voie mouillée se doit concilier l'antinomie inhérente au procédé, le mélange adéquat se doit à la fois être plastique et pompable, mais aussi de raidir quasi-instantanément pour pouvoir tenir sur le support.

Des informations utiles à la formulation du mélange de béton frais sont fournies dans le Guide technique N°4 de l'ASQUAPRO [33], en particulier sur le choix adapté des fuseaux granulométriques du mélange granulats-ciment, tant pour la projection par voie sèche que pour la projection par voie mouillée.

La résistance visée à 28 jours du béton projeté dépend en grande partie la classe de ciment à utiliser. Il est courant pour la voie mouillée de recourir à une classe de résistance à partir du C35/45 et pour la voie sèche à partir de la classe C40/50. Le plus souvent c'est avec du ciment de classe 52,5. Pour des résistances inférieures, il est possible d'utiliser un ciment de la classe 42,5, néanmoins le dosage minimum en ciment reste au moins de 400 kg/m³.

4.3. APPLICATIONS DU BÉTON PROJETÉ

Pour la réalisation de certains travaux, il convient de mettre en place, sur des surfaces plus ou moins grandes et pouvant être de forme quelconque, une couche de béton de quelques centimètres d'épaisseur. La mise en œuvre traditionnelle à l'aide d'un coffrage peut être pratiquement impossible ou trop onéreuse. Dans de nombreux cas, le béton projeté constitue la bonne solution.

4.3.1 . Ouvrages neufs

Le béton projeté est utilisé pour réaliser certains ouvrages neufs, notamment pour:

- la réalisation du soutènement d'une cavité souterraine;
- la protection de parois rocheuses;
- la protection de talus et de berges;
- la réalisation de constructions de formes complexes.

4.3.1.1 . Réalisation du soutènement d'une cavité souterraine

Lors de l'exécution des tunnels, deux problèmes de soutènement peuvent se poser suivant la nature des roches creusées.

1) Soutènement provisoire

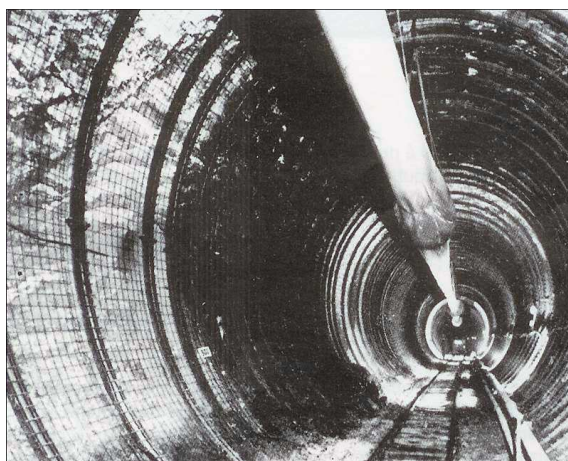


Fig. 7.34

Ce soutènement a pour but d'éviter une dégradation des surfaces incompatible avec l'équilibre ultérieur de la galerie. Il peut être réalisé en béton projeté et, en général, il ne comporte pas d'armatures. La projection est réalisée en allant du bas vers le haut.

2) Soutènement définitif

Dans ce cas, le soutènement participe à l'équilibre ultérieur de la galerie [7.33]³³.

L'emploi de treillis soudés est approprié pour constituer l'armature de renforcement. L'utilisation de béton projeté avec treillis soudé n'exclut pas l'utilisation simultanée d'autres techniques de soutènement comme les boulons d'ancrage ou les cintres métalliques. La figure 7.34 montre un soutènement avec pose de treillis soudés et cintres en fer U. Le soutènement est ensuite complété par du béton projeté. La projection opérée en allant du bas vers le haut, est réalisée en une seule passe jusqu'au refus.

