

# 8.1 Le béton armé

## Pourquoi armer le béton ?

Dans la plupart des éléments d'une construction, se développe un ensemble de contraintes résultant des diverses actions auxquelles ils sont soumis. La résistance à la compression du béton lui permet d'équilibrer correctement les contraintes de compression. Par contre, du fait de la relative faiblesse de sa résistance à la traction, il n'en est pas de même pour les contraintes de traction.

C'est pourquoi l'on dispose dans les parties tendues d'une pièce de béton, des armatures (barres ou treillis soudés) généralement en acier, matériau qui présente une bonne résistance à la traction.

Diverses raisons justifient l'emploi des armatures dans le béton, notamment :

- la reprise des efforts de traction que ne peut assumer le béton ;
- un moyen de s'opposer à sa fissuration ;
- la liaison entre éléments ;
- des raisons de sécurité ;
- plus généralement des dispositions dites « de bonne construction ».

L'idée d'associer au béton des armatures d'acier disposées dans les parties tendues revient à Lambot

(1848) et à Monier (1849), qui prit un brevet pour des caisses horticoles en ciment armé.

Les premières applications du béton armé dans des constructions sont dues à Coignet, puis à Hennebique, qui a réalisé le premier immeuble entièrement en béton armé en 1900.

La quantité d'armatures et leur disposition, dictées par la répartition des contraintes, résultent de calculs qui font appel aux lois de comportement des matériaux. Il faut enfin souligner que certains ouvrages en béton ne nécessitent pas d'armatures : c'est le cas des bétons de masse, ou d'une grande partie des chaussées en béton.

## Principes de calcul du béton armé

Les règlements de calcul sont conçus de façon à garantir la sécurité et la pérennité des structures. D'une part, ils précisent le niveau maximal des actions (voir le paragraphe « Actions et sollicitations ») pouvant s'exercer sur un ouvrage pendant sa durée de vie ; d'autre part, ils tentent de prémunir le concepteur contre les insuffisances de qualité des matériaux.

Le premier objectif est atteint par la prescription de valeurs caractéristiques ou nominales des actions et, éventuellement, par l'imposition de coefficients





1900 : le premier immeuble en béton armé, rue Danton à Paris.

de sécurité majorateurs frappant les sollicitations résultant de ces actions. La probabilité d'occurrence simultanée d'actions indépendantes peut être très variable selon leur nature. Il est donc nécessaire de définir les combinaisons d'actions dans lesquelles, à la valeur caractéristique d'une action dite de base, s'ajoutent des valeurs caractéristiques minorées d'autres actions dites d'accompagnement.

Le second objectif est obtenu par l'application de coefficients de sécurité minorateurs aux valeurs des résistances caractéristiques des matériaux utilisés.

Les valeurs de ces coefficients diffèrent selon les principes de calcul adoptés. Le calcul dit « aux contraintes admissibles » conduisait seulement à vérifier que les contraintes de service d'un élément de structure demeuraient à l'intérieur d'un domaine défini par les valeurs bornées des contraintes ; celles-ci étaient égales aux contraintes de rupture des matériaux, minorées par un coefficient de sécurité. Cette méthode ne reflétait pas toujours la sécurité réelle offerte par les structures.

C'est pourquoi la méthode de calcul « aux états-limites » lui a été substituée et se fonde sur une approche semi-probabiliste de la sécurité. Ce type de calcul permet de dimensionner une structure de manière à offrir une probabilité acceptable de ne pas atteindre un « état-limite », qui la rendrait impropre à sa destination. Cette définition conduit à considérer plusieurs familles d'états-limites, telles que les états-limites de service, les états-limites de fissuration, de déformation, les états-limites ultimes de résistance, de renversement, de flambement, les états-limites de fatigue ou les états-limites de tenue au feu.

Les règles BAEL 91 (Béton Armé aux États-Limites) fondées sur ces notions constituent le fascicule 62 du CCTG applicable aux marchés publics de travaux.

## Actions et sollicitations

### ■ Les actions

Elles sont constituées par les forces et les couples résultant des charges appliquées ou des déformations imposées à une construction.

On distingue :

- **Les actions permanentes** dues au poids propre de la structure et au poids total des équipements fixes. Les poussées de terre ou la pression d'un liquide (pour les murs de soutènement, les réservoirs...) sont également comptées comme actions permanentes.

- **Les actions variables** dues aux charges d'exploitation, aux charges climatiques, aux charges temporaires appliquées en cours d'exécution, aux déformations provoquées par les variations de température.

