

GUIDE POUR L'APPLICATION DE L'EUROCODE 2 – Partie 1-1

Henry THONIER

INTRODUCTION

1 – Désignation des divisions et subdivisions (voir Annexe A)

Terme anglais	Terme français	Exemple de numérotation
Clause	Article	1
Subclause	Paragraphe	1.1
Subclause	Paragraphe	1.1.1
Paragraphe	Alinéa	(pas de numéro)

2 - Valeur juridique des NOTES (voir Annexe A)

« Les notes et les exemples insérés dans le texte d'un document ne doivent être utilisés que pour donner des informations supplémentaires destinées à faciliter la compréhension ou l'utilisation du document. Ces éléments ne doivent pas contenir d'exigences ni d'informations considérées comme indispensables pour l'utilisation du document. »

Ainsi, sauf dispositions contraires dans le marché, les NOTES ne sont pas contractuelles.

3 - Annexe Nationale

Le paragraphe (6) de l'avant-propos de l'Annexe Nationale française NF EN 1992-1-1/NA précise :

« (6) Quand la norme NF EN 1992-1-1:2005 est rendue applicable dans un marché public ou privé, l'Annexe Nationale est également applicable, sauf mention contraire dans les documents particuliers du marché. »

4 – Valeur juridique des "Recommandations Professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 et de son Annexe nationale".

Les Recommandations Professionnelles contiennent un certain nombre de dispositions reprises du BAEL ou de certains DTU.

Ces Recommandations ne peuvent être applicables que si elles ont été rendues contractuelles dans le marché.

Cependant, certaines de ces dispositions sont conformes à l'EC2 (calcul des flèches nuisibles) et ne posent pas de difficultés d'application, d'autres (méthode de Caquot, règles forfaitaires de calcul des moments, méthode des bielles pour le calcul des semelles superficielles) ne sont pas conformes à l'EC2 et ne peuvent être utilisées que pour un dimensionnement, mais pas comme justificatif.

5 - Notations. Tous les indices minuscules c et s des coefficients γ ont été changés en majuscules : γ_c devient γ_C et γ_s devient γ_S .

6 - Vocabulaire.

- Agrégats. Ce mot est un anglicisme. Le mot français normalisé est granulats.
- Acier désigne le matériau. Après coupe et façonnage, on parle d'armature.
- Tranchant. Ce mot est un raccourci de l'expression effort tranchant qu'il est préférable d'utiliser.

EUROCODE 2-1-1 - SECTION 1 GÉNÉRALITES

1.3 Hypothèses - « *La structure fera l'objet d'une maintenance adéquate.* ». Si des désordres apparaissent sur une structure, la cause est aussi à rechercher dans un défaut de maintenance.

1.5.2.2 – Un élément ne comportant pas d'armatures ou une quantité inférieure au minimum requis dans la section 9 est en béton non armé, qui ressort du chapitre 12.

1.6 Principaux indices

a	<i>autogenous</i> = endogène	n	<i>normal</i> = perpendiculaire
b	<i>bond</i> = adhérence	nom	<i>nominal</i>
c	<i>concrete</i> = béton	p	<i>prestressing</i> = précontrainte
c	<i>creeping</i> = fluage	prov	<i>provided</i> = fourni, mis en place
cr	<i>critical</i> = critique	Q	variable
d	<i>design</i> = de calcul	qp	<i>quasi-permanent</i>
d	<i>drying</i> = dessiccation	r	<i>relaxation</i>
dev	<i>deviation</i> = tolérance d'exécution	R	<i>resistant</i> = résistant
E	extérieur	red	<i>reduced</i> = réduit
ef	<i>efficient</i> = efficace	reqd	<i>required</i> = exigé, nécessaire
eff	<i>efficient</i> = efficace	s	<i>space</i> = espacement
ext	<i>external</i> = externe	s	<i>shrinkage</i> = retrait
f	<i>flange</i> = table	S	<i>steel</i> = acier
fi	<i>fire</i> = feu, incendie	t	<i>tension</i> = traction
G	<i>permanent</i>	u	<i>ultimate</i> = ultime
i	<i>interface</i>	y	<i>yield</i> = limite élastique
k	caractéristique	w	<i>web</i> = âme
l	<i>longitudinal</i>		
lc	<i>light concrete</i> = béton léger		Classes d'exposition :
lim	<i>limit</i> = limite	XA	chemical attack = attaque chimique
m	<i>mean</i> = moyen	XC	carbonatation
max	<i>maximum</i> = maximal	XD	deicing = déverglaçage
min	<i>minimum</i> = minimal	XF	freeze = gel
		XS	sea water = eau de mer