4.3.1.2. Protection sur parois rocheuses

Là encore le procédé est intéressant car il assure un bon remplissage des vides (anfractuosités ou fissures du rocher) et permet ainsi à la paroi rocheuse fracturée de fonctionner comme un mur de soutènement en maçonnerie.

La mise en place d'un treillis soudé permet :

- d'éviter la fissuration ;
- d'assurer une meilleure répartition des efforts dans le béton projeté ;
- d'apporter une sécurité aux ouvriers contre les risques de chute de blocs pendant la réalisation de la projection.

Des boulons d'ancrage peuvent être prévus pour compléter le soutènement. Il convient de remarquer que la technique du béton projeté peut être utilisée même dans le cas de parois d'accès difficile, en effectuant la projection à partir d'une nacelle (Fig. 7.35).

Fig. 7.35



Crédit photo Asquapro

4.3.1.3 Protection des talus et des berges

Pour la réalisation des dalles en béton armé destinées à protéger des talus ou des berges

³³ P. DUFFAUT & G. MARIN : *Technique nouvelle dans l'exécution des galeries au rocher*. Annales de l'ITBTP, avril 1973.

(figure 7.36), le procédé peut encore se révéler économique surtout lorsque le profil est très variable et que les surfaces ne sont pas planes.

Fig. 7.36 : Projection sur treillis soudé.



Crédit photo Asquapro

4.3.1.4 . Réalisation constructions de formes complexes

En général ces ouvrages sont des voiles réalisés sur un coffrage facilement façonnable pour lui donner la forme souhaitée. Ces voiles sont armés à l'aide de bandes de treillis soudé.

Le coffrage peut être constitué par un treillis céramique non récupéré et fixé par exemple à une structure métallique légère. Une première passe de projection est exécutée afin de constituer un coffrage et l'on réalise ensuite le bétonnage des voiles en béton armé projeté sur une épaisseur de 10 à 15 cm. Ce procédé est utilisé pour réaliser des maisons individuelles avec des formes et des volumes inhabituels.

4.3.1 . renforcement et réparation des structures en béton

4.3.1.1 . généralités

Le renforcement ou la réparation des structures peuvent être réalisés par adjonction de matière dans les zones où les sections sont trop sollicitées. Une section devient sollicitée si les efforts appliqués augmentent (problème du renforcement) ou bien si la résistance a diminué par suite de dégradations (problème de la réparation).

Avant tous travaux de réparation ou de renforcement, il faut faire une étude de l'état de la construction, un inventaire des désordres, une vérification de l'état mécanique de la construction et une estimation des caractéristiques mécaniques des matériaux en place.

La solution retenue pour renforcer ou réparer doit satisfaire aux impératifs suivants:

- le monolithisme de l'élément doit être réalisé afin de permettre un fonctionnement mécanique satisfaisant,
- les qualités des matériaux d'adjonction, doivent être au moins égales à celles des matériaux d'origine des ouvrages.

Le béton projeté convient parfaitement car il possède une très bonne adhérence si la mise en état de recette du support a été soigneusement faite. Cette mise en état est obtenue par repiquage et démolition si les dégradations sont profondes. S'il ne s'agit que de dégradations superficielles, un sablage donne d'excellents résultats.

Les résultats mécaniques obtenus correspondent couramment à $f_{ck} \geq 30$ à 35 MPa.

Les armatures complémentaires, nécessaires dans tous les cas où l'épaisseur du béton projeté dépasse 50 mm doivent s'opposer à la fissuration et participer à la résistance des sections renforcées. Pour cela il faut porter une attention particulière à la disposition et à l'ancrage des armatures. Le treillis soudé constitue de toute évidence une bonne solution : la mise en place rapide et aisée des panneaux présentant une rigidité dans leur plan permet en effet de satisfaire sans difficultés aux différents impératifs précités.

