

Eurocode 2 – Béton armé

Dispositions constructives

par **Jean PERCHAT**

Ingénieur des Arts et Manufactures

Professeur honoraire à l'École supérieure des travaux publics et au Centre de hautes études de la construction

1. Adhérence et ancrages	C 2 333 – 2
1.1 Généralités	— 2
1.2 Espaces libres horizontaux et verticaux entre barres	— 2
1.3 Diamètres admissibles des mandrins de cintrage	— 2
1.4 Ancrage des barres longitudinales	— 2
1.5 Ancrage des cadres et étriers	— 4
1.6 Ancrage au moyen de barres transversales soudées	— 4
1.7 Jonctions de barres	— 4
2. Dispositions constructives	— 6
2.1 Généralités	— 6
2.2 Poutres	— 6
2.3 Dalles pleines	— 8
2.4 Planchers-dalles (et poinçonnement)	— 9
2.5 Poteaux	— 9
2.6 Voiles	— 10
2.7 Poutres-cloisons	— 10
2.8 Fondations	— 10
2.9 Régions comportant des discontinuités dans la géométrie ou dans les actions	— 11

Dans ce dossier, nous nous bornerons à ne présenter que les spécifications relatives de la partie 1.1 de l'Eurocode (l'EC2) au **béton armé** (grosso modo, l'équivalent de la partie A des Règles BAEL). Nous n'avons pas fait apparaître la distinction établie dans l'EC2 entre « Principes » et « Règles d'application », car elle est de peu d'intérêt pour un projeteur de constructions courantes.

Dans l'EC2, des commentaires imprimés en petits caractères, présentés comme « notes », précise généralement que les valeurs numériques de certains tableaux ou de certains coefficients littéraux des formules qui la précèdent sont du ressort de l'Annexe Nationale et donne simplement les valeurs « recommandées ». L'EC2 contient en effet en attente certains paramètres qu'il appartient à chaque État-Membre de fixer pour permettre l'application des règles aux projets de bâtiments et ouvrages de Génie Civil du pays concerné. À la date de la rédaction du présent document, l'Annexe Nationale française future norme P 187112 était toujours sous une forme provisoire.

Ce texte ne reproduit pas toujours à la lettre la rédaction des notes de l'EC2 ; les valeurs numériques recommandées ayant, le plus souvent, été adoptées par l'Annexe Nationale. Les parties encadrées sont des commentaires de l'auteur.

La rédaction des spécifications de l'Eurocode 2 relatives au béton armé fait l'objet de plusieurs dossiers :

- [C 2 330] Dispositions et données générales ;
- [C 2 331] Vérification des états-limites ultimes ;
- [C 2 332] Vérification des états-limites de service ;
- [C 2 333] Dispositions constructives ;
- [Form. C 2 334] Formules et données utiles.

1. Adhérence et ancrages

Ce paragraphe s'inspire assez largement des règles de détail de l'ancienne norme allemande DIN 1045.

1.1 Généralités

Les règles données ci-après supposent que les exigences relatives aux enrobages sont satisfaites. Elles ne s'appliquent pas dans le cas d'un chargement dynamique d'origine sismique ou provoqué par la vibration de machines, de charges d'impact, ni dans le cas de barres ayant reçu un revêtement époxy ou galvanisées.

1.2 Espaces libres horizontaux et verticaux entre barres

Entre barres parallèles isolées ou entre lits horizontaux de barres parallèles, les distances libres horizontales e_h ou verticales e_v doivent être telles que (d_g dimension maximale du granulat) :

$$- e_h \text{ ou } e_v \geq \text{Max} [\varnothing_{\max}; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}]$$

Dans le cas de groupement de n barres de même diamètre \varnothing , la règle précédente s'applique, en prenant en compte le diamètre équivalent $\varnothing_n = \varnothing \sqrt{n}$ ($n \leq 4$).

Dans le cas de plusieurs lits de barres horizontales, les barres de chaque lit doivent être situées l'une au-dessus de l'autre de manière à constituer des files verticales. Un espace suffisant doit être ménagé entre ces files pour permettre le passage d'un perrivrateur.

Les barres d'un recouvrement peuvent être au contact l'une de l'autre sur la longueur du recouvrement.

1.3 Diamètres admissibles des mandrins de cintrage



Pour les barres et les fils, le diamètre minimal du mandrin de cintrage des coudes, crochets et boucles ne doit être inférieur ni à celui requis par l'essai de pliage-dépliage, ni à $4\varnothing$ si $\varnothing \leq 16 \text{ mm}$ ou $7\varnothing$ si $\varnothing > 16 \text{ mm}$.

Pour les barres ou treillis soudés pliés après soudage, les diamètres minimaux du mandrin de cintrage sont donnés par le tableau 1.

Écrasement du béton à l'intérieur des coudes

Cette clause ne s'applique pas aux cadres, étriers et épingles.

Tableau 1 – Diamètres minimaux des mandrins de pliage des barres et treillis soudés (tableau 8.1 Nb de l'EC2)

	
$5\varnothing$	$d \geq 3\varnothing : 5\varnothing$ $d < 3\varnothing$ ou soudure dans la partie courbe : $5\varnothing$

(1) dans le cas de soudures situées dans la partie courbe, le diamètre du mandrin peut être réduit à $5\varnothing$ lorsque le soudage est effectué conformément à l'EN ISO 17660 Annexe B.

Aucune vérification n'est nécessaire si les conditions suivantes sont remplies :

a – l'ancrage de la barre ne requiert pas une partie droite de longueur supérieure à $5\varnothing$ au-delà de la partie courbe ;

b – le plan dans lequel la barre a été courbée n'est pas proche d'un parement, et il existe, à l'intérieur de la partie courbe, une barre transversale ayant au moins le même diamètre que la barre courbée, et disposée perpendiculairement au plan de la courbure (disposition analogue à la deuxième figure du tableau 1) ;

c – le diamètre du mandrin est au moins égal aux valeurs du tableau 1.

Si ces conditions ne sont pas remplies, le diamètre minimal \varnothing_m du mandrin nécessaire pour éviter l'écrasement du béton est donné par :

$$\varnothing_m \geq F_{bt}((1/a_b) + 1/(2\varnothing))/f_{cd} \quad (1)$$

avec F_{bt} force de traction à l'état-limite ultime, à l'origine de la courbure, dans une barre ou un groupe de barres au contact,

a_b pour une barre, ou un groupe de barres au contact, moitié de l'entre-axes des barres, ou des groupes de barres, dans la direction perpendiculaire au plan de la courbure. Pour une barre, ou un groupe de barres, proche d'une paroi :

$$a_b = \text{enrobage} + \varnothing/2$$

f_{cd} résistance de calcul du béton en compression donnée par [C 2 330, formule (15)] en plafonnant f_{ck} à 55 MPa.

1.4 Ancrage des barres longitudinales

1.4.1 Généralités

Les ancrages de barres tendues peuvent être droits ou affecter l'une des formes de la figure 1.

Pour les cas 1b, 1c et 1d : $\ell_{b,eq} = \alpha_1 \ell_{b,rqd}$

Pour le cas 1e : $\ell_{b,eq} = \alpha_4 \ell_{b,rqd}$

$\ell_{b,rqd}$, α_1 et α_4 sont définis aux § 1.4.3 et 1.4.4.

Les barres comprimées sont obligatoirement ancrées au moyen d'ancrages droits.

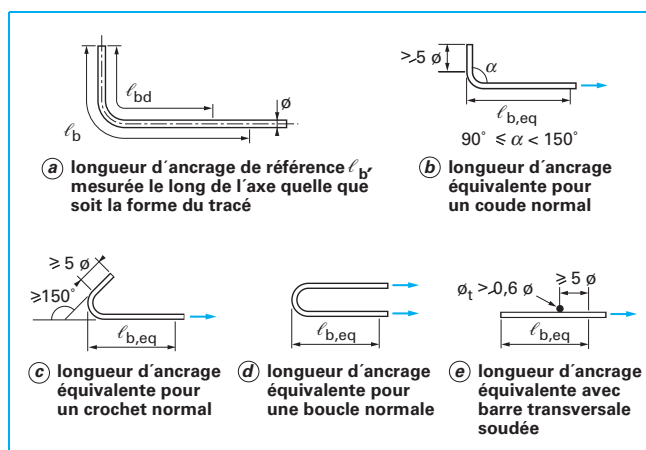


Figure 1 – Modes d'ancrage autres que le scellement droit (figure 8.1 de l'EC2)

1.4.2 Contrainte ultime d'adhérence

L'EC2 établit une distinction entre les conditions d'adhérence « bonnes » et les conditions d'adhérence « médiocres » (figure 2).