SECTION 2 BASES DE CALCUL

2.3.1.2 Effets thermiques.

« *Il convient de tenir compte des effets thermiques pour la vérification aux états-limites de service* » comme une action variable avec un coefficient partiel $\gamma_{SH} = 1$ et un coefficient Ψ .

En général, on n'a pas à prendre en considération les effets thermiques en ELU. Voir EC2-1-1.

Pour les actions thermiques : voir NF EN 1991-1-5 – *Actions thermiques*.

Pour les joints de dilatations, voir 2.3.3 (3) de l'Annexe Nationale de l'EC2 (NF EN 1992-1-1/NA) et des Recommandations Professionnelles [2], paragraphe 2.3.3 (3).

2.3.1.3 Tassements différentiels

Il convient d'en tenir compte en ELS.

En ELU, il convient de ne les considérer que s'ils sont significatifs.

Voir Recommandations Professionnelles [2], paragraphe 2.3.3 (3).

2.3.2.2 Retrait et fluage

Il convient d'en tenir compte en ELS.

En ELU, il convient de ne les considérer que s'ils sont significatifs.

2.3.3 (3) « *Dans les bâtiments, les effets de la température et du retrait peuvent être négligés dans l'analyse globale sous réserve que des joints, espacés de d_{joint} , soient incorporés afin de reprendre les déformations résultantes.*

NOTE La valeur d_{joint} relève de l'Annexe Nationale. La valeur recommandée est $d_{joint} = 30$ m. Par comparaison avec les structures coulées en place, la valeur peut être supérieure pour les structures préfabriquées en béton, une partie du fluage et du retrait se produisant alors avant la mise en oeuvre des éléments. »

Les valeurs de 25 à 50 m du BAEL ont été reprises dans l'annexe nationale (NF EN1992-1-1/NA).

Les distances entre joints de dilatation sont à compter perpendiculairement aux dits joints et non en diagonale.

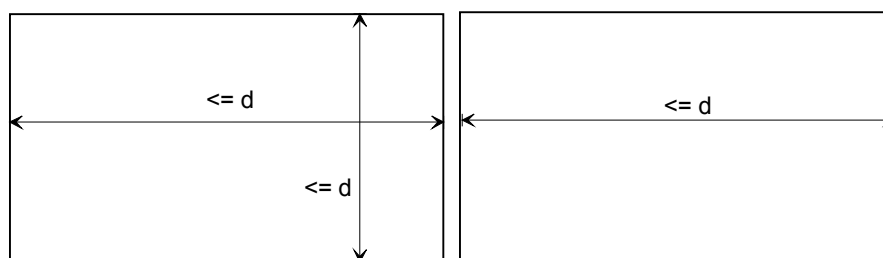


Fig. 1 – Distances entre joints de dilatation

2.4.3 (2) Toute **action permanente** est à considérer la même (soit la valeur inférieure, soit la valeur supérieure) pour toute la structure calculée, sauf pour la vérification de l'équilibre statique (EQU).

2.5 « *Le dimensionnement des structures ou des éléments structuraux peut être basé sur l'expérimentation* ». Voir annexe D de la NF EN1990 (EC0).

2.6 Exigences complémentaires pour les fondations et plus particulièrement **tassements différentiels**, voir Recommandations Professionnelles [2], paragraphe 2.3.3 (3).