En fonction de la destination des locaux ou des ouvrages et en l'absence de données résultant des conditions réelles d'exploitation, les charges retenues pour les calculs sont fixées forfaitairement par des normes ou des règlements (par exemple la norme AFNOR NF P 06-001 pour les charges d'exploitation des bâtiments).

Les charges dues au vent ou à la neige sont fixées par les règles Neige et NV selon le site, l'altitude, l'exposition, l'inclinaison de l'ouvrage.

- **Les actions accidentelles** dues aux séismes, aux explosions, à l'incendie sont prises en compte par des règlements spécifiques (Règles PS pour les séismes).

### ■ Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments, appliqués aux éléments de construction. Elles sont déterminées, à partir des

actions considérées, par des méthodes de calcul appropriées faisant généralement appel à la résistance des matériaux ou à des études de modélisation.

### ■ Les combinaisons d'actions

Dans les calculs justificatifs de béton armé, on considère des sollicitations dites de calcul, qui sont déterminées à partir de combinaisons d'actions dont on retient les plus défavorables.

## Décomposition en sollicitations élémentaires

Pour la compréhension des calculs, il est intéressant de considérer successivement les différentes natures de sollicitations indépendamment les unes des autres, bien que, dans la réalité, on ait, la plupart du temps, affaire à une combinaison de celles-ci.

### ■ Efforts normaux

#### Compression simple

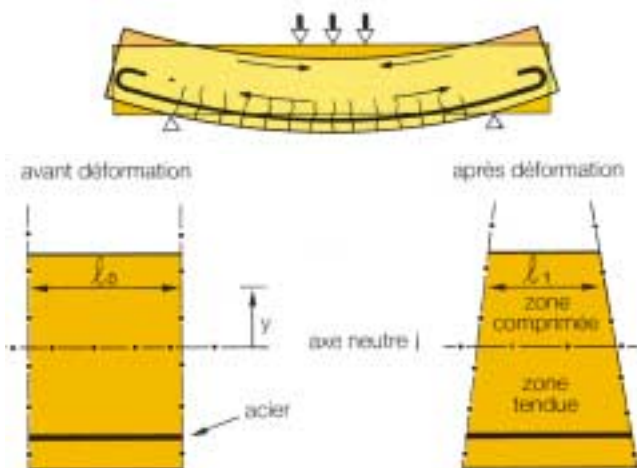
Lorsqu'un poteau n'est soumis, en plus de son poids propre, qu'à une charge  $F$  appliquée au centre de gravité de sa section, il est dit sollicité en compression simple. Il convient de remarquer que ce cas théorique n'est pratiquement jamais réalisé, la force  $F$  résultante étant généralement excentrée par rapport à l'axe du poteau ; il existe aussi des efforts horizontaux qui provoquent un moment fléchissant.

#### Traction simple

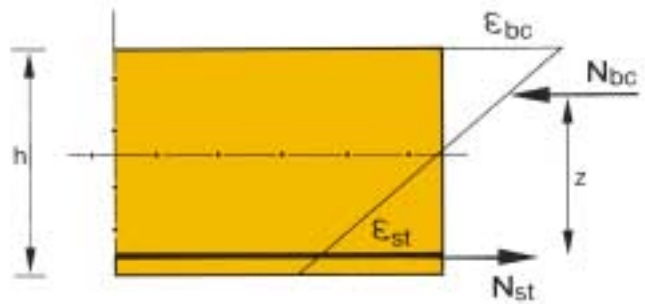
Ce cas limité (suspentes, tirants) nécessite évidemment une armature longitudinale pour reprendre cet effort que le béton ne serait pas à même de supporter.

### ■ Flexion

Lorsque l'on considère une poutre fléchie, on peut constater que les fibres inférieures soumises à des contraintes de traction s'allongent, alors que les fibres supérieures en compression se raccourcissent. Si l'on considère une portion de poutre dont toutes les fibres avaient une longueur  $\ell_0$  avant déformation, chaque fibre présentera, après déformation, une longueur  $\ell_1 = \ell_0 + K_y$ , en admettant l'hypothèse que chaque section droite reste plane après déformation de la poutre.



La fibre neutre est celle dont la longueur ne varie pas :  $\ell_1 = \ell_0$ .