La contrainte ultime d'adhérence, notée f_{bd} , est prise égale à :

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (2)$$

avec f_{ctd} donné par [C 2 330, relation (16)], en plafonnant $f_{ctk, 0,05}$ à 3,1 MPa,

$\eta_1 = 1$ quand les conditions d'adhérence sont réputées bonnes,

$\eta_1 = 0,7$ quand elles sont réputées médiocres (en particulier dans les éléments réalisés au moyen de coffrages glissants),

η_2 dépend du diamètre de la barre :

si $\varnothing \leq 32$ mm, $\eta_2 = 1$,

si $\varnothing > 32$ mm, $\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$, \varnothing en mm.

1.4.3 Longueur d'ancrage de référence

Il s'agit de la longueur $\ell_{b,rqd}$ nécessaire pour ancrer, sous la contrainte d'adhérence f_{bd} [formule (2)] supposée constante, la force $A_s \sigma_{sd}$ qui règne dans une barre droite :

$$\ell_{b,rqd} = (\varnothing/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) \quad (3)$$

avec σ_{sd} contrainte de calcul de la barre dans la section à partir de laquelle on mesure l'ancrage.

1.4.4 Longueur d'ancrage de calcul

Cette longueur, désignée par ℓ_{bd} , est donnée par :

$$\ell_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \ell_{b,rqd} \geq \ell_{b,min} \quad (4)$$

où $\ell_{b,rqd}$ est donnée par (3) ; $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$, coefficients donnés par le tableau 2.

α_1, α_2 et α_3 dépendent respectivement de la forme des barres (figure 1), de l'enrobage minimal (figure 3), et du confinement par les armatures transversales.

α_4 prend en compte l'influence d'une, ou de plusieurs, barre(s) transversale(s) de diamètre $\varnothing_t \geq 0,6 \varnothing$, soudée(s) sur la longueur ℓ_{bd} et α_5 l'effet d'une pression appliquée perpendiculairement au plan de fendage sur la longueur ℓ_{bd} .

Le produit ($\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5$) ne peut être pris inférieur à 0,7.

À défaut d'autre limitation, la longueur d'ancrage minimale $\ell_{b,min}$ est prise égale à :

— ancrage de barres tendues :

$$\ell_{b,min} = \text{Max}(0,3 \ell_{b,rqd} ; 10 \varnothing ; 100 \text{ mm}) \quad (5)$$

— ancrage de barres comprimées :

$$\ell_{b,min} = \text{Max}(0,6 \ell_{b,rqd} ; 10 \varnothing ; 100 \text{ mm}) \quad (6)$$

Tableau 2 – Valeurs des coefficients α_i intervenant dans le calcul de la longueur d'ancrage (tableau 8.2 de l'EC2)

Facteur d'influence	Type d'ancrage	Armature de béton armé	
		tendue	comprimée
Forme des barres	Droit	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Autre (voir figure 1b), c) et d))	$\alpha_1 = 0,7$ si $c_d > 3 \varnothing$ sinon $\alpha_1 = 1,0$ (voir figure 3 pour les valeurs de c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Enrobage	Droit	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \varnothing)/\varnothing$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Autre (voir figure 1b), c) et d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\varnothing)/\varnothing$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$ (voir figure 3 pour les valeurs de c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Confinement par des armatures transversales non soudées aux armatures principales	Tous types	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Confinement par des armatures transversales soudées	Tous types, positions et diamètres comme indiqué sur la figure 1e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinement par compression transversale	Tous types	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	

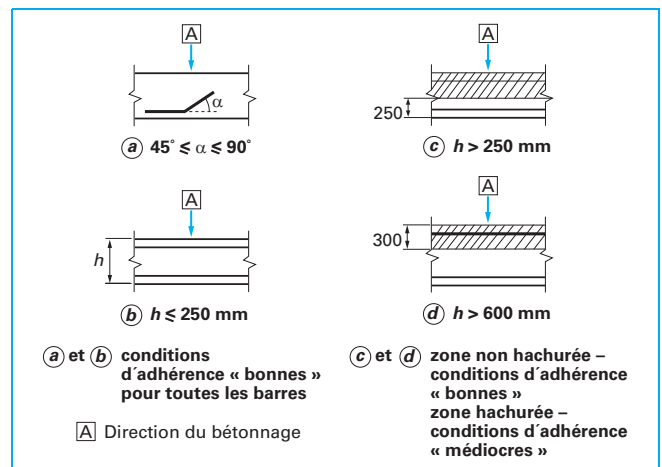


Figure 2 – Conditions d'adhérence (figure 8.2 de l'EC2)

Dans le tableau 2 :

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$$

avec ΣA_{st} aire de l'armature transversale sur la longueur ℓ_{bd} ,
 $\Sigma A_{st,min}$ aire de l'armature transversale minimale : 0,25 A_s pour les poutres, 0 pour les dalles,

A_s aire d'une barre (celle du plus gros diamètre) ancrée,

K défini par la figure 4,

p est la pression transversale (MPa) à l'état-limite ultime sur la longueur ℓ_{bd} .

Pour simplifier, pour des barres tendues affectant les formes de la figure 1, on peut adopter une longueur d'ancrage équivalente $\ell_{b,eq}$ (figure 1) égale à :

- $\alpha_1 \cdot \ell_{b,rqd}$ pour les formes de s figures 1b à 1d,
- $\alpha_4 \cdot \ell_{b,rqd}$ pour les formes de la figure 1e,

α_1 et α_4 selon le tableau 2.

1.5 Ancrage des cadres et étriers

L'ancrage est considéré comme correct si les conditions définies par la figure 5 sont respectées. Une barre transversale doit toujours être prévue dans un crochet ou dans un coude.

Le soudage des barres doit être conforme à l'EN 10080 et à l'EN ISO17660.

1.6 Ancrage au moyen de barres transversales soudées

La résistance à l'entraînement d'une barre transversale (\varnothing 14 à 32 mm) soudée sur une barre principale du côté de la masse du béton, est désignée par F_{btd} . Dans (3), σ_{sd} peut être remplacée par F_{btd}/A_s , A_s représentant l'aire de la barre ancrée.

Note : pour l'évaluation de F_{btd} , se reporter à l'Annexe Nationale. L'EC2 consacre un développement relativement long à la détermination de la résistance à l'entraînement d'un joint soudé.

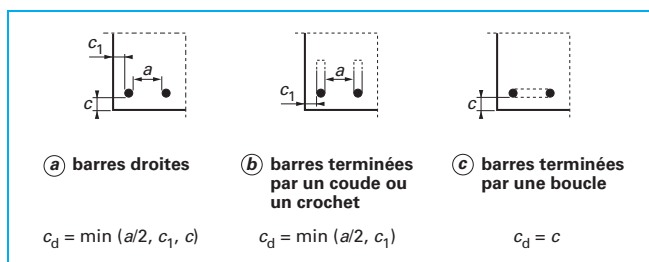


Figure 3 – Valeurs de c_d pour les poutres et les dalles (figure 8.3 de l'EC2)

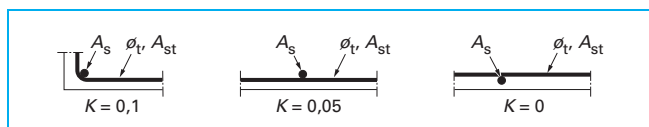


Figure 4 – Valeurs de K pour les poutres et les dalles (figure 8.4 de l'EC2)

1.7 Jonctions de barres

1.7.1 Généralités

La transmission des efforts d'une barre à l'autre peut se faire par recouvrement ou par soudage.

1.7.2 Recouvrements

Les recouvrements doivent normalement être décalés, ne pas être placés dans des zones de contraintes élevées et, en toute section, être disposés symétriquement (figure 6).

Si la distance libre entre les barres est supérieure à $4\varnothing$ ou à 50 mm, la longueur de recouvrement ℓ_o doit être augmentée d'une valeur égale à cette distance libre.

Si les conditions de la figure 6 sont satisfaites, la proportion admissible de barres tendues en recouvrement peut être de 100 % si ces barres sont disposées en un seul lit. S'il y a plusieurs lits, cette proportion est réduite à 50 %.

Les recouvrements des barres comprimées ainsi que ceux des armatures secondaires de répartition peuvent être disposés en totalité dans une même section.