3.1.2 (6) Ne pas confondre les **classes de ciment** R, N et S de ce paragraphe avec les classes N et R de la NF EN 197-1 sur les ciments, ni avec les classes de consistance des bétons selon NF EN 206-1.

3.1.2 (6) Tableau 3.1 On a souvent intérêt à prendre les **valeurs tabulées** plutôt que les valeurs découlant des formules légèrement plus conservatrices.

3.1.5 La relation **contrainte-déformation du béton** pour les calculs au **flambement** est obligatoirement celle de l'équation (3.14), appelée usuellement équation de Sargin simplifiée. On ne peut utiliser le diagramme parabole-rectangle ou tout autre expression sauf à montrer qu'elle représente correctement le comportement du béton.

3.1.7 Relation contrainte-déformation du béton pour les **calculs des sections**. On peut utiliser :

- le diagramme parabole-rectangle (l'exposant est inférieur à 2 pour $f_{ck} > 50$ MPa)
- le diagramme rectangulaire simplifié
- le diagramme bi-linéaire, sans intérêt car moins économique que les deux autres.

En pratique, on prendra le diagramme rectangulaire simplifié en flexion simple ou en flexion composée partiellement comprimée et le diagramme parabole-rectangle en flexion composée entièrement comprimée.

3.1.9 Béton confiné. L'augmentation de la résistance caractéristique ne peut se combiner avec l'augmentation de l'effort de compression limite dans le cas de **pression localisée** (paragraphe 6.7)

3.2.1 Limites d'élasticité des aciers : de 400 à 600 MPa. Ce qui élimine les aciers doux. La valeur courante en France est 500 MPa.

3.2.4 Ductilité des aciers

On peut considérer les diamètres inférieurs ou égaux à 8 mm comme étant de classe A (peu ductiles car laminés à froid et donc plus économiques), les diamètres supérieurs ou égaux à 12 mm comme étant de classe B (moyennement ductiles car laminés à chaud). Les diamètres 8 et 10 mm pouvant être de classe A ou B. Les aciers de classe C, rares en France, n'existent pratiquement que sous la forme B450C (B initiale de *Betonstahl*, *acier à béton* en allemand).

Les treillis soudés fabriqués en France sont tous de classe A.

3.2.7 Diagrammes contrainte-déformation de l'acier. Au choix du projeteur avec palier de plasticité horizontal sans limite d'allongement à vérifier, plus facile à utiliser pour les calculs ou bien bi-linéaires inclinés plus économique, mais avec une limitation de l'allongement.

La limite d'allongement de 10 ‰ du BAEL n'existe plus. Il n'y a même plus d'allongement limite à vérifier avec les aciers à palier horizontal.

Le poids volumique de l'acier est pris égal à 77 kN/m².

3.3.6 (7) Diagrammes contrainte-déformation de l'acier de précontrainte. Même choix entre deux droites que pour l'acier de béton armé.

4.2 Conditions d'environnement - Classes d'exposition

La notion de fissuration peu **préjudiciable**, préjudiciable ou très préjudiciable n'existe plus. Elle est remplacée par des classes d'exposition définissant des enrobages minimaux, des conditions de maîtrise de la fissuration (ouverture de fissure).

C'est au maître d'ouvrage, assisté de son maître d'oeuvre, de définir les classes d'exposition de ses ouvrages ou éléments d'ouvrages en fonction de la destination qu'il entend leur donner.

On trouvera sur le site www.egfbtp.com ou www.umgo.ffbatiment.fr un Guide pour la détermination des classes d'exposition des structures et éléments en béton armé.

4.2 (2) Tableau 4.1 Les intérieurs de bâtiments d'habitation et de bureaux, y compris les sanitaires et cuisines sont à considérer en classe XC1, mais pas les buanderies qui sont en XC3.