### Notations

(conformément aux règles BAEL 1991)

$h$  : hauteur totale de la section ;

$y$  : distance de la fibre neutre ;

$\epsilon_{bc}$  : raccourcissement relatif du béton comprimé ;

$\epsilon_{st}$  : allongement relatif de l'acier tendu ;

$z$  : bras de levier du couple de flexion.

L'équilibre de la résultante des forces de traction et de celle des forces de compression dans chaque section se traduit par l'égalité :

$$N_{bc} \times z = N_{st} \times z = M_f.$$

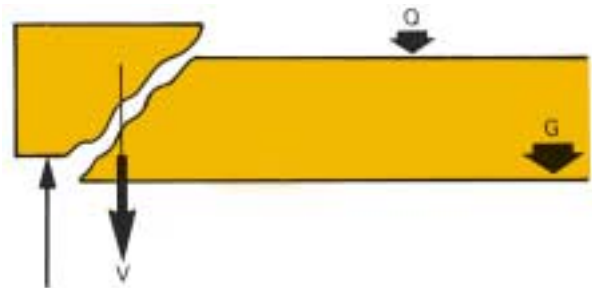
$N_{bc}$  : résultante des efforts de compression ;

$N_{st}$  : résultante des efforts de traction (repris par l'acier) ;

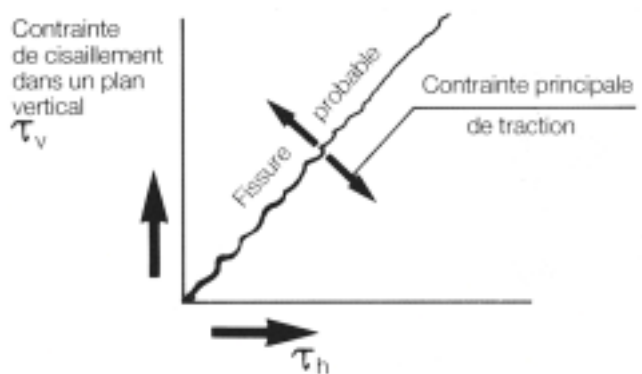
$M_f$  : moment fléchissant dans la section considérée.

### ■ Effort tranchant

L'effort dit tranchant entraîne, pour une poutre homogène, une fissuration qui se développe à environ 45° par rapport à la ligne moyenne de la poutre.



Fissuration et amorce de rupture provoquée par l'effort tranchant.

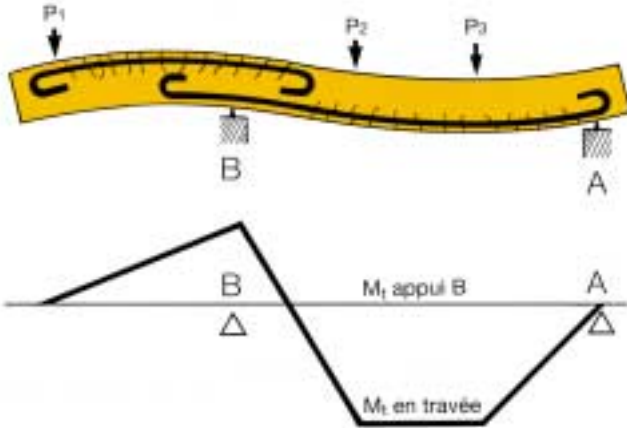


Contrainte de cisaillement horizontale :  $\tau_v = \tau_h$

## ■ Pièces fléchies hyperstatiques

On rencontre des poutres continues reposant sur plus de deux appuis (poutres hyperstatiques) comportant des porte-à-faux, des encastremets.

Le cas schématisé suivant permet de comprendre l'inversion des moments fléchissants (pas nécessairement au niveau des appuis) et montre que les parties tendues peuvent se trouver dans la zone supérieure de la poutre.



En reportant la valeur du moment fléchissant en chaque point de la poutre, on obtient un diagramme des moments fléchissants qui permet de visualiser sa variation.

Pour le cas précédent, on voit qu'il est nul sur l'appui A (lorsqu'il n'y a aucun encastrement), passe par un maximum dans la travée AB, avant de changer de signe et passer par un maximum au niveau de l'appui B.



## Détermination des sollicitations de calcul

Si l'on désigne par :

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorables ;

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorables ;

$Q_1$  : une action variable dite de base ;

$Q_i$  : les autres actions d'accompagnement ;

$F_A$  : une action accidentelle,

les sollicitations de calcul résultent des combinaisons suivantes, selon l'état-limite considéré.