1.7.3 Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement ℓ_o est prise égale à :

$$\ell_o = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 \ell_{b,rqd} \geq \ell_{o,min} \quad (7)$$

avec $\ell_{b,rqd}$ voir (3)

$$\ell_{o,min} = \text{Max} [0,3 \alpha_6 \ell_{b,rqd} ; 15\varnothing ; 200 \text{ mm}] \quad (8)$$

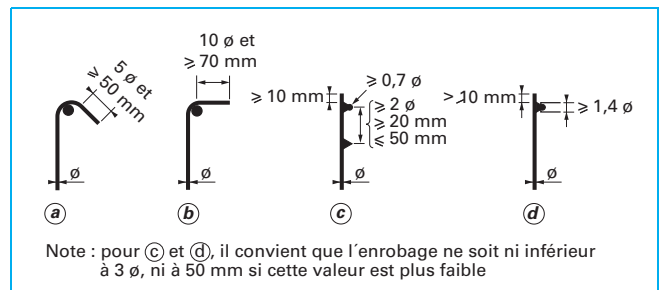


Figure 5 – Ancrage des armatures transversales (figure 8.5 de l'EC2)

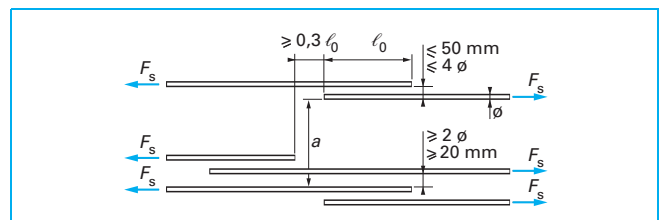


Figure 6 – Distances à respecter entre recouvrements voisins (figure 8.7 de l'EC2)

$\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5$ selon le tableau 2 ; toutefois, pour le calcul de α_3 , il faut prendre $\Sigma A_{st, min} = A_s \sigma_{sd} / f_{yd}$, avec A_s aire de l'une des barres en recouvrement

$\alpha_6 = (\rho_1 / 25)^{1/2}$ avec $1 \leq \alpha_6 \leq 1,5$, ρ_1 étant la proportion d'armatures en recouvrement dans une zone d'étendue $\pm 0,65 \ell_o$ depuis l'axe du recouvrement considéré (figure 7).

1.7.4 Armatures de couture d'un recouvrement

1.7.4.1 Cas des barres tendues

● Dans le cas où les forces de traction qui s'exercent dans le plan créé par les barres en recouvrement sont parallèles à un parement de béton :

— si $\varnothing \leq 20$ mm, ou si la proportion des barres en recouvrement est, en toute section, inférieure à 25 %, il n'est pas nécessaire de prévoir d'autres armatures de couture que celles prévues pour d'autres raisons ;

— sinon, la somme des aires de tous les brins parallèles au plan du recouvrement doit être au moins égale à la section d'une des barres de ce dernier : $\Sigma A_{st} \geq A_s$.

Les armatures de couture sont perpendiculaires à la direction du recouvrement, et disposées sur les tiers extrêmes entre ce dernier et le parement de béton (figure 8a).

● Si plus de 50 % des armatures se recouvrent dans la même section, et si la distance a (figure 6) est au plus égale à $10 \varnothing$, les armatures transversales doivent être constituées par des cadres, étriers ou épingles ancrés dans la masse du béton.

1.7.4.2 Barres comprimées en permanence

Les règles données au § 1.7.4.1 sont applicables, mais on ajoute, à chaque extrémité du recouvrement, une armature de couture, à une distance au plus égale à $4 \varnothing$ de cette extrémité (figure 8b).

1.7.5 Recouvrements des treillis soudés

1.7.5.1 Recouvrements des fils « porteurs »

Les jonctions peuvent se faire dans un même plan (figure 9a) ou dans des plans distincts (figure 9b).

Dans le cas (a), ℓ_o selon (8) est calculée avec $\alpha_3 = 1$ et les dispositions doivent être celles de la figure 6.

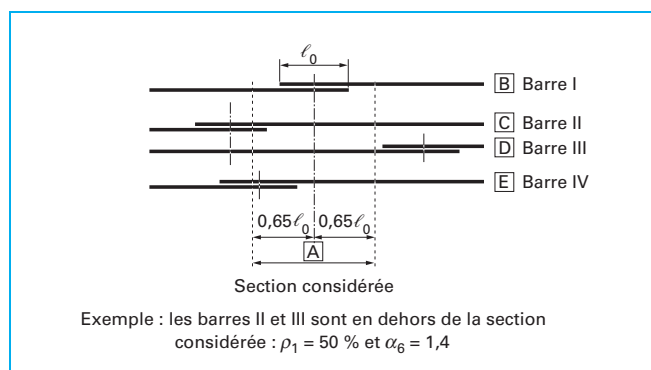


Figure 7 – Proportion de recouvrements à prendre en compte dans une zone de recouvrement donnée (figure 8.8 de l'EC2)

Dans le cas (b), les recouvrements doivent être disposés dans des zones où, à l'état-limite ultime, $\sigma_s \leq 0,8 f_{yd}$. Sinon, la hauteur utile à prendre en compte dans les calculs de résistance en flexion est celle du lit le plus éloigné de la face tendue. En outre, pour les vérifications relatives à la fissuration au voisinage des extrémités du recouvrement, la contrainte σ_s à utiliser en [C 2 332, tableaux 1 et 2] doit être majorée de 25 %.

En ce qui concerne la proportion admissible de barres principales en recouvrement dans n'importe quelle section (proportion rapportée à l'aire de la section totale d'acier) :

- pour le cas (a), le coefficient α_6 (§ 1.7.3) est applicable,
- pour le cas (b), en fonction de la section prévue $(A_s/s)_{prov}$, la proportion est de :

$$100 \% \text{ si } (A_s/s)_{prov} \leq 1\,200 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$60 \% \text{ si } (A_s/s)_{prov} > 1\,200 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

Les recouvrements effectués sur deux nappes superposées doivent être décalés d'au moins $1,3 \ell_o$ dans le sens horizontal. Aucune armature de couture transversale supplémentaire n'est nécessaire.

1.7.5.2 Recouvrements des fils de répartition

Les recouvrements peuvent tous être disposés dans la même section. Au moins deux soudures (une maille) doivent se trouver sur la longueur de recouvrement.

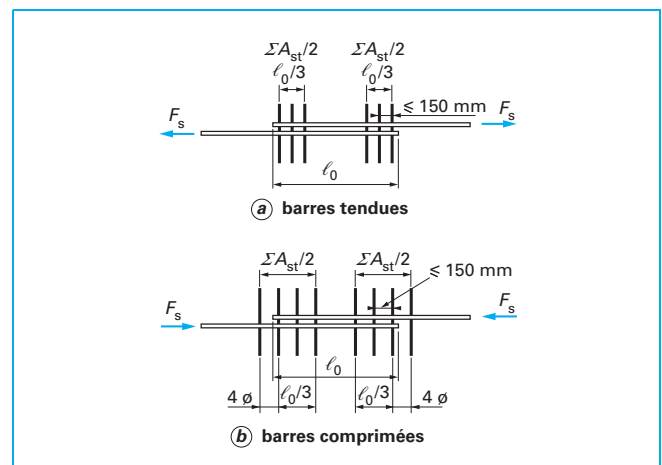


Figure 8 – Disposition des armatures de couture d'une jonction par recouvrement (figure 8.9 de l'EC2)

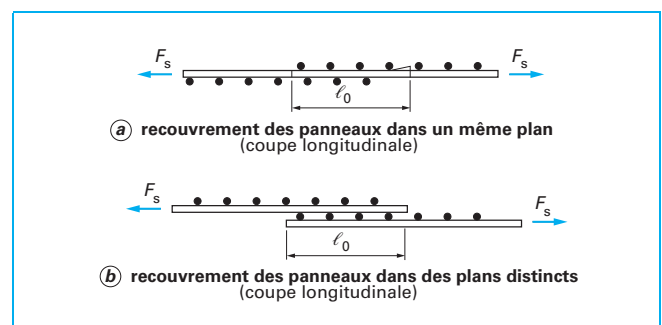


Figure 9 – Recouvrements des treillis soudés (figure 8.10 de l'EC2)

Les valeurs minimales de la longueur de recouvrement sont (\varnothing , diamètre des fils de répartition) :

- pour $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$: $\geq 150 \text{ mm}$; au moins une maille (2 soudures) sur la longueur ℓ_o ;
- pour $6 < \varnothing \leq 8,5 \text{ mm}$: $\geq 250 \text{ mm}$; au moins deux mailles (3 soudures) sur ℓ_o ;
- pour $8,5 < \varnothing \leq 12 \text{ mm}$: $\geq 350 \text{ mm}$; au moins deux mailles (3 soudures) sur ℓ_o .