4.4.1.1 (1) P On peut considérer les **diamètres nominaux** des armatures et non les diamètres d'encombrement que l'on connaît rarement, car différents suivant les fabricants et qui sont variables le long de barre en fonction des positions des verrous ou des empreintes. C'est ce qu'autorisait le BAEL en son article A.7.1 et le Fascicule 65, art. 73.1.3.

4.4.1.2 (5) Ne pas confondre les **classes structurales** (S1 à S6) utilisées uniquement pour la détermination des enrobages des armatures avec les catégorie de durée d'utilisation de projet du paragraphe 2.3 de l'EC0 (NF EN 1990). La classe structurale de départ est toujours la classe S4. Elle devient S6 pour les ouvrages d'art du fait d'une exigence de durée d'utilisation de durée de projet de 100 ans (Tableau 4.3 NF de l'annexe nationale de l'EC2).

Ne pas confondre non plus avec les classes structurales avec les classes d'affaissement des bétons selon la NF EN 206-1.

4.4.1.2 (5)/NA et Tab. 4.3NF Pour les dalles, la minoration d'une classe est à appliquer aux deux faces de la dalle. Décision N° 21 de la Commission française EC2.

4.4.1.3 La marge de sécurité sur l'enrobage Δc_{dev} est prise égale à 10 mm en général. Les conditions pour réduire cette valeur sont relativement sévères et exigent des dispositions d'assurance de qualité peu courantes sur les chantiers à ce jour. Les calculs et les plans sont réalisés en prenant l'enrobage nominal. Sur le chantier, une fois les armatures posées ou une fois le béton coulé, si l'on vérifie la position de l'armature par rapport au coffrage, celle-ci doit satisfaire au moins l'enrobage minimal pour être acceptable.

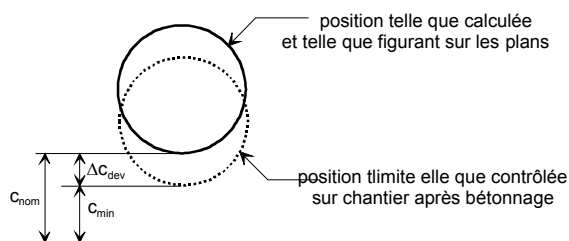


Fig. 2 – Enrobage minimal et enrobage nominal

5.1.1 (7) Déformations dues à l'effort tranchant. On peut les négliger pour le calcul des moments sur appuis des poutres continues lorsque leur hauteur n'excède pas L/5 (voir Annexe nationale).

Pour les poutres-cloisons en particulier, les moments sur appui peuvent être diminués de façon importantes (10 %, 20 % voire plus). Voir Guide CSTB du plan Europe [3]

Le principe est de calculer les moments sur appuis avec l'équation des 3 moments comprenant 4 coefficients de souplesse au lieu de 3.

Équation des 3 moments complétée pour les déformations d'effort tranchant :

$$(b_i - d_i).M_{i-1} + (a_{i+1} + c_i + d_i + d_{i+1}).M_i + (b_{i+1} - d_{i+1}).M_{i+1} = -\omega_{gi} + \omega_{di}$$

Pour des sections rectangulaires constantes b.h :

$$a = \frac{L}{3EI} ; b = \frac{L}{6EI} ; c = \frac{L}{3EI} ; d = \frac{1}{L.G.S'} ; G = \frac{E}{2(1+\nu)} ; I = \frac{b.h^3}{12} ; S' = \frac{5b.h}{6}$$

Posons : $k = \frac{d}{a} = 0,6 \frac{h^2}{L^2}$ pour $v = 0$ en ELU, on trouve :

$$(0,5 - k).M_{i-1} + 2(1 + k).M_i + (0,5 - k).M_{i+1} = -\frac{p_i.L_i^2}{8} - \frac{p_{i+1}.L_{i+1}^2}{8}$$

5.3.2.1 Largeur participante des poutres en Té.

« La largeur participante de la table donnée en 5.3.2.1 est une largeur maximale. On peut ne tenir compte que des largeurs de membrures justes nécessaires pour justifier la résistance de la poutre sous sollicitations ultimes vis-à-vis de la flexion pour calculer les armatures de glissement table/nervure.