### États-limites ultimes de résistance (ELU)

Combinaisons fondamentales :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{0i} Q_i$$

Le coefficient  $\gamma_{Q1}$  vaut généralement 1,5 ; dans les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine, entre autres, il vaut 1,35.

Les valeurs des coefficients  $\Psi$  sont fixées par les textes en vigueur (normes).

Combinaisons accidentelles :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{2i} Q_i$$

### États-limites de services (ELS)

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

### Coefficients de sécurité partiels sur les matériaux

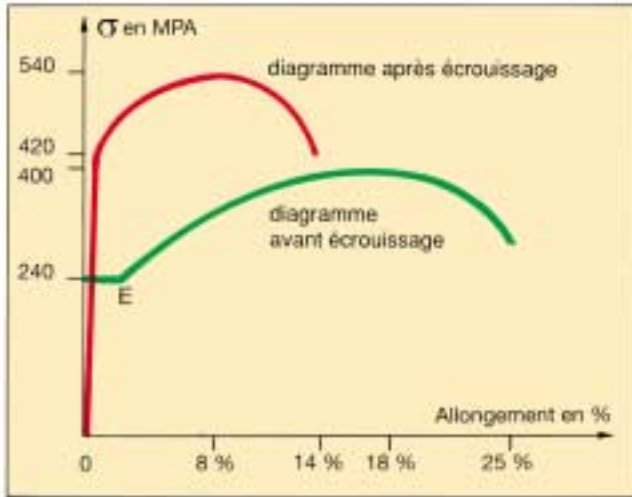
Les valeurs des résistances caractéristiques des matériaux sont minorées par un coefficient de sécurité partiel  $\gamma_m$  dont la valeur est fonction du degré de certitude avec lequel sont réputées connues ces résistances. A l'ELU, on prend  $\gamma_m = 1,50$  (sauf dérogation) pour le béton et  $\gamma_m = 1,15$  pour l'acier.

# Les aciers d'armature

## ■ Diagramme déformation/contrainte

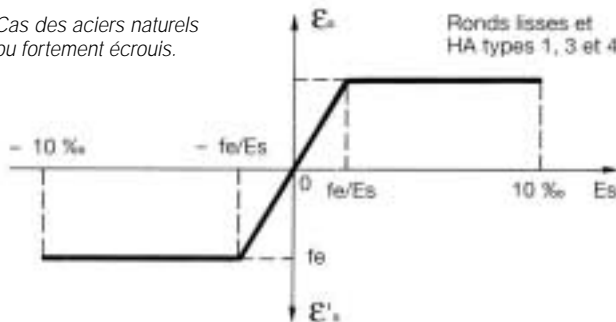
Un acier soumis à une contrainte de traction croissante s'allonge de façon linéaire jusqu'à un point E correspondant à sa limite élastique.

Au-delà, la déformation non réversible présente une courbe du type ductile (selon le traitement de l'acier).



Le diagramme théorique réglementaire est schématisé par deux segments de droite : la partie linéaire de la courbe précédente, et un segment horizontal au niveau de la limite d'élasticité.

Cas des aciers naturels ou fortement écrouis.



La déformation  $\epsilon_S = 10\text{‰}$  est la déformation retenue comme limite ultime.

## ■ Les aciers utilisés comme armatures

Les aciers utilisés comme armatures sont désignés par :

- leur limite élastique conventionnelle E en MPa ;
- leur nuance (doux, mi-dur, dur) ;
- leur forme (lisse, haute adhérence).

Exemple : un acier HA FeE 400 désigne un acier haute adhérence de limite élastique 400 MPa.

Les nuances les plus courantes utilisées pour le béton armé sont les suivantes :

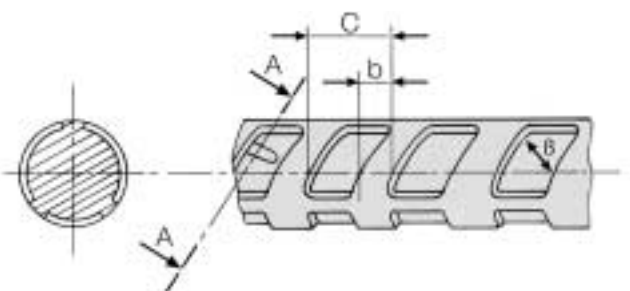
Nuance	Acier doux lisse	Acier haute-adhérence	Treillis soudés fils lisses		Treillis soudés Barres haute-adhérence
			ø · 6	ø · 8	
Désignation	Fe E 215	Fe E 400	TSL 500	TSL 520	TSHA 500
	Fe E 235	Fe E 500			

Les spécifications concernant les barres sont détaillées dans les normes AFNOR NF A 35-015 (barres lisses), NF A 35-016 (barres à haute adhérence) et NFA 35-022 (treillis soudés).

