

2.3 Le béton armé

2.3.1 - Pourquoi armer le béton ?

Le béton possède une grande résistance à la compression et une résistance moindre à la traction. Dans les structures en béton se développe un ensemble de contraintes générées par les diverses actions auxquelles elles sont soumises. 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 en béton, des armatures (barres ou treillis soudés) en acier (matériau qui présente une bonne résistance à la traction). Chaque constituant joue ainsi son rôle au mieux de ses performances : le béton travaille en compression et l'acier en traction. Ce matériau est appelé béton armé.

L'idée d'associer au béton des armatures d'acier disposées dans les parties tendues revient à J. Lambot (1848) et à J. Monier (1849), qui déposa un brevet pour des caisses horticoles en ciment armé. Les premières applications du béton armé dans des constructions sont dues à E. Coignet, puis à F. 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. Les bétons sont en majorité employés en association avec des armatures en acier. Les armatures sont dans le cas du béton armé appelées « armatures passives » en opposition des « armatures actives » du béton précontraint.

2.3.2 - Principes du calcul du béton armé

Les règles de calcul sont conçues de façon à garantir la sécurité et la pérennité des structures. Ils précisent le niveau maximal des actions pouvant s'exercer sur un ouvrage pendant sa durée d'utilisation.

Ce niveau est atteint par la prise en compte dans les calculs de valeurs caractéristiques des actions et de coefficients de sécurité majorant les sollicitations qui résultent 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

Par exemple, une poutre horizontale en béton reposant sur deux appuis s'incurve vers le bas sous l'effet de son propre poids et des charges qu'on lui applique. Plus la charge appliquée à la poutre augmente, plus la poutre s'incurve vers le bas et plus la partie inférieure de la poutre s'allonge. La partie supérieure de la poutre se raccourcit, elle est donc soumise à une compression. La partie inférieure de la poutre s'allonge; elle est soumise à un effort de traction. Lorsqu'on augmente les charges sur la poutre, les déformations s'accroissent, de même que les tractions dans la partie inférieure et les compressions dans la partie supérieure.

Le principe du béton armé consiste à placer des armatures en acier dans la partie inférieure de la poutre, qui vont résister aux efforts de traction. Une poutre en béton armé peut ainsi supporter des charges beaucoup plus importantes qu'une poutre en béton non armé.



dans lesquelles, à la valeur caractéristique d'une action dite de base, s'ajoutent des valeurs caractéristiques minorées d'autres actions dites d'accompagnement.

Des coefficients de sécurité minorateurs sont aussi appliqués aux valeurs des résistances caractéristiques des matériaux utilisés.

Les valeurs de ces coefficients sont différentes selon les principes de calcul adoptés. Le calcul dit « aux contraintes admissibles » (utilisé avant la mise au point des règles BAEL) 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 », qui se fonde sur une approche semi-probabiliste de la sécurité, lui a été substituée. Cette démarche 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. Elle conduit à considérer deux familles d'états limites: les États Limites de Service (ELS) et les États Limites Ultimes (ELU).

PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT D'UNE STRUCTURE EN BÉTON ARMÉ

Les actions appliquées à l'ouvrage conduisent à des effets sur la structure :

efforts – déformations

qui se traduisent par des sollicitations (moment fléchissant, effort normal, effort tranchant, etc.).

Les matériaux composant la structure résistent à ces effets.

Principe général: les effets des actions doivent être inférieurs aux résistances des matériaux.

Nota

Compte tenu des incertitudes sur les actions appliquées et les résistances des matériaux, on introduit des marges de sécurité, sous forme de coefficients de sécurité ou de pondération.

Quatre étapes pour le dimensionnement

1. Modélisation de la structure et détermination des actions qui lui sont appliquées et des classes d'exposition (pour tenir compte des actions environnementales).

2. Détermination des sollicitations et choix des caractéristiques et des résistances des matériaux (en fonction des performances à atteindre en phase d'exécution: coulage, décoffrage, manutention, etc.) et en phase d'utilisation.

3. Détermination des sections d'armatures:

- armatures de flexion;
- armatures d'effort tranchant;
- armatures de torsion;
- armatures de peaux...

Pour chaque état limite, pour chaque section de la structure étudiée, il faut montrer, pour le cas de charge le plus défavorable, sous la combinaison d'action considérée, que la sollicitation agissante ne dépasse pas la résistance du matériau.