Il est possible de concentrer les armatures longitudinales du 9.2.1.2 (2) dans l'âme. Lorsqu'une partie de ces armatures est en dehors de l'âme, il est nécessaire d'assurer leur couture. » Décision N° 34 de la Commission française EC2.

Cette disposition permet de limiter les sections des armatures de liaison table-nervure.

Remarque. C'est ce qui se pratiquait avec le BAEL, art. A.5.3.2.

5.3.2.2 (3) NOTE « Il convient que le moment au nu de l'appui ne soit pas inférieur à 0,65 fois le moment d'encastrement. ».

Cette vérification conduit à prendre un moment $\frac{0,65p.L^2}{12} = 0,433M_0$ pour un moment isostatique

$M_0 = \frac{p.L^2}{8}$, ce qui est vérifié dans la plupart des cas. Mais, cette condition peut être pénalisante et limiter la redistribution des moments (voir Annexe B).

Comme on l'a vu dans l'introduction ci-dessus, les NOTES ne peuvent contenir d'exigence. Elles sont informatives et non normatives. Elles ne deviennent contractuelles que si cela est précisé dans les documents particuliers du marché. On peut donc s'abstenir de faire cette vérification. (voir Annexe A).

5.3.2.2 (4) Écrêtage des moments sur appuis

Quand on ne peut prendre le moment au nu de l'appui (appui non monolithiquement lié à l'élément supporté), on prend le moment écrêté qui représente le moment réel à l'axe de l'appui. La pointe de moment à l'axe ne peut exister physiquement (Voir Annexe B).

Dans le cas d'un appui non monolithe de largeur t , plus large que la hauteur de la dalle (mur en maçonnerie de 200 mm supportant une dalle de 120 mm d'épaisseur par exemple), on peut ignorer ce qui se passe dans la largeur intérieure (80 mm dans notre exemple).

Réaction d'appui $F_{Ed,sup} \rightarrow q = F_{Ed,sup} / t$

Sur la longueur deux fois $t/2$, la variation de moment vaut (Annexe C) :

$$\Delta M_{Ed} = \frac{q.h^2}{8} = \frac{F_{Ed,sup}}{t} \cdot \frac{h^2}{8}$$

L'expression (5.9) $\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed,sup}.t}{8}$ est à remplacer

$$\text{par } \Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed,sup}.h^2}{8t} \text{ si } t > h.$$

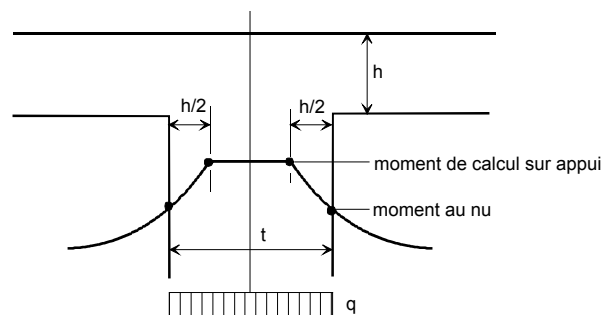


Fig. 3 – Écrêtage sur appui large

"Lorsque h (hauteur de la poutre) est inférieure à t (profondeur de l'appui), on remplace l'appui par deux appuis fictifs de largeur $h/2$ séparés par une partie inerte de largeur $(t-h)$.

- Dans le cas d'appuis non monolithes (par exemple : appuis sur maçonnerie) le calcul est à faire à la limite intérieure de chacune des deux zones fictives de profondeur $h/2$. Dans l'application de la formule 5.9, il faut remplacer t par h .

- Dans le cas des jonctions monolithes l'écrêtage sur appui se fait sur la base du schéma précédent ce qui est sans incidence sur les moments aux nus retenus pour les calculs". Décision N° 43 de la Commission EC2 française.