Le diamètre minimal recommandé pour les fils est de 6 mm. Les panneaux de treillis soudé doivent être fixés sur une première couche de béton projeté d'épaisseur au moins égale à 20 mm. Plusieurs points de fixation par m² sont à prévoir. La distance entre une nappe d'armatures et la paroi sur laquelle la projection s'applique doit être comprise entre 10 et 30 mm ; la valeur de 20 mm peut être considérée comme optimale.

4.3.1.2. principales applications

1. Murs de soutènement (Fig.37).

Du fait de l'augmentation des charges sur le terre-plein, il peut très bien se faire que la résistance interne d'un mur de soutènement ne puisse plus être justifiée (chapitre 5, titre 4), alors que sa stabilité externe continue néanmoins d'être assurée (chapitre 5, titre 3). Dans le cas fréquent où les seules sections de calcul qui soient insuffisantes intéressent le voile et non la semelle (chapitre 5, art. 4.4, sections de calcul S_1 , S_4 , S_5 et S_6), une augmentation de l'épaisseur du voile avec l'emploi de treillis soudés permet de faire en sorte que l'état-limite ultime de résistance ne soit pas atteint.

Dans l'évaluation des efforts internes et des résistances du voile renforcé, il faut bien sûr tenir compte du fait qu'il a été exécuté en deux phases. Lors de l'exécution, il est nécessaire de détourner, par tout moyen approprié, toutes les venues d'eau, de manière à éviter, avant durcissement du béton projeté, le développement de sous-pressions d'eau sur la surface traitée. De même, outre le drainage, la réparation doit être complétée par l'exécution de barbacanes, pour éviter les effets de la surpression et les risques d'éclatement dus au gel de l'eau emprisonnée.



Crédit photo Asquapro

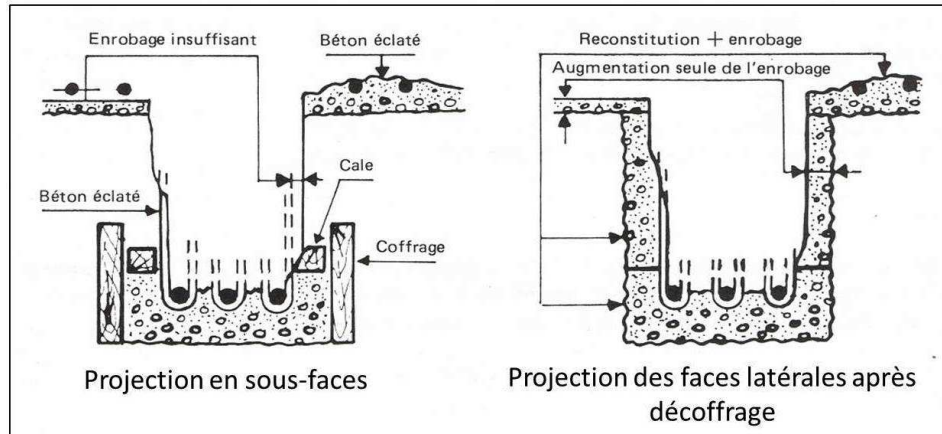
Fig. 7.37 : Renforcement de mur de soutènement

2. Poutres et poteaux

Ces éléments peuvent présenter des dégradations superficielles dues soit à la corrosion des armatures par suite d'un manque d'enrobage ou d'une agressivité particulière du milieu ambiant, soit à un incendie, lorsque la résistance des armatures principales n'a pas été altérée par l'accident. Les parements montrant des dégradations doivent toujours être purgés jusqu'au béton sain.

Pour obtenir une bonne adhérence, il faut procéder à la mise en état de recette (Fig. 7.38), généralement par repiquage et sablage. Cette opération de sablage est nécessaire même dans les zones démolies et repiquées, car elle permet d'obtenir un bon état de surface.