4. Dessin des armatures (plans) prenant en compte les diverses dispositions constructives et les contraintes d'exécution du chantier.

2.3.3 - Caractéristiques du béton

Les propriétés pour le dimensionnement du béton sont définies dans la section 3 (article 3.1) de la norme NF EN 1992-1-1 complétée par son Annexe Nationale.



■ Résistances du béton

La résistance à la compression du béton est désignée conformément à la norme NF EN 206-1 par des classes de résistance (C) liées à la résistance caractéristique (fractile 5 %) mesurée sur cylindre $f_{ck,cyl}$ ou sur cube $f_{ck,cube}$ à 28 jours.

Les résistances caractéristiques f_{ck} (mesurée sur cylindre) et les caractéristiques mécaniques correspondantes, nécessaires pour le calcul, sont données dans le tableau ci-dessous (extrait du tableau 3.1 de la norme NF EN 1992-1-1).

Tableau 10: caractéristiques de résistance des bétons

f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	25	30	37	45	50	55	60	105
f_{ctm} (MPa)	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	6,6
E_{cm} (GPa)	30	31	33	34	35	36	37	44

Avec :

f_{ck} résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours

$f_{ck,cube}$ résistance à la compression caractéristique sur cube

f_{ctm} valeur moyenne de la résistance à la traction

$f_{ctk,0,05}$ valeur inférieure de la résistance caractéristique à la traction (fractile 5 %)

$f_{ctk,0,95}$ valeur inférieure de la résistance caractéristique à la traction (fractile 95 %)

E_{cm} module d'élasticité sécant du béton

■ Résistance du béton en fonction du temps

La résistance en compression du béton en fonction du temps est prise égale à :

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)} \quad \text{pour } 3 < t < 28 \text{ jours}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad \text{pour } t \geq 28 \text{ jours.}$$

Nota

L'article 3.1.2 donne une formule permettant de déterminer plus précisément la résistance en compression et en traction du béton en fonction du temps selon le type de ciment.

■ **Déformation élastique et fluage**

Les articles 3.1.3 et 3.1.4 de la norme NF EN 1992-1-1 précisent les données nécessaires à la détermination respectivement du module d'élasticité et du coefficient du fluage.

■ **Résistance de calcul**

Les résistances de calcul sont définies dans l'article 3.1.6.

$$\begin{array}{l} \text{En compression} \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \\ \text{En traction} \quad f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0.05} / \gamma_C \end{array}$$

Avec :

γ_C coefficient de sécurité = 1,5 pour les situations durables et transitoires ;
 α_{cc} et α_{ct} coefficients = 1.

■ **Diagramme contrainte-déformation**

Pour le calcul des sections deux types de diagramme sont proposés :

- diagramme parabole rectangle ;
- diagramme bilinéaire.

2.3.4 - Actions et combinaisons d'actions

■ **Les actions**

Les actions sont constituées par les forces et les couples résultant des charges appliquées ou les déformations imposées à la structure. On distingue trois types d'actions.

• **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 prises en compte comme actions permanentes.

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

• **Les actions accidentelles** dues aux séismes, aux explosions, aux incendies.

En fonction de la destination des locaux ou des ouvrages, les actions retenues pour les calculs sont définies par des normes (série des normes NF EN 1991).

■ **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.

■ **Les sollicitations élémentaires**

Les sollicitations élémentaires sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments, appliqués aux éléments de la structure. 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.

Efforts normaux

• Compression simple

Lorsqu'un poteau, par exemple, 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. Ce cas théorique n'est pratiquement jamais réalisé, la force F résultante étant généralement excentrée par rapport à l'axe du poteau. Le poteau est aussi en général soumis des efforts horizontaux qui provoquent un moment fléchissant.