L'EC2 donne ensuite des règles, non détaillées ici, qui concernent l'adhérence, les ancrages et les recouvrements des barres dont le diamètre excède 32 mm (40 mm pour l'Annexe Nationale), et des paquets de barres.

2. Dispositions constructives

2.1 Généralités

Les règles données ci-après sont principalement applicables aux bâtiments.

Des sections minimales d'armatures sont prescrites pour éviter une rupture fragile ou de larges fissures ou encore pour résister à des efforts, non pris en compte dans les calculs, provenant d'actions gênées.

2.2 Poutres

2.2.1 Armatures longitudinales

2.2.1.1 Sections minimale et maximale

1 – La section A_s des armatures longitudinales doit être telle que $A_s \leq \text{Max} [A_{s, \min 1} ; A_{s, \min 2}]$:

- $A_{s, \min 1}$ est la section minimale nécessaire pour la maîtrise de la fissuration [C 2 332, formule (1)],
- $A_{s, \min 2}$ correspond à une condition de non-fragilité :

$$A_{s, \min 2} = \text{Max} [0,26 b_t f_{ctm} / f_{yk} ; 0,0013 b_t d] \quad (9)$$

avec b_t largeur moyenne de la zone tendue (ou de la nervure seule s'il s'agit d'une poutre en T avec axe neutre dans la table),

f_{ctm} selon [C 2 330, tableau 1].

Note : pour les éléments secondaires, $A_{s, \min}$ peut être pris égal à 1,2 fois l'aire requise par le dimensionnement à l'état-limite ultime.

Les sections dans lesquelles $A_s < A_{s, \min}$ relèvent de la Section 12 de l'EC2 qui traite des structures en béton non armé ou faiblement armé (section non analysée dans la présente rubrique).

2 – L'aire de la section des armatures tendues, de même que celle des aciers comprimés, ne doivent pas excéder, chacune, $A_{s, \max}$ en dehors des zones de recouvrements.

Nota : $A_{s, \max} = 0,04 A_c$. L'Annexe Nationale autorise jusqu'à 0,05 A_c sous réserve de vérifier la capacité effective à bétonner.

2.2.1.2 Autres dispositions constructives

1 – Dans les constructions monolithes, même si le calcul a été fait en supposant que les poutres reposaient librement sur leurs appuis, les sections des nus d'appui doivent être dimensionnées pour un moment de flexion au moins égal à 15 % du moment de flexion maximal en travée.

2 – Sur les appuis intermédiaires des poutres en T continues, l'aire totale A_s placée en partie supérieure doit être uniformément distribuée sur la largeur b_{eff} [C 2 330, figure 10].

2.2.1.3 Épure d'arrêt des armatures longitudinales tendues

1 – Pour les éléments comportant des armatures d'effort tranchant, la force de traction additionnelle ΔF_{td} est calculée selon [C 2 331, relation (25)]. Pour les éléments sans armatures d'effort tranchant, ΔF_{td} peut être prise en compte au moyen d'un décalage $a_\ell = d$ de la courbe enveloppe des moments de flexion.

Cette « règle du décalage » peut également être utilisée pour les éléments comportant des armatures d'effort tranchant, en prenant (voir [C 2 331, § 2.3.1.3]) :

$$a_\ell = z(\cot \theta - \cot \alpha)/2 \quad (10)$$

On peut admettre que la mise en charge des barres sur leur longueur d'ancrage se fait linéairement (figure 10).

2 – La longueur d'ancrage d'une barre relevée qui contribue à la résistance à l'effort tranchant ne doit pas être inférieure à $1,3 \ell_{bd}$ dans la zone tendue et à $0,7 \ell_{bd}$ dans la zone comprimée. Cette longueur est mesurée à partir du point d'intersection de l'axe de la barre relevée avec celui de l'armature longitudinale.

2.2.1.4 Ancrage des armatures inférieures sur un appui de rive

Pour une poutre simplement posée ou faiblement encastrée sur un appui de rive, la section des armatures inférieures sur cet appui doit être au moins égale à une fraction β_2 de la section maximale en travée.

Note : la valeur recommandée pour β_2 est $\beta_2 = 0,25$ mais voir l'Annexe Nationale.

L'ancrage doit pouvoir équilibrer une force égale à :

$$F_E = |V_{Ed}|(a_\ell/z) + N_{Ed} \quad (11)$$

V_{Ed} et N_{Ed} étant, respectivement, l'effort tranchant et l'effort normal de calcul à l'état-limite ultime (N_{Ed} à ajouter ou à soustraire selon qu'il s'agit d'un effort de traction ou de compression). Pour a_ℓ , voir (10).

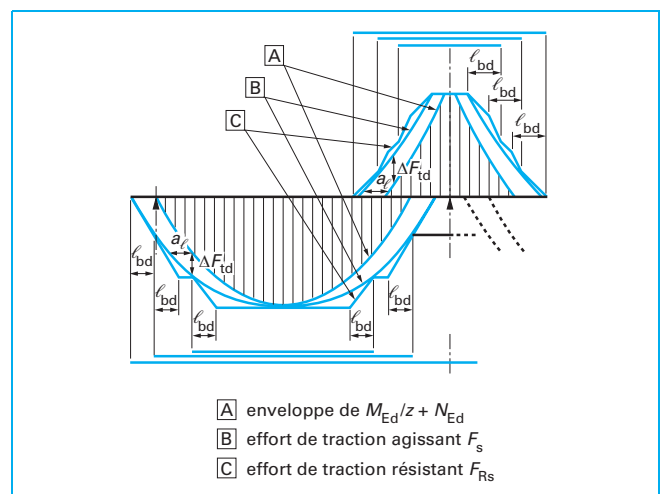


Figure 10 – Épure de répartition des armatures longitudinales (figure 9.2 de l'EC2)

La longueur d'ancrage ℓ_{bd} (voir (4)) est mesurée à partir de la ligne de contact entre la poutre et l'appui (figure 11). Sur un appui direct, la pression transversale créée par la réaction d'appui peut être prise en compte.

2.2.1.5 Ancrage des armatures inférieures sur un appui intermédiaire

La section des armatures inférieures sur appui doit représenter au moins une fraction β_2 de la section en travée. Pour β_2 , voir § 2.2.1.4.

L'ancrage doit avoir une longueur au moins égale :

- à $10\varnothing$ pour les barres rectilignes ;
- au diamètre du mandrin pour les crochets et les coudes si $\varnothing \geq 16$ mm (figure 12a) ;
- à deux fois le diamètre du mandrin si $\varnothing < 16$ mm.

Les documents particuliers du marché DPM doivent préciser si l'armature doit être capable de résister à des moments positifs imprévus (tassement de l'appui, explosion, etc.). Dans ce cas, l'armature doit être continue, ce qui peut être réalisé au moyen de recouvrements (figures 12b et 12c).

2.2.2 Armatures d'effort tranchant

Les armatures d'effort tranchant doivent former un angle de 90° à 45° avec la ligne moyenne de l'élément considéré. Elles peuvent consister en (figure 13) cadres, étriers ou épingles entourant les armatures longitudinales tendues et la zone comprimée et efficacement ancrés, en barres relevées, ou encore en cadres ouverts, échelles, etc., n'entourant pas les armatures longitudinales, mais correctement ancrés dans les zones tendue et comprimée.

L'EC2 autorise pour les cadres des recouvrements de brins à proximité des parements d'une âme, mais une telle disposition n'est pas recommandable, même si l'EC2 ne l'exclut que pour les cadres des éléments soumis à la torsion.

Au moins 50 % des armatures d'effort tranchant nécessaires doivent être prévues sous forme de cadres, étriers ou épingles.