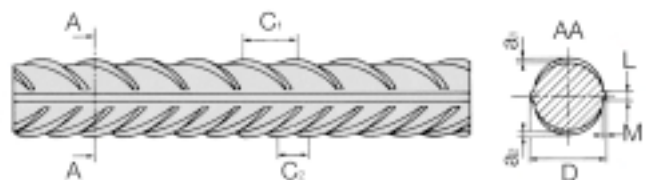
Les barres à haute adhérence comportent des reliefs ou nervures qui favorisent l'ancrage de la barre sur le béton ; les reliefs définis par la norme comme paramètres de forme sont répartis en trois classes.



Armatures torsadées à froid à verrous transversaux obliques en croissant.



Armatures à empreintes.



Armatures à verrous transversaux obliques en croissant.

## ■ Présentation commerciale des aciers

Les aciers sont livrés en barres de 12 m et 15 m dans les diamètres 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 millimètres.





*Château d'eau, poutres rayonnantes :  
des exemples de durée ou de beauté des formes.*

*La qualité de mise en œuvre des armatures  
- horizontales ou verticales,  
celle de la composition des bétons,  
sont les garants de la pérennité  
des bétons armés.*





## Le béton

Une protection efficace des armatures nécessite à la fois un béton dont la porosité est aussi faible que possible (impliquant notamment un dosage minimum en ciment de  $350 \text{ kg/m}^3$ ) et un enrobage de 1 à 5 cm selon l'agressivité de l'environnement.

Des dispositions complémentaires sont indiquées dans les règles BAEL 91 notamment pour les dispositions d'armatures groupées.

## La liaison béton-acier

### Adhérence

La résistance d'un élément en béton armé suppose que l'acier ne puisse pas glisser à l'intérieur du béton, c'est-à-dire qu'il y ait adhérence entre les deux matériaux.

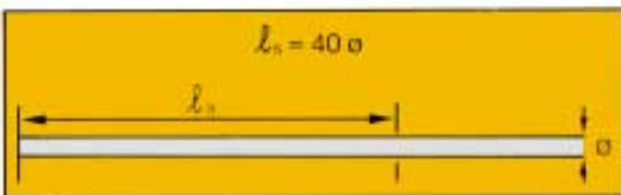
L'adhérence des armatures est fonction de leur forme, de leur surface (les nervures améliorent l'adhérence), de la rugosité de l'acier, de la résistance du béton.

Pour les treillis soudés, l'ancrage est également assuré par les barres transversales au sens de l'effort axial.

Des formules appropriées permettent le calcul d'adhérence d'une barre en partie courante et au niveau des différents types d'ancrage, dont le plus habituel est obtenu par courbure de la barre (ou crochet) (règles BAEL 91).

### Diverses dispositions d'ancrage des barres

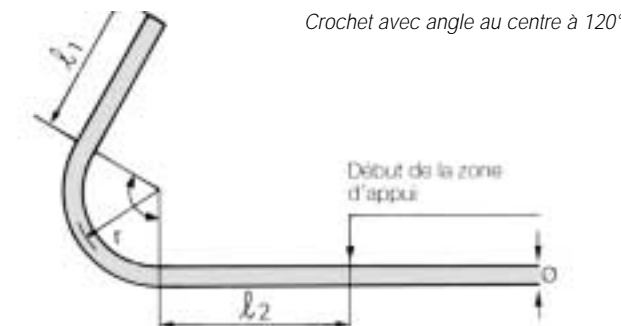
Ancrages rectilignes.



Ancrages courbes.



Crochet normal.

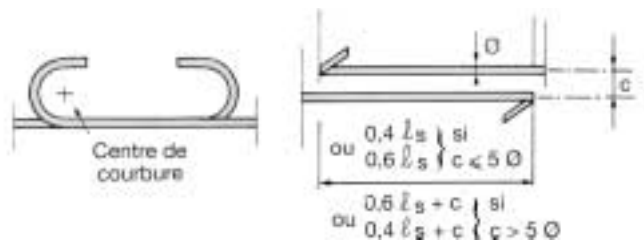


Crochet avec angle au centre à  $120^\circ$ .