Voir Annexe C.

5.5 Analyse élastique linéaire avec redistribution limitée des moments

(2) L'EC2 n'autorise la **redistribution limitée** des moments qu'à l'ELU. Les Recommandations Professionnelles [2] l'autorise également à l'ELS.

5.5 (4) Les hauteurs de béton comprimé x_u sont celles **après plastification**.

5.6.2 (4) Liaisons anti-soulèvement des dalles des angles. On peut considérer que les armatures minimales de chapeaux ($0,15 M_t$, § 9.2.1.2 (1) et § 9.2.1.4 (1)) satisfont à cette condition.

5.6.2 (5) Méthodes plastiques des dalles nervurées, à caissons, élégies assimilables aux dalles pleines ? A utiliser avec prudence, car la faible résistance à la torsion des dalles non pleines peut conduire à des moments jusqu'à 30 % plus faibles que pour les dalles pleines.

Pour les dalles pleines, la faible hauteur du béton comprimé x_u est généralement faible, ce qui signifie que l'on peut utiliser la méthode des rotules plastiques car § 5.6.2 (2) : « la ductilité requise peut être réputée satisfaite sans vérification explicite si l'ensemble des conditions ci-après est vérifié :

- l'aire de la section des armatures tendues est limitée de telle sorte que, quelle que soit la section considérée

$$x_u/d \leq 0,25 \text{ pour les bétons de classe de résistance } \leq C50/60$$

$$x_u/d \leq 0,15 \text{ pour les bétons de classe de résistance } \geq C55/67$$

- les armatures de béton armé appartiennent soit à la classe B, soit à la classe C,

- le rapport des moments sur appuis intermédiaires aux moments en travée est compris entre 0,5 et 2. »

Ce qui conduit à ne pas avoir à justifier la redistribution des moments si le moment réduit $\mu = M_{Ed} / (d^2 \cdot f_{cd})$ « après » est $< 0,180$ et $0,113$ respectivement.

5.6.3 La capacité de rotation est donnée par la valeur lue $\theta_{pl,d}$ sur l'abaque 5.6N multipliée par le coefficient k_λ :

Elle correspond à $k_\lambda \cdot \theta_{pl,d} = \int_{-0,6h}^{0,6h} \frac{\Delta \epsilon_c - \Delta \epsilon_s}{h} \cdot dx$. A comparer avec la sollicitation agissante due aux variations de

moments sur l'appui étudié et les deux appuis : $\theta_s = \frac{\Delta M_{i-1} \cdot L_i}{6E_i I_i} + \frac{\Delta M_i \cdot L_i}{3E_i I_i} + \frac{\Delta M_i \cdot L_{i+1}}{3E_{i+1} I_{i+1}} + \frac{\Delta M_{i+1} \cdot L_{i+1}}{6E_{i+1} I_{i+1}}$ [3]

5.8.3.2 (3) Hauteur libre de l'élément l . C'est la distance libre entre nus de plancher, hauteur sous poutre lorsque celle-ci est dans le plan de flambement, sinon hauteur sous dalle. En anglais l'expression est *clear height* qui veut bien dire entre nus et non pas la hauteur d'étage, ni la distance entre milieux de planchers.

Ceci est précisé dans la décision N° 35 de la Commission EC2 française.

Concernant les formules de calcul des longueurs de flambement (Eq. 6.15 et 6.16 de l'EC2), la Commission EC2 française ne retient pas l'équation 6.16 (décision N° 36) : " Les formules (5.15) et (5.16), qui ne concernent que les éléments isolés ou pouvant être considérés isolés (cf. définitions du 5.8.1) servent en particulier à déterminer l'élançement du (5.14), et de le comparer à λ_{lim} du 5.8.3.1 (cette comparaison est appelée le critère d'élançement).