Le pourcentage des armatures d'effort tranchant est :

$$\rho_w = A_{sw}/sb_w \sin \alpha \quad (12)$$

Sauf pour les éléments définis en [C 2 331, § 2.1], il faut avoir : $\rho_w \geq \rho_{w, \min}$

L'espacement maximal des cours d'armatures d'effort tranchant est :

- dans le sens longitudinal :
 - pour des armatures d'effort tranchant inclinées (ou droites, avec $\cot \alpha = 0$) : $s_{t, \max}$;
 - pour des barres relevées : $s_{b, \max}$;
- dans le sens transversal : $s_{t, \max}$

Note : les valeurs à prendre en compte sont, respectivement :

$$\rho_{w, \min} = 0,080 \sqrt{f_{ck}}/f_{yk} \text{ (MPa)} \quad (13)$$

$$s_{t, \max} = 0,75 d(1 + \cot \alpha) \quad (14)$$

$$s_{b, \max} = 0,6 d(1 + \cot \alpha) \quad (15)$$

$$s_{t, \max} = 0,75 d \leq 600 \text{ mm} \quad (16)$$

2.2.3 Armatures de torsion

Les cadres de torsion, perpendiculaires à la ligne moyenne de l'élément, doivent être fermés et ancrés par des crochets (à 135°) avec retours dirigés vers la masse du béton (figures 14a1, a3) ou selon la figure 14a2, mais non selon la figure 14b.

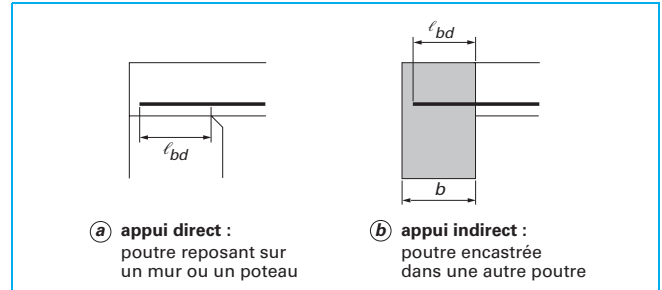


Figure 11 – Ancrage sur un appui d'extrémité des armatures inférieures tendues (figure 9.3 de l'EC2)

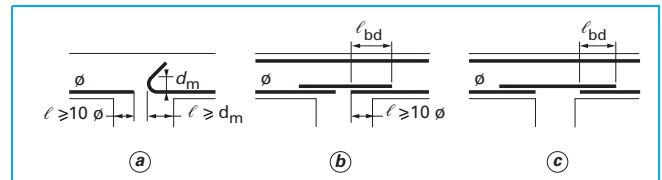


Figure 12 – Ancrage sur un appui intermédiaire des armatures inférieures (figure 9.4 de l'EC2)

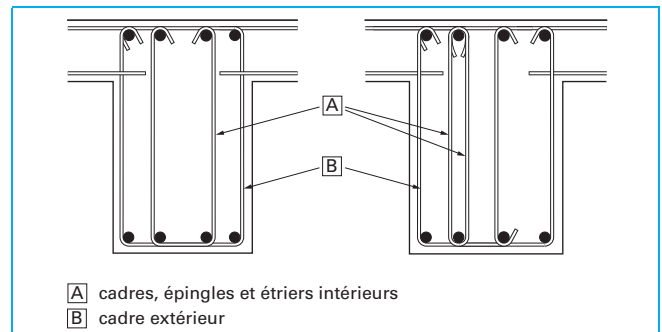


Figure 13 – Armatures d'effort tranchant (figure 9.5 de l'EC2)

Le pourcentage $\rho_{w, \min}$ défini au § 2.2.2 est applicable aux cadres de torsion.

L'espacement longitudinal des cadres de torsion est limité à la plus faible des trois valeurs suivantes : $u/8$; $s_{t, \max}$; la plus faible dimension de la section droite (u , périmètre extérieur de cette section).

Il faut disposer au moins une barre longitudinale dans chaque angle, les autres armatures longitudinales de torsion étant réparties uniformément le long du contour intérieur des cadres et espacées au plus de 350 mm.

2.2.4 Armatures de peau

Des armatures de peau (treillis soudés ou barres de petit diamètre) doivent être prévues 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 correspondantes sont données à l'annexe J 1 de l'EC2 et ne sont pas reproduites ici.

2.2.5 Appuis indirects

Lorsqu'une poutre est portée par une autre poutre, ou lorsqu'une dalle n'est pas appuyée en partie supérieure d'une poutre, des armatures de suspension, capables d'équilibrer les réactions mutuelles, doivent être prévues en complément de celles exigées pour d'autres raisons.

Les armatures de suspension à l'intersection de deux poutres se composent de cadres et d'étriers entourant les armatures principales de l'élément porteur. Certaines d'entre elles peuvent être placées en dehors du volume commun aux deux poutres (figure 15).

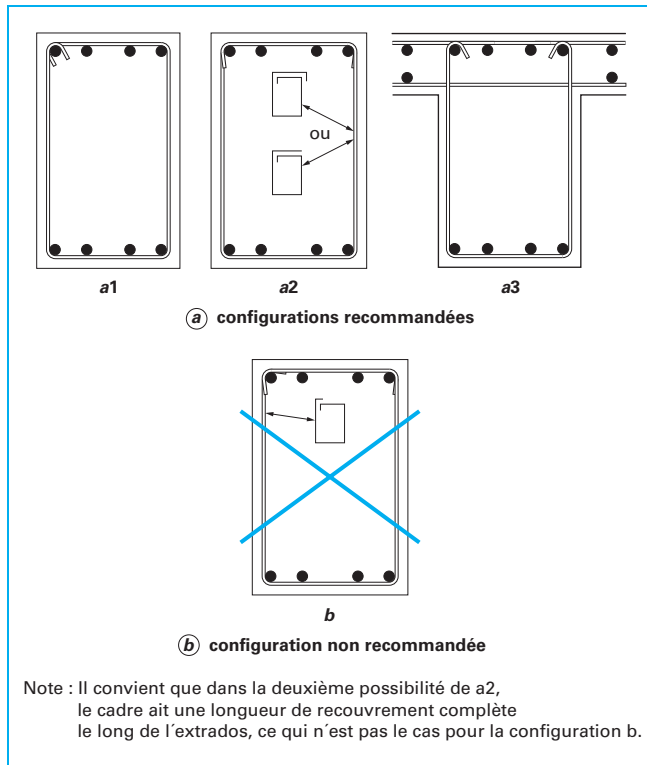


Figure 14 – Cadres de torsion (figure 9.6 de l'EC2)

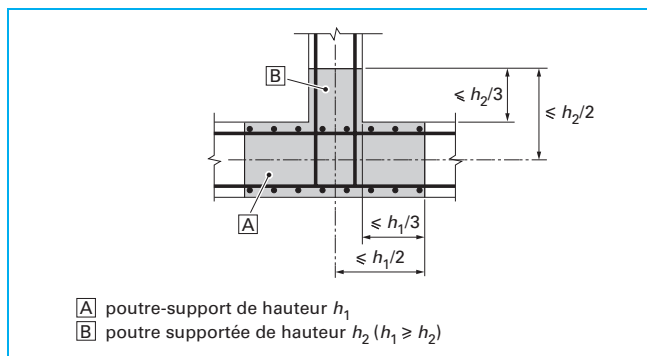


Figure 15 – Armatures de suspension dans la zone d'appui mutuel de deux poutres (figure 9.7 de l'EC2)

2.3 Dalles pleines

Sont visées ici les dalles portant dans une ou dans deux directions, pour lesquelles $b \geq 5h$ et $\ell_{eff} \geq 5h$.

2.3.1 Armatures de flexion

2.3.1.1 Généralités

● Pourcentages d'armatures minimaux et maximaux : comme pour les poutres (§ 2.2).

Note : si le risque de rupture fragile est faible, $A_{s, min} = 1,2 A_{ur}$, A_{ur} aire requise à l'état-limite ultime.

● Section des armatures de répartition : au moins égale à 20 % de celle des armatures principales.

● Les espacements entre barres doivent être limités à $s_{max, slabs}$.

Note : les valeurs à prendre en compte pour $s_{max, slabs}$ sont (h , épaisseur totale de la dalle) :

- espacement maximal des barres principales : Min [$3h$; 400 mm] ;
- espacement maximal des barres secondaires : Min [$3,5h$; 450 mm].

Dans les zones où agissent des charges concentrées, ou dans celles où le moment est maximal, ces valeurs deviennent :

- barres principales : Min [$2h$; 250 mm] ;
- barres secondaires : Min [$3h$; 400 mm] ;

● Pour les arrêts de barres, le décalage a_ℓ est pris égal à d .

2.3.1.2 Armatures au voisinage des appuis

La moitié de l'armature de la travée doit être prolongée jusqu'aux appuis et y être ancrée.

S'il existe, le long d'un bord, un encastrement partiel non pris en compte dans l'analyse, l'armature supérieure doit pouvoir équilibrer 25 % au moins du moment maximal de la travée adjacente. Sa longueur à partir du nu d'appui ne doit pas être inférieure à 0,2 fois la portée de cette dernière. L'armature supérieure doit être continue au droit des appuis intermédiaires et ancrée sur les appuis de rive.