### Recouvrements

Pour assurer la continuité d'adhérence au niveau de la jonction de deux barres, les prescriptions prévoient leur recouvrement sur une certaine longueur et, éventuellement, l'exécution de crochets à leurs extrémités.



### Liaison des armatures

La continuité de la transmission des efforts par les armatures est obtenue par recouvrements, mais peut aussi nécessiter des jonctions par soudure ou par manchons. Les jonctions par soudure sont interdites au chalumeau et ne sont autorisées qu'avec des armatures de qualité soudable.

### Position des armatures

Les tolérances sur la position des armatures, pour assurer leur enrobage correct ou la reprise des efforts conforme aux calculs, imposent des précautions garantissant le respect de la position durant toute la phase de bétonnage et de serrage.

Des cales en béton ou en plastique de divers modèles facilitent la mise en place correcte des armatures et leur maintien, tout en présentant des caractéristiques adaptées à celles du béton.



## Dispositions des armatures dans les cas usuels

### ■ Poteaux en compression centrée ou faiblement excentrée

Ils doivent comporter

- Des armatures longitudinales constituées de ronds lisses, de barres à haute adhérence ou de treillis soudés en acier de nuance au moins FeE400.

La section d'armature est au moins égale à 0,2 % de la section de béton, sans pouvoir excéder 5 %.

Les armatures longitudinales sont réparties dans la section au voisinage des parois de façon à assurer au mieux la résistance à la flexion de la pièce dans les directions les plus défavorables.

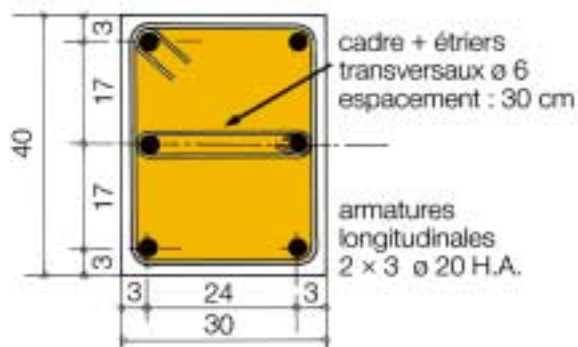
- Des armatures transversales disposées en plans successifs perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce.

Ces armatures assurent un ceinturage continu sur le contour de la pièce, entourant toutes les armatures longitudinales.

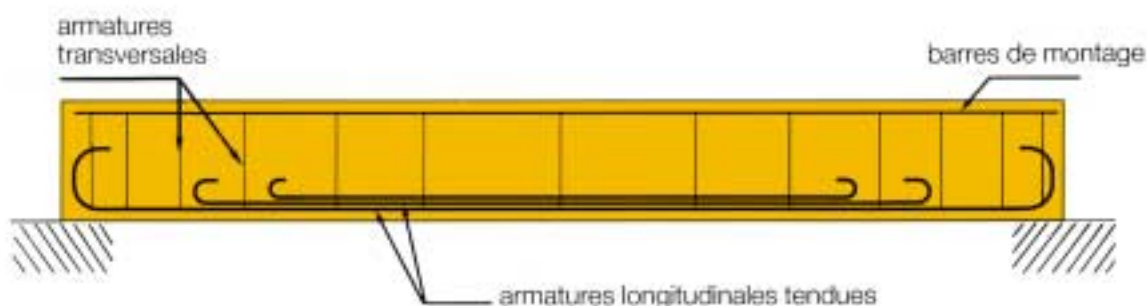
### ■ Poutres en flexion simple

Les efforts de traction maximum en partie basse sont entièrement repris par les aciers longitudinaux qu'on aura intérêt à placer le plus bas possible, tout en gardant un enrobage suffisant pour assurer leur protection.

Coupe en section courante.



Le moment de flexion croissant des appuis jusqu'au milieu de la portée, on aura intérêt à prévoir plusieurs nappes superposées d'armatures de longueur décroissante, afin que les sollicitations soient équilibrées, quelle que soit la section considérée.



Les armatures longitudinales en partie haute – destinées à faciliter la mise en place des armatures transversales dont la fonction est la reprise de l'effort tranchant – peuvent être conçues pour reprendre une partie des efforts de compression.

Dans le cas des poutres hyperstatiques (poutres continues sur plusieurs appuis, encastrement), des efforts de traction se développent localement à la partie supérieure de la poutre, ce qui conduit à y prévoir des armatures longitudinales (chapeaux).