Fig. 7.38



La projection se fait en général en plusieurs étapes : forages et scellements d'armatures supports du ferrailage ; mise en place d'armatures de couture ; sablage, nettoyage et humidification de la surface à traiter, projection d'une couche de 20 à 40 mm d'épaisseur ; fixation des nouvelles armatures ; bétonnage par couches successives jusqu'à l'épaisseur prévue ; finition éventuelle par talochage (si on ne peut l'éviter), effectuée en prenant le maximum de précautions.

La projection est opérée par zones d'environ 2 m de longueur et réalisée en montant du bas vers le haut. L'épaisseur est réglée par des repères mis en place avant projection. Chaque fois que cela est possible, un treillis soudé est prévu, fixé sur les côtés de la poutre (Fig. 7.39).

Fig. 7.39

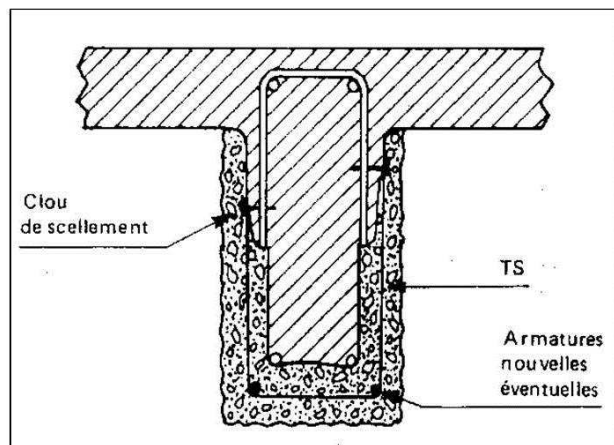
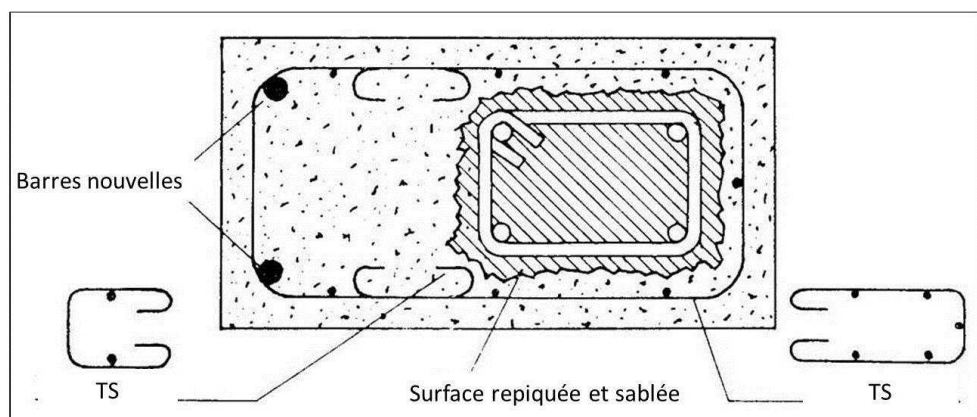


Fig. 7.40



Lorsque les dégradations sont importantes ou dans le cas d'un renforcement, les travaux de préparation sont réalisés comme indiqué précédemment tout en soignant particulièrement le renforcement en armatures, notamment le bon ancrage des treillis soudés. La figure 7.40 montre le principe des dispositions à adopter pour le renforcement d'un poteau.

NOTE : Lorsque le parement fini doit être taloché, il faut prévoir une phase supplémentaire de projection. Le talochage doit être appliqué à une couche dite de finition de 1 à 2 cm d'épaisseur, celle-ci ne pouvant être mise en œuvre (avec beaucoup de précautions) qu'après que le béton projeté précédemment ait acquis suffisamment de résistance pour qu'il ne soit pas désorganisé par la confection de la couche de finition.

3. Tunnels.

Le renforcement d'ouvrages anciens (plus particulièrement de voûtes en maçonnerie) à l'aide de béton projeté avec armature en treillis soudés a fait l'objet de nombreuses applications Fig. 41.



Crédit photo Asquapro

Fig. 7.41 : Projection par robot sur cintres de tunnel.