Sur un appui de rive, le moment à équilibrer est réduit à 15 % du moment maximal de la travée adjacente.

2.3.1.3 Armatures d'angle

Lorsque le soulèvement de la dalle dans un angle est empêché, il convient de prévoir des armatures appropriées.

2.3.1.4 Armatures le long des bords libres

Le long d'un bord libre, une dalle doit normalement comporter des armatures longitudinales et transversales (figure 16). L'armature normalement prévue peut jouer le rôle d'armature de bord.

2.3.2 Armatures d'effort tranchant

Pour pouvoir comporter des armatures d'effort tranchant, une dalle doit avoir une épaisseur d'au moins 200 mm. Pour le pourcentage minimal des armatures d'effort tranchant, les règles données pour les poutres s'appliquent.

Si $|V_{Ed}| \leq 1/3 V_{Rd, max}$, l'armature d'effort tranchant peut être entièrement constituée par des barres relevées ou des cadres, étriers ou épingles.

L'espacement maximal longitudinal des armatures d'effort tranchant est :

— pour les cadres, étriers ou épingles :

$$s_{max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) \quad (17)$$

— pour les barres relevées :

$$s_{max} = d \quad (18)$$

L'espacement transversal maximal des armatures d'effort tranchant est limité à $1,5d$.

2.4 Planchers-dalles (et poinçonnement)

Les articles 9.4.1 et 9.4.2 de l'EC2 concernent spécifiquement les planchers-dalles (non traités dans la présente rubrique). Nous ne retenons que les dispositions de l'article 9.4.3 qui sont générales et complètent les règles données en [C 2 331, § 4.5] pour les armatures de poinçonnement.

Lorsque des armatures de poinçonnement sont nécessaires, elles doivent être disposées entre l'aire chargée ou le poteau support jusqu'à la distance $1,5d$ (voir [C 2 331, § 4.5]) à l'intérieur du contour au-delà duquel aucune armature de poinçonnement n'est plus requise. Au moins deux cours périphériques de cadres ou étriers (figure 17), espacés d'au plus $0,75d$ doivent être prévus.

Le long d'un contour, l'espacement des cadres ou étriers ne doit pas être supérieur à $1,5d$ quand ce contour est à l'intérieur du contour de contrôle de référence [C 2 331, § 4.2]. À l'extérieur du premier contour où les cadres ou étriers sont nécessaires, leur espacement le long de tout contour objet de la vérification ne doit pas être supérieur à $2d$ [C 2 331, figure 23].

Pour des barres relevées placées conformément à la figure 17b, une seule file périphérique de cadres ou étriers est suffisante.

Lorsque des armatures de poinçonnement sont nécessaires, l'aire minimale $A_{sw, min}$ du brin d'un étrier (ou de l'équivalent) est donnée par :

$$A_{sw, min} \cdot (1,5 \sin \alpha + \cos \alpha) / s_r \cdot s_t \geq 0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \quad (19)$$

(f_{ck} en MPa)

avec α angle entre les armatures de poinçonnement et les armatures principales (pour des cadres verticaux, $\alpha = 90^\circ$ et $\sin \alpha = 1$),
 s_r, s_t espacements des cadres ou étriers de poinçonnement respectivement dans la direction radiale et dans la direction tangentielle.

Les barres relevées traversant l'aire chargée ou se trouvant à une distance de cette aire au plus égale à $0,25d$ peuvent jouer le rôle d'armatures de poinçonnement.

La distance, mesurée au niveau des armatures tendues, entre le nu d'un appui ou le périmètre d'une aire chargée et les armatures de poinçonnement les plus proches prises en compte dans le calcul est limitée à $d/2$. Lorsqu'une seule file de barres relevées est prévue, leur angle de pliage peut être réduit à 30° .

2.5 Poteaux

2.5.1 Généralités

Sont visés dans cet article les poteaux tels que $h \leq 4b$ (h , grande dimension ; b , petite dimension).

2.5.2 Armatures longitudinales

Les valeurs numériques ci-après doivent être respectées.

1 — Diamètre minimal des armatures longitudinales :
 $\varnothing_{min} = 8 \text{ mm}$.

2 — Aire minimale des armatures longitudinales :

$$A_{s, min} = \text{Max} [0,10 N_{Ed} / f_{yd} ; 0,002 A_c] \quad (20)$$

avec N_{Ed} effort normal de calcul,
 A_c aire de la section droite du béton.

3 — Aire maximale $A_{s, max}$ des armatures longitudinales :

- hors des zones de recouvrements : $0,04 A_c$;
- dans une zone de recouvrements : $0,08 A_c$.

Le nombre minimal d'armatures longitudinales est de :

- une barre dans chaque angle pour les poteaux à contour polygonal ;
- 4 barres pour les poteaux circulaires.

2.5.3 Armatures transversales

Les armatures transversales peuvent être constituées de cadres, de cerces ou de spires hélicoïdales, convenablement ancrés et remplissant les conditions suivantes :

- $\varnothing_t \geq \text{Max} [6 \text{ mm} ; \varnothing_{\ell, max} / 4]$ pour des armatures en barres ;
- $\varnothing_t \geq 5 \text{ mm}$ pour des armatures en treillis soudés.

L'espacement s_t des cours d'armatures transversales est limité à

$$s_{t, max} = \text{Min} [20 \varnothing_{\ell, min} ; b ; 400 \text{ mm}]$$

avec b plus faible dimension du poteau.

Toutes les barres longitudinales placées dans un angle doivent être maintenues. Il convient dans une zone comprimée, de ne pas disposer de barre non tenue à plus de 150 mm d'une barre tenue.

Les valeurs limites de s_t sont à multiplier par 0,6 :

- i) de part et d'autre d'une dalle ou d'une poutre, sur une hauteur égale à la plus grande dimension de la section transversale du poteau ;
- ii) au voisinage d'un recouvrement lorsque $\varnothing_{\ell, max} > 14 \text{ mm}$ (minimum nécessaire : 3 nappes équidistantes sur la longueur du recouvrement).

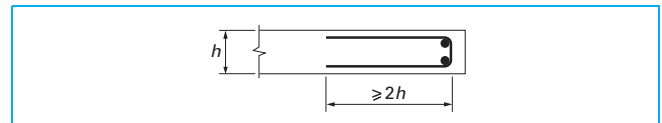


Figure 16 – Armatures de bord d'une dalle (figure 9.8 de l'EC2)

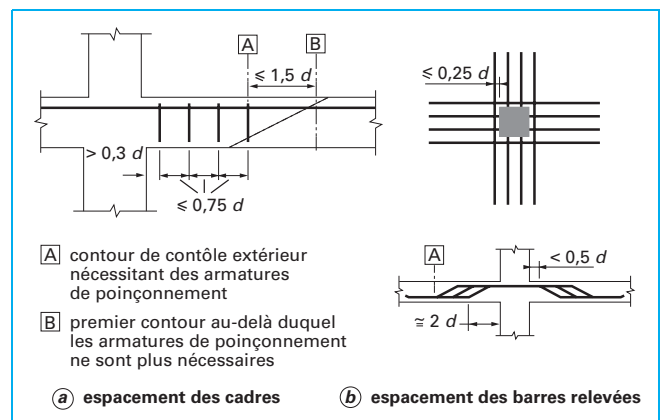


Figure 17 – Armatures de poinçonnement (figure 9.10 de l'EC2)

Dans le cas d'un changement de direction des barres longitudinales (aux changements de section du poteau, par exemple), si la pente correspondante est supérieure à 1/12, les armatures transversales doivent être calculées pour équilibrer les forces transversales qui en résultent.

2.6 Voiles

2.6.1 Généralités

La quantité et les dispositions d'armatures peuvent être déduites d'un modèle à bielles et tirants. Pour les voiles soumis de manière prédominante à une flexion hors de leur plan, les règles applicables sont celles des dalles.

2.6.2 Armatures verticales

L'aire de la section des armatures verticales doit normalement être comprise entre $0,02 A_c$ et $0,04 A_c$ mais, pour les voiles armés des bâtiments, l'Annexe Nationale propose des valeurs différentes [9].

Lorsque le calcul conduit à prévoir l'aire minimale d'armatures, la moitié de cette aire est à disposer sur chaque face.

L'espacement entre les barres verticales doit être au plus égal à $\text{Min}[3h; 400 \text{ mm}]$ (h , épaisseur du voile).