Pour les éléments qui ne peuvent être considérés comme des éléments isolés mais participant à la stabilité comme élément constitutif d'un portique de contreventement, il convient de mener l'analyse selon la méthode générale visée en 5.8.5 et décrite en 5.8.6."

5.8.3.2 (5) Pour la détermination des longueurs efficaces (longueur de flambement), « il convient de tenir compte de l'effet de la fissuration dans la rigidité des éléments s'opposant à la déformation, sauf s'il peut être démontré que ceux-ci sont non fissurés à l'ELU ».

Clause peu commode à utiliser car les éléments horizontaux soumis à la flexion peuvent être fissurés. Les éléments verticaux aussi si les sollicitations ou l'élançement sont importants. Quelles réductions de rigidité doit-on prendre ?

5.8.3.2 (7) Ce paragraphe fait appel au 12.6.5.1 qui permet de prendre en compte un coefficient réducteur β . On peut aussi appliquer le coefficient réducteur 0,85 qui lui y est lié.

« 5.8.3.2 (7) La gêne apportée par les voiles transversaux peut être prise en compte dans le calcul de la longueur efficace des voiles au moyen d'un facteur β donné en 12.6.5.1. Dans l'Expression (12.9) et dans le Tableau 12.1, on remplace alors l_w par l_o déterminée comme indiqué en 5.8.3.2 »

12.6.5.1 (4) Dans le cas d'un voile lié de manière rigide en flexion le long de ses bords haut et bas, par du béton coulé en place et un ferrailage approprié, de sorte que les moments sur ses bords

peuvent être complètement équilibrés, les valeurs de β données au Tableau 12.1 peuvent être multipliées par 0,85. »

5.8.3.3 Effets globaux du second ordre dans les bâtiments

Cette vérification était rarement faite en France jusqu'à maintenant. Maintenant, on doit la faire suivant une des méthodes proposées par l'EC2.

5.8.5 Fluage des poteaux

" Dans le cas général, les poteaux ne sont pas soumis à la règle de calcul du fluage non linéaire (car $\sigma_c < k_2 \cdot f_{ck}$ sous combinaison quasi-permanente)." Décision N° 28 de Commission EC2 française.

5.8.5 Calculs du 2° ordre pour les poteaux et voiles armés

L'EC2 propose trois méthodes : une méthode générale dont la méthode Faessel est un exemple d'application et deux méthodes dites de la rigidité nominale et de la courbure nominale.

Ces deux dernières nécessitent quand même d'assez longs calculs et conduisent à faire une vérification en flexion composée. De plus, étant des méthodes simplifiées, elles donnent des résultats dans le sens de la sécurité, elles sont donc moins intéressantes économiquement que la méthode générale. On pourra se dispenser de les utiliser, sauf pour des vérifications globales de la structure (rigidité nominale).

5.8.6 (3) En ELU, le coefficient k de l'équation 3.14 devient : $k = 1,05 \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} \cdot \varepsilon_{c1} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C}$

6.1 (4) La vérification à faire avec l'excentricité minimale ne concerne que la vérification des sections droites, pas la vérification au flambement qui dispense de la vérification des sections. Autrement dit, une section de poteau calculée eu flambement n'a pas à être vérifiée suivant cet article.

6.1 (4) Figure 6.1. Le raccourcissement $\varepsilon_p(0)$ inclut le raccourcissement du câble pour le ramener jusqu'à une déformation nulle : déformation de l'armature $P/(E_p \cdot A_c)$ + déformation du béton sous le moment dû aux charges permanentes.

6.2.1 (4) Ferrailage transversal des dalles étroites

« Dans les bâtiments courants, les volées d'escalier sont habituellement des dalles pleines de portée projetée inférieure à 5 m, qui peuvent donc soit être considérées comme des éléments secondaires selon la clause 6.2.1 (4), soit pouvant bénéficier d'une redistribution transversale (voir les Recommandations professionnelles en 6.2 (2)) . Ainsi, si $V_{Ed} < V_{Rdc}$ il n'y a pas lieu de prévoir un ferrailage transversal par application de la clause 9.2.2 et 9.3.2.