### ■ Murs en béton armé

Les dispositions concernant la détermination et le positionnement des armatures sont décrites, pour les cas généraux, par la norme NF P 18-210 « Travaux de bâtiment. Murs en béton banché. Cahier des clauses techniques. (ref DTU 23.1) ».

Indépendamment des armatures destinées à reprendre certains efforts particuliers et qui résultent des calculs de résistance à l'état limite ultime, un mur doit comporter des armatures minimales, dites de comportement, susceptibles de s'opposer aux sollicitations d'origine hygrothermique ou aux variations dimensionnelles dues au retrait du béton.

Pour les murs extérieurs, la norme NF P 18-210 (DTU 23.1) prévoit une épaisseur minimale de 15 cm, avec une armature de peau généralement constituée par un treillis soudé disposé côté extérieur du mur (enrobage minimum 3 cm).

Section minimale d'acier :

- pour les fils horizontaux :  $1 \text{ cm}^2/\text{m}$  linéaire vertical ;
- pour les fils verticaux :  $0,5 \text{ cm}^2/\text{m}$  linéaire horizontal.

Maille du treillis inférieure à 25 cm.

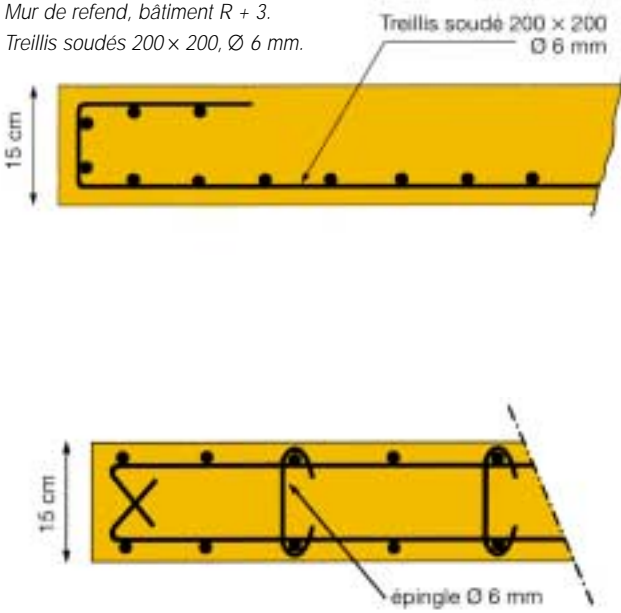
Des dispositions particulières sont prévues pour la liaison des murs superposés et pour les jonctions avec les planchers ou les chaînages.

Pour un mur de refend soumis à une charge centrée, les armatures sont réparties en deux nappes proches des faces du mur.

### Exemples de dispositions

Panneau de façade d'une maison individuelle charge < 1 MPa.

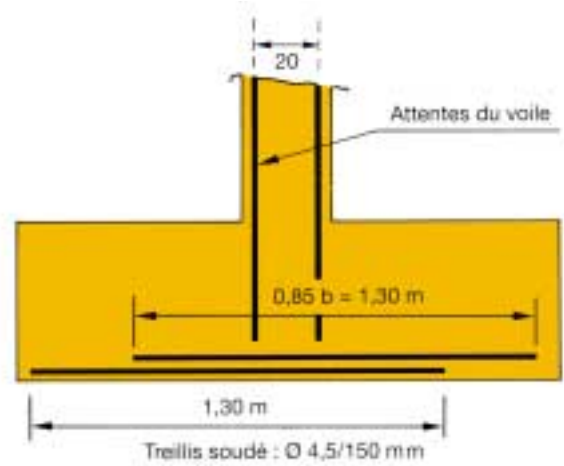
Mur de refend, bâtiment R + 3.  
Treillis soudés 200 x 200, Ø 6 mm.



### ■ Semelles de fondation

Les semelles correspondent à l'élargissement à la base de la section des murs ou des poteaux, de façon à répartir les charges transmises au sol selon sa capacité portante.

Lorsque la semelle est filante sous un mur, des aciers disposés dans l'axe de celui-ci assurent un rôle de répartition (chaînage).