2.6.3 Armatures horizontales

Des armatures horizontales, parallèles aux faces et aux bords libres, doivent être prévues. L'aire de leur section ne doit pas être inférieure à 25 % de celle des armatures verticales ni à $0,001 A_c$ mais, pour les voiles armés des bâtiments, l'Annexe Nationale propose des valeurs différentes [9].

L'espacement entre deux barres horizontales adjacentes est limité à 400 mm.

2.6.4 Armatures transversales

Dans toutes les zones où l'aire totale des armatures verticales placées sur les deux faces excède $0,02 A_c$, il convient de prévoir des armatures transversales (cadres, étriers ou épingles) en respectant les exigences requises pour les poteaux. Mais pour la condition citée au § 2.5.3-i, la grande dimension n'a pas à être prise supérieure à quatre fois l'épaisseur du voile (selon la définition donnée en [C 2 330, § 5.3.1]).

Lorsque les armatures principales sont celles des lits situés le plus près des parements du voile, il convient de prévoir également des cadres ou étriers transversaux à raison de 4 au moins par m^2 .

Note : des armatures transversales ne sont pas nécessaires lorsque des treillis soudés ou des barres $\varnothing \leq 16 \text{ mm}$ sont employés avec un enrobage supérieur à 2 \varnothing .

2.7 Poutres-cloisons

Normalement, il convient de prévoir sur chaque face un treillis orthogonal, avec, dans chaque direction, une section minimale de $A_{s, \text{dbmin}}$ égale à 0,1 % de A_c avec un minimum de $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ sur chaque face et dans chaque direction. Dans certains cas définis par l'Annexe Nationale, $A_{s, \text{dbmin}} = 0$.

L'espacement entre deux barres adjacentes du treillis ne doit pas excéder $\text{Min}[2h; 300 \text{ mm}]$ (h épaisseur de la poutre-cloison).

Les armatures constituant les tirants du modèle de calcul doivent être totalement ancrées dans chaque nœud (barres courbes, retours en U ou dispositifs mécaniques) à moins que l'on ne dispose au-delà du nœud d'une longueur au moins égale à ℓ_{bd} [formule (4)].

2.8 Fondations

2.8.1 Semelles en tête de pieux

L'EC2 n'impose aucune méthode de calcul et laisse le choix entre la méthode des bielles et tirants, ou la méthode par flexion.

Le diamètre minimal des barres constituant l'armature de traction concentrée dans les zones tendues situées entre les pieux, est $\varnothing_{\text{min}} = 8 \text{ mm}$. Si l'aire de la section de cette armature est au moins égale à la section minimale requise, on peut omettre les barres réparties uniformément sur la surface inférieure de la semelle. En outre, les côtés et la face supérieure peuvent être non armés s'il n'y a aucun risque de voir se développer des contraintes de traction dans ces zones.

L'ancrage des armatures tendues peut être réalisé au moyen de barres transversales soudées. La compression due à la réaction d'appui d'un pieu, supposée se diffuser avec un angle de 45° à partir de l'intersection du plan vertical du nu de celui-ci et d'un plan horizontal situé à 50 mm au moins au-dessus de la face inférieure de la semelle, peut être prise en compte dans le calcul de la longueur d'ancrage.

2.8.2 Semelles de fondation de poteaux ou de voiles

2.8.2.1 Généralités

Sauf s'il s'agit de treillis soudés, les barres d'armature doivent avoir un diamètre au moins égal à 8^* mm. Pour les ancrages, voir § 1.4 et 1.5.

Les armatures d'une semelle circulaire peuvent être orthogonales et concentrées dans deux zones centrales de largeur égale à $(50 \pm 10) \%$ du diamètre (figure 18). Les parties extérieures au ferrailage sont à considérer comme en béton non armé.

2.8.2.2 Ancrage des barres

L'effort de traction dans les armatures est déterminé à partir des conditions d'équilibre, en tenant compte de l'effet des fissures obliques (figure 19). L'effort de traction $F_s(x)$ à l'abscisse x comptée depuis le bord extérieur de la semelle doit pouvoir être totalement ancré en sorte que l'on ait $\ell_b \leq x$. Pour des ancrages droits, on peut adopter $x_{\text{min}} = h/2$. Si la longueur disponible est insuffisante pour un ancrage droit, on peut prévoir un ancrage courbe ou des dispositifs d'ancrage d'extrémité, avec des valeurs plus élevées de x .

L'effort de traction à ancrer est :

$$F_s = R z_e / z_i \quad (21)$$

avec	R	résultante des pressions sur le sol sur la distance x ,
	z_e	distance entre les lignes d'action de R et l'effort vertical N_{Ed} correspondant à la pression totale sur le sol entre les sections A et B (figure 19),
	z_i	distance entre les armatures et l'effort horizontal de compression F_c correspondant à l'effort de traction maximal $F_{s, \text{max}}$.

À titre de simplification, z_e peut être déterminé en supposant que $e = 0,15 b$ (figure 19) et on peut prendre $z_i = 0,9 d$.

2.8.3 Longrines de redressement

Les barres des longrines de redressement doivent avoir un diamètre minimal de 8 mm. Ces longrines doivent être calculées pour une charge minimale descendante de 10 kN/m si elles peuvent être sollicitées par des engins de compactage.

2.8.4 Semelles de poteaux fondées au rocher

Il convient de prévoir des armatures transversales convenables pour résister aux efforts d'éclatement dans la semelle lorsque la pression sur le sol aux états-limites ultimes est supérieure à 5 MPa. Ces armatures, d'un diamètre minimal de 8 mm, peuvent être distribuées uniformément sur la hauteur h dans la direction de l'effort d'éclatement.

L'effort d'éclatement vaut (notations, figure 20) :

$$F_s = 0,25 (1 - c/h) N_{Ed} \quad (22)$$

où $h = \text{Min} (b ; H)$.

2.8.5 Pieux forés armés

Les pieux forés coulés en place de diamètre au plus égal à 600 mm (limitation sans objet selon l'Annexe Nationale) doivent être munis d'une section minimale d'armatures longitudinales A_s , b_{pmin} , répartie sur le pourtour de leur section.

Note : les valeurs de A_s , b_{pmin} sont (A_c , section transversale du pieu) :

- pour $A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$: $A_s \geq 0,005 A_c$;
- pour $0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$: $A_s \geq 25 \text{ cm}^2$;
- pour $A_c > 1,0 \text{ m}^2$: $A_s \geq 0,0025 A_c$.

Les pieux doivent comporter un minimum de 6 barres longitudinales d'un diamètre au moins égal à 16 mm et réservant entre elles une distance libre, mesurée sur le pourtour du pieu, au plus égale à 200 mm.

2.9 Régions comportant des discontinuités dans la géométrie ou dans les actions

L'annexe informative J de l'EC2 traite spécifiquement des problèmes afférents à ces régions.

2.9.1 Angles de portiques

a) Angles de portiques dont l'intérieur est comprimé

Dans le cas où les hauteurs des sections droites du poteau (h_2) et de la poutre (h_1) sont telles que $2/3 \leq h_2/h_1 \leq 3/2$, aucune vérification de ferrailage de liaison ou de longueur d'ancrage dans la jonction poutre-poteau n'est requise, sous réserve que toutes les armatures longitudinales tendues de la poutre soient coudées dans la jonction (figure 21a).

La figure 21b montre un modèle pour lequel $h_2/h_1 < 2/3$ avec $0,4 \leq \tan \theta \leq 1$.