En ce qui concerne le V_{Rdc} , c'est celui des poutres sauf dans le cas où les trois conditions suivantes sont satisfaites, auquel cas c'est le V_{Rdc} des dalles avec redistribution transversale :

Condition 1 : les aciers de répartition sont au moins égaux à 33 % des armatures principales de la dalle avec comme minimum celui imposé dans le sens porteur selon 9.3.1.1 (1).

Condition 2 : le rapport de la portée à la largeur n'excède pas 2.

Condition 3 : l'épaisseur résistante minimale (en creux de marche en cas de volée d'escalier) est au moins égale à la plus grande des valeurs suivantes : 1/15 de la largeur de la dalle ; 1/20 de la portée horizontale, sans dépasser 1/5 de la largeur de la dalle (clause 5.3.1 (4))." Décision N° 25 de la Commission EC2 française.

6.2.1 (8) Distance du premier cadre d'effort tranchant du nu de l'appui

" Si on note s l'espacement calculé au plus près de l'appui, le premier cadre d'effort tranchant doit être compris entre 0 et s et généralement situé à $s/2$ du nu de l'appui". Décision N° 33 de la Commission EC2 française.

6.2.2 (5) Décalage des armatures longitudinales des dalles $a_1 = d =$ hauteur utile et non z .

Il en découle que l'effort de glissement à l'appui vaut $F_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{d}{z} = \frac{V_{Ed}}{0,9}$

6.2.2 (6) La transmission directe dans l'appui correspond, pour une charge répartie uniforme, à ne pas prendre en compte les charges situées à moins de 15d/16, valeur inférieure à d du paragraphe 6.2.1 (8). Cela n'a donc d'intérêt qu'en présence de charges concentrées, car le paragraphe 6.2.1 (8) ne peut s'appliquer dans ce cas. Voir aussi 6.2.3 (8).

6.2.3 (5) et 6.2.3 (8) Effort tranchant de calcul

- Pour la vérification du non écrasement de la bielle, on calcule V_{Ed} au nu de l'appui, valeur que l'on compare à $V_{Rd,max}$.

- Pour la détermination des armatures dans le cas de charges principalement réparties (§ 6.2.1 (9) où il n'y a pas de discontinuités d'effort tranchant, c'est-à-dire pas de charges concentrées (§ 6.2.3 (5)), on peut calculer l'effort tranchant et la section d'armature à la distance $\text{Max}[d ; z \cdot \cot \theta]$ du nu de l'appui et disposer de cette section jusqu'à l'appui.
- En présence de charges concentrées et de charge répartie, l'effort tranchant dû aux charges concentrées situées à moins de $2d$ du nu de l'appui peut être réduit par le coefficient β (§ 6.2.3 (8)). Il en est de même pour les charges réparties situées à moins d'une distance $2d$ du nu de l'appui, ce qui conduit à ne pas prendre en compte les charges situées à moins de $15d/16$ du nu de l'appui. (Décision N° 46 de la Commission EC2 française).

6.2.5 Surfaces de reprise de bétonnage

La vérification du cisaillement à l'interface conduit généralement à augmenter les armatures d'effort tranchant de façon notable. Ceci est dû à la prise en compte partielle (coefficient $\mu < 1$) des armatures transversales (voir Annexe C).

On peut choisir des zones de pas constants, par exemple les mêmes que celles qui ont servi à déterminer les armatures d'effort tranchant. Décision N° 22 de la Commission française EC2.

6.4.2 (8) Le coefficient 0,56 prend en compte le cercle de même surface que le rectangle exinscrit au contour de référence : $1/\sqrt{\pi} = 0,564$ car $\pi \cdot (r_{\text{cont}} - 2d)^2 = L_1 \cdot L_2$

Pour l'autre coefficient, il représente une aire équivalente à 1,5 fois le carré du plus petit côté du chapiteau d'où $\sqrt