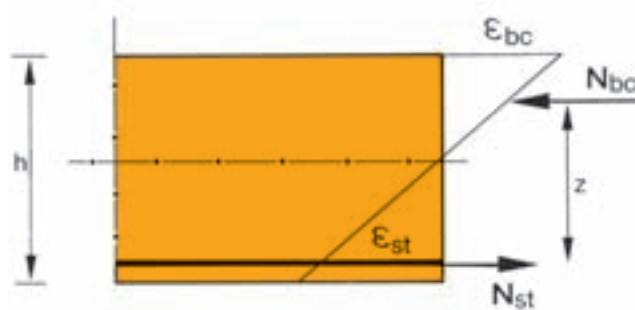
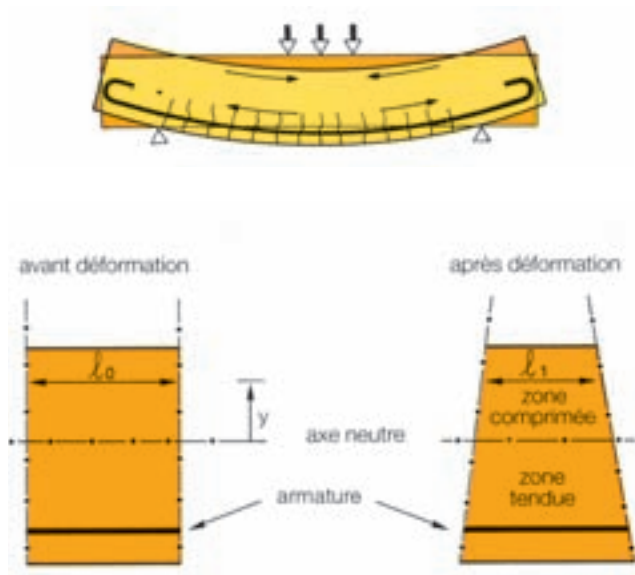
• Traction simple

Ce cas correspond à une pièce soumise à un effort de traction (suspentes, tirants). Le calcul permet de dimensionner les armatures longitudinales nécessaires pour reprendre cet effort que le béton ne serait pas à même de supporter.

Flexion

Dans une poutre fléchie, 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 l_0 avant déformation, chaque fibre présentera,

après déformation, une longueur $l_1 = l_0 + Ky$, en admettant l'hypothèse que chaque section droite reste plane après déformation de la poutre.



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

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

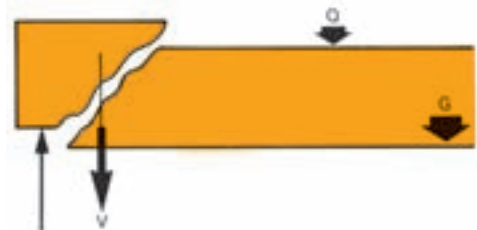
Avec :

- N_{bc} résultante des efforts de compression ;
- N_{st} résultante des efforts de traction (repris par les armatures) ;
- M_f moment fléchissant dans la section considérée.
- Z bras de levier du couple de flexion.

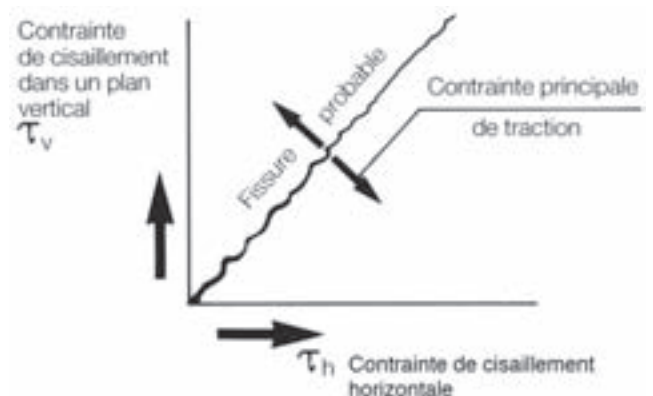


Effort tranchant

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.

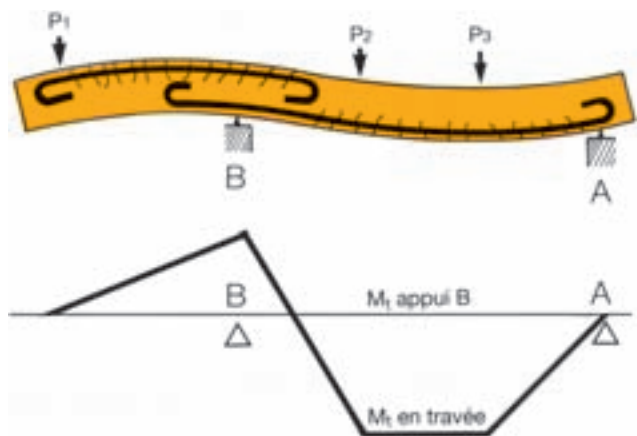


Fissuration et amorce de rupture provoquée par l'effort tranchant.



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. Ce moment 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.

2.3.5 - Modélisation d'une structure

Pour le dimensionnement, une structure est décomposée en éléments tels que : poutres, poteaux, dalles, voiles, etc.