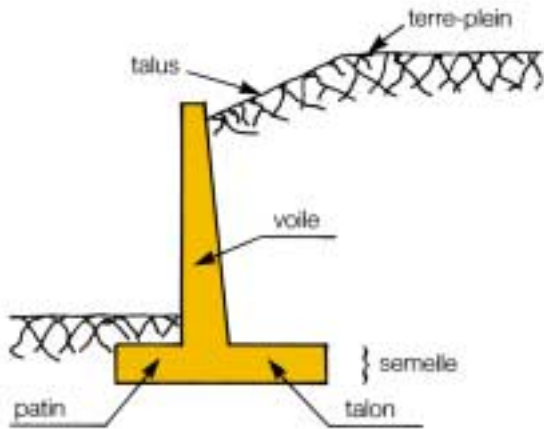


## ■ Murs de soutènement

Ils sont destinés à s'opposer à la poussée des terres de talus ou remblais et à protéger un bâtiment, un ouvrage d'art ou une route.

La forme courante adoptée pour ces murs est le « T renversé » qui permet de transmettre les efforts de poussée au sol par l'intermédiaire d'une semelle correctement dimensionnée.

Cette solution est applicable, même pour des sols de caractéristiques mécaniques courantes, aux murs n'excédant pas 5 à 6 m de hauteur.

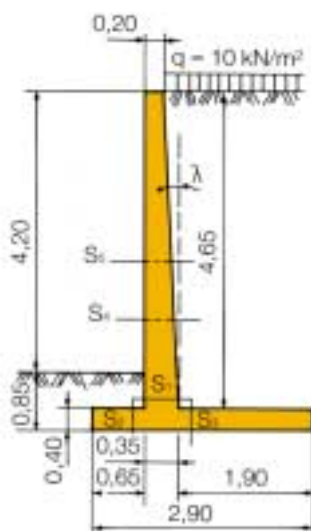


Le ferrailage principal de ce type d'ouvrage résulte du calcul dans les sections critiques du voile (au tiers et à mi-hauteur) et dans les sections d'encastrement voile et semelle.

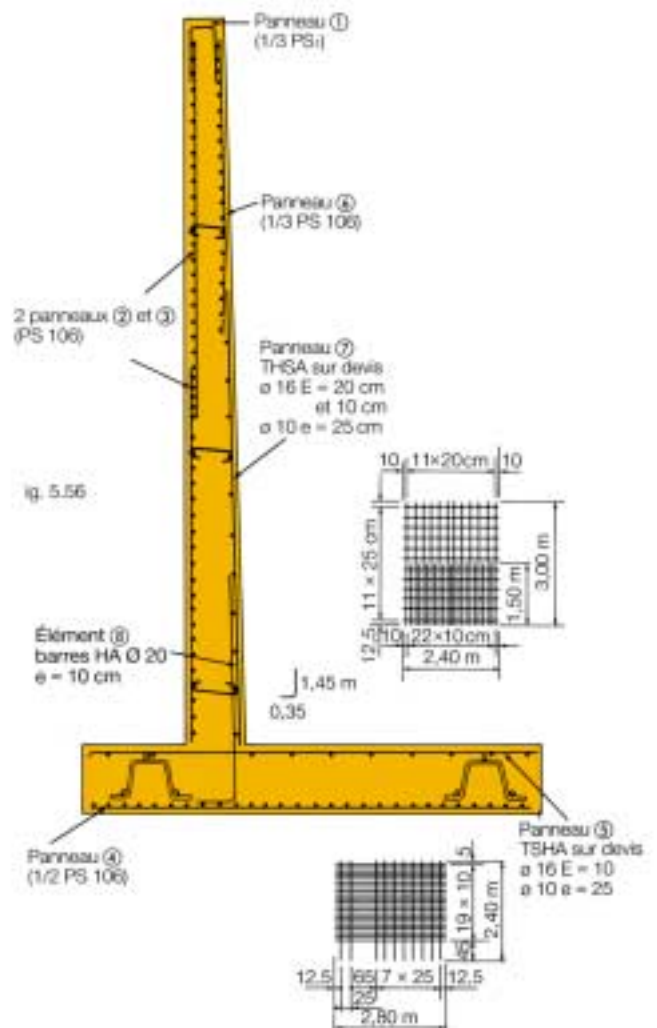
Le ferrailage secondaire tient compte des dispositions constructives et des actions (gradient thermique, vent ou tassements différentiels).

Exemple de mur de soutènement d'un terre-plein de 4,20 m de hauteur pouvant supporter une charge d'exploitation de 0,01 MPa.

Sol pouvant supporter une contrainte admissible de 0,2 MPa.



Mur de soutènement Chapsol à semelle en T renversé.



Armatures principales : barres HA et treillis soudés TSHA.  
Armatures secondaires : treillis soudés PS 106.