La longueur d'ancrage ℓ_{bd} doit être déterminée pour la force

$$\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$$

Les forces de traction transversales perpendiculaires au plan du nœud doivent être équilibrées par des armatures.

b) Angles de portiques dont l'intérieur est tendu

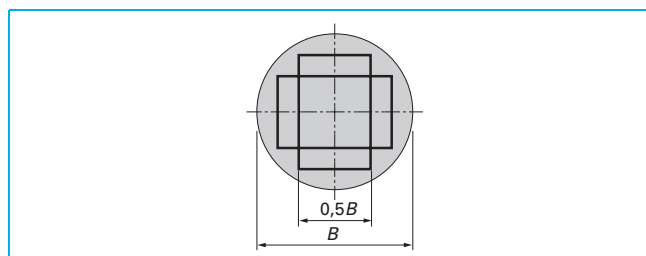


Figure 18 – Armatures orthogonales d'une semelle circulaire (figure 9.12 de l'EC2)

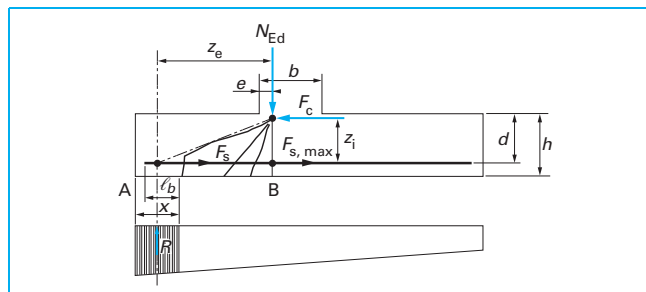


Figure 19 – Modèle pour l'évaluation de l'effort de traction vis-à-vis des fissures inclinées (figure 9.13 de l'EC2)

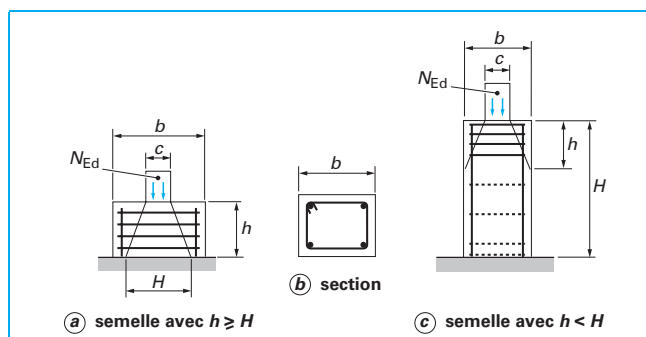


Figure 20 – Armatures s'opposant à l'éclatement du béton dans une semelle fondée sur rocher (figure 9.14 de l'EC2)

Si les hauteurs des sections droites du poteau et de la poutre sont approximativement égales ($2/3 \leq h_2/h_1 \leq 3/2$), les modèles des figures 22a et 23a peuvent être utilisés. Le ferrailage de l'angle doit être constitué par des boucles ou par des barres en U se recouvrant, associées à des cadres inclinés (voir figures 22b et c et 23b et c).

Quand l'angle du portique est fortement tendu, il convient de prévoir une barre diagonale associée à des armatures de couture, pour empêcher le fendage du béton (fig. 23b et c).

2.9.2 Consoles courtes

Les consoles courtes, ou encore « corbeaux », définis par $a_c < z_o$, peuvent être conçus en utilisant un modèle à bielle et tirant dans lequel l'inclinaison de la bielle est telle que $1 \leq \tan \theta \leq 2,5$ (figure 24).

• Si $a_c \leq 0,5 h_c$ (figure 24), des cadres fermés, horizontaux ou inclinés, avec $A_{s, link} \geq 0,25 A_{s, main}$ doivent être prévus en complément de l'armature principale de traction (figure 25a).

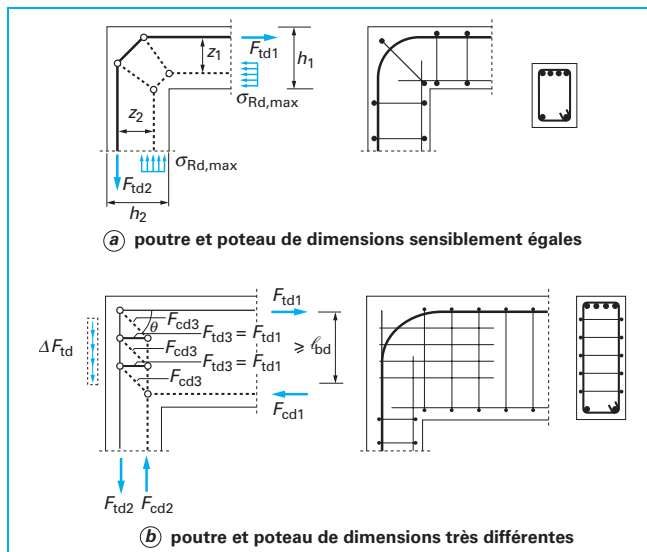


Figure 21 – Modélisation et ferrailage d'un angle de portique dont l'intérieur est comprimé (figure J2 de l'EC2)

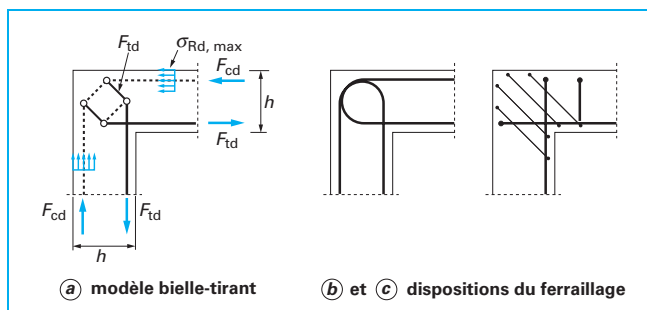


Figure 22 – Angle de portique dont l'intérieur est modérément tendu (figure J3 de l'EC2)

● Si $a_c > 0,5 h_c$ et $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ [C 2 331, relations (2) et (3)], des cadres fermés verticaux, avec $A_{s, link} \geq 0,5 F_{Ed}/f_{yd}$ sont à prévoir en complément de l'armature principale de traction (figure 25b).

Il convient d'ancrer les armatures principales tendues :

— d'une part, dans l'élément porteur, sur la paroi opposée, la longueur d'ancrage étant mesurée à partir de l'emplacement des armatures verticales situées sur la paroi la plus proche ;

— d'autre part, dans le corbeau, la longueur d'ancrage étant mesurée à partir de l'aplomb du bord intérieur de la plaque transmettant la charge au corbeau.

S'il y a des exigences particulières concernant la limitation de la fissuration, des armatures de couture inclinées placées dans l'angle rentrant seront efficaces.

Pour en savoir plus, le lecteur se reportera aux références bibliographiques [1] à [8] du dossier [C 2 330].

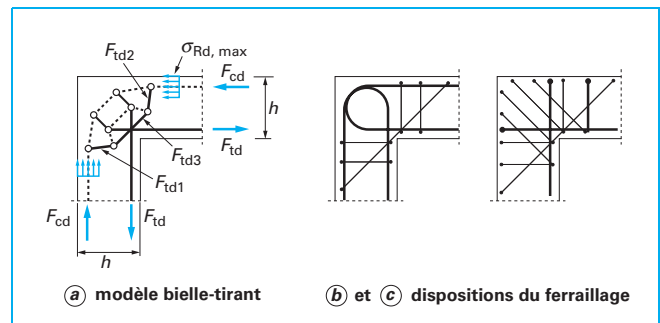


Figure 23 – Angle de portique dont l'intérieur est fortement tendu (figure J4 de l'EC2)

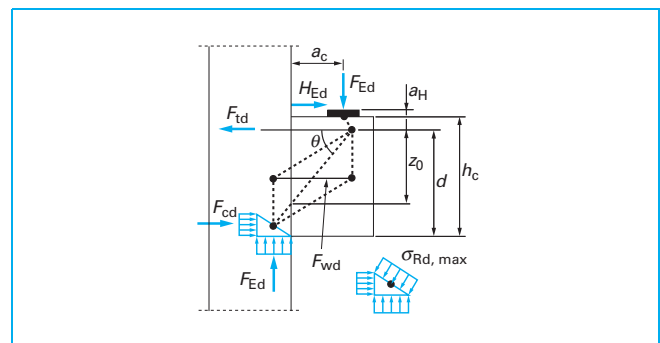


Figure 24 – Modèle bielle-tirant pour une console courte (figure J5 de l'EC2)

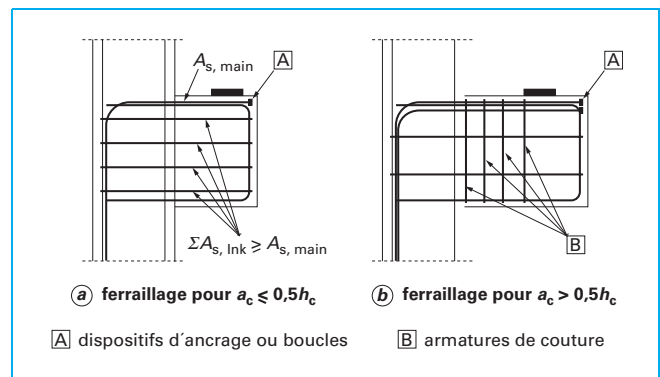


Figure 25 – Dispositions constructives pour une console courte (figure J6 de l'EC2)

De manière générale, le lecteur peut consulter :

- pour les publications de la fib (et les bulletins du CEB) : <http://www.fib-international.org/publications>
- pour les publications touchant aux Eurocodes : <http://www.thomastelford.com/books>