Une poutre est un élément dont la portée est supérieure ou égale à trois fois la hauteur totale de la section.

Une dalle est un élément dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à cinq fois son épaisseur totale.

Un poteau est un élément dont le grand côté de la section transversale ne dépasse pas quatre fois le petit côté et dont la hauteur est au moins égale à trois fois le grand côté. Si ce n'est pas le cas, il est considéré comme un voile.

DÉMARCHE POUR LE DIMENSIONNEMENT D'UNE POUTRE EN BÉTON ARMÉ ISOSTATIQUE

> Données :

- caractéristiques géométriques de la poutre ;
- caractéristiques des matériaux : béton et armatures ;
- classes d'exposition.

> Charges – actions :

- charges permanentes ;
- charges d'exploitation ;
- charges climatiques.

> Combinaisons d'actions

- ELS : combinaison caractéristique ;
combinaison quasi-permanente ;
- ELU : combinaison fondamentale ;
combinaison accidentelle.

> Détermination des armatures longitudinales (de flexion)

- ELU : flexion à mi-travée
calcul des armatures en travée
- ELS : vérification – limitation de la compression du béton, maîtrise de la fissuration (calcul de l'ouverture des fissures) et calcul de la flèche.
- Epure d'arrêt des armatures longitudinales.

> Détermination des armatures d'effort tranchant

> Détermination des armatures des zones d'about

Les normes de dimensionnement fournissent des règles pour le calcul des éléments les plus courants et leurs assemblages.

Nota

L'article 5.3.2.2 de la norme NF EN 1922-1-1 précise comment déterminer la portée utile (l_{eff}) des poutres et des dalles dans les bâtiments pour différentes conditions d'appui.

MÉTHODE DES BIELLES ET TIRANTS

La norme NF EN 1992-1-1 propose la méthode des « Bielles et Tirants » pour la justification aux États Limites Ultimes (article 6.5).

Cette méthode peut être utilisée lorsqu'il existe une distribution non linéaire des déformations relatives, par exemple aux niveaux d'appuis ou à proximité de charges concentrées.

Les modèles bielles et tirants sont constitués :

- de bielles représentant les champs de contraintes de compression ;
- de tirants représentant les armatures ;
- de nœuds qui assurent leur liaison.

Les efforts dans les éléments du modèle sont déterminés pour assurer l'équilibre avec les charges appliquées à l'ELU.

Cette méthode est utilisée par exemple, pour le dimensionnement de semelles sur pieux ou des corbeaux.

> Justification des bielles de béton

La résistance de calcul d'une bielle de béton, en l'absence de traction transversale est donnée par la formule : $\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$

La résistance de calcul d'une bielle de béton en présence de traction est : $\sigma_{Rd,max} = 0,6 \nu' f_{cd}$

avec : $\nu' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$

f_{cd} résistance de calcul en compression

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

Avec :

f_{ck} résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cylindre à 28 jours

α_{cc} coefficient égal à 1

γ_c Coefficient partiel relatif au béton

> Justification des tirants constitués d'armatures

La résistance des armatures est limitée à

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Avec :

f_{yd} résistance de calcul en traction

f_{yk} contrainte élastique caractéristique

γ_s coefficient partiel de l'acier

Les armatures doivent être convenablement ancrées dans les nœuds.

2.3.6 - Éléments de dimensionnement pour les éléments courants

Ces exigences sont extraites de la section 9 de la norme NF EN 1992-1-1 : « dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières ».

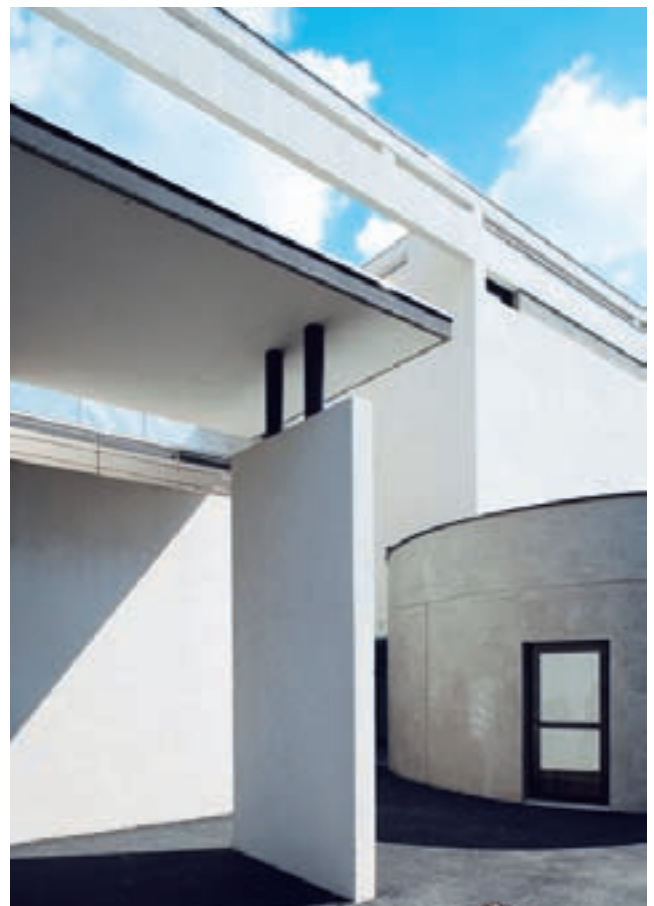
■ Poteaux

Le dimensionnement des armatures consiste à déterminer :

- les armatures longitudinales ;
- les armatures transversales.

Armatures longitudinales

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.



Il convient de prévoir :

- au moins quatre armatures dans les poteaux circulaires ;
- une armature dans chaque angle pour les poteaux de section polygonale.

Chaque armature placée dans un angle doit être maintenue par des armatures transversales.

La section totale d'armatures longitudinales doit être supérieure à une section minimale. La valeur recommandée est :

$$A_{s, \min} = 0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, \text{ avec un minimum de } 0,002A_c$$

avec :

- N_{Ed} effort normal de compression agissant ;
 f_{yd} limite d'élasticité de calcul des armatures ;
 A_c aire de la section droite du béton.

Elle ne doit pas être supérieure à une valeur maximale $A_{s, \max}$ (valeur recommandée $0,04 A_c$).

Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées en plans successifs perpendiculairement à l'axe longitudinal du poteau. Elles assurent un ceinturage sur le contour de la pièce entourant toutes les armatures longitudinales. Le diamètre et l'espacement des armatures transversales font l'objet de limites inférieures.

■ Voiles

Les quantités d'armatures verticales sont comprises entre :

$$A_{s, \min} = 0,002 A_c \text{ et } A_{s, \max} = 0,04 A_c$$

Les armatures horizontales doivent être supérieures à $A_{s, \min} = 0,25 \times$ la section d'armatures verticales avec un minimum de $0,0001 A_c$.

■ Poutres

Armatures longitudinales

Les efforts de traction maximum en partie basse sont entièrement repris par les aciers longitudinaux qui sont positionnés le plus bas possible, tout en conservant un enrobage suffisant.

La section d'armatures longitudinales doit être supérieure à $A_{s, \min}$.

$$A_{s, \min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \text{ et } A_{s, \min} \geq 0,0013 b_t d.$$



Avec :

- f_{yk} limite caractéristique d'élasticité de l'acier
 f_{ctm} valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton
 b_t largeur moyenne de la zone tendue
 d hauteur utile de la section droite

La section maximale d'armatures est limitée à :

$$A_{s, \max} = 0,04 A_c$$

avec :

- A_c aire de la section droite du béton

L'article 9.2.1.3 de la norme NF EN 1992-1-1 précise les règles à appliquer relatives à l'épure d'arrêt des barres.

Nota

Des armatures longitudinales sont aussi disposées en partie haute. Elles sont destinées à faciliter la mise en place des armatures transversales dont la fonction est la reprise de l'effort tranchant.

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

Armatures transversales

Le taux d'armatures d'effort tranchant est égal à :

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb_w \sin \alpha}$$

avec $\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$

avec :

A_{sw}	section d'armatures d'effort tranchant sur une longueur s
s	espacement des armatures d'effort tranchant
b_w	largeur de l'âme de l'élément
α	angle d'inclinaison entre ces armatures et l'axe longitudinal de l'élément
f_{ck}	résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours
f_{yk}	limite caractéristique d'élasticité de l'acier

■ Dalles

Les dispositions des poutres relatives aux pourcentages minimaux et maximaux et à l'épure d'arrêt des barres s'appliquent. L'article 9.10 de la norme NF EN 1992-1-1 précise les dispositions relatives aux armatures des chaînages (périphériques, intérieurs, horizontaux, verticaux).

■ Autres éléments courants

Différents articles ou annexes de la norme NF EN 1992-1-1 précisent les règles de dimensionnement des armatures verticales, horizontales et transversales et les dispositions constructives (ferraillage minimum, espacement des armatures, etc.) à respecter pour :

- les **parois fléchies** ;
- les **planchers dalles** ;
- les **consoles courtes**.

Ainsi que :

- les **planchers** – ouvrages constitués de prédalles en béton armé, en béton précontraint ou en béton coulé en place ;
- les **murs en béton banché** – ouvrages coulés en place à leur emplacement définitif dans des coffrages ;

- les **murs de soutènement** – qui sont en général en forme de L ou de T inversé et destinés à s'opposer à la poussée des terres de talus ou de remblais ; le ferraillage 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.
- les **fondations** – ces éléments sont destinés à transmettre au sol de fondation, les efforts apportés par la structure. Les fondations peuvent être superficielles (semelles isolées ou filantes) ou profondes (fondations sur pieux ou sur barrettes). Les semelles sur pieux comportent en général 2, 3 ou 4 pieux.

2.3.7 - Dispositions constructives pour les armatures

La section 8 de la norme NF EN 1992-1-1 précise les diverses dispositions constructives pour les armatures (à haute adhérence) de béton armé.

■ Espacement des armatures

L'espacement des armatures de béton armé doit permettre une mise en place et une vibration satisfaisante du béton, afin de garantir ainsi l'adhérence acier/béton.

La dimension maximale des granulats doit être adaptée à l'espacement des armatures.

Il convient d'adopter une distance libre (horizontalement et verticalement) entre barres parallèles ou entre lits horizontaux de barres parallèles supérieure ou égale à la plus grande des valeurs suivantes :

- k_1 fois le diamètre de la barre
- $(d_g + k_2)$ mm
- 20 mm

Avec :

- d_g dimension du plus gros granulats
- et $k_1 = 1$
- et $k_2 = 5$ mm.



■ **Diamètre admissible des mandrins de cintrage des barres**

Un diamètre minimal de mandrin, fonction du diamètre de la barre, doit être respecté afin d'éviter des dommages aux armatures lors du cintrage ou une rupture du béton à l'intérieur de la courbure lors de la mise en charge de l'armature.

■ **Ancrage des armatures longitudinales**

Les armatures doivent être ancrées par scellement sur une longueur suffisante afin d'assurer une transmission des forces d'adhérence au béton et éviter toute fissuration. La longueur d'ancrage est déterminée en tenant compte du type d'acier, des propriétés d'adhérence des armatures et de la contrainte dans l'armature (traction ou compression).

■ **Ancrage des armatures transversales**

Il existe plusieurs types d'ancrages. La partie courbe des coudes ou des crochets doit être prolongée par une partie rectiligne dont la longueur est fonction de l'angle de pliage.

Tableau 11 : longueurs droite après courbure en fonction de l'angle de pliage

Angle de pliage	Longueur droite après courbure
90°	10 \emptyset
135°	10 \emptyset
150°	5 \emptyset
180°	5 \emptyset

■ **Recouvrements des barres**

Les recouvrements des barres doivent être tels que :

- la continuité de la transmission des efforts d'une barre à l'autre soit assurée ;
- il ne se produise pas d'éclatement du béton au voisinage des jonctions ;
- il n'apparaisse pas de fissures ouvertes.

Nota

La règle de calcul des longueurs de recouvrement est donnée dans l'article 8.7.3.

La continuité de la transmission des efforts par les armatures est obtenue par recouvrements, mais peut aussi s'effectuer par soudure ou par coupleurs. Les jonctions par soudure ne sont autorisées qu'avec des armatures de qualité soudable.

■ **Paquets de barres**

L'Eurocode 2 prévoit des dispositions spécifiques pour l'ancrage et le recouvrement des barres par paquets.

■ **Armatures de peau**

Des armatures de peau constituées de treillis soudés ou d'armatures de faibles diamètres doivent être mises en place à l'extérieur des cadres pour maîtriser la fissuration et pour résister à l'éclatement du béton lorsque le ferrailage principal est constitué de barres de diamètre supérieur à 32 mm ou de paquets de barres de diamètre équivalent supérieur à 32 mm. Les dispositions constructives relatives aux armatures de peau sont précisées dans l'annexe J de la norme NF EN 1992-1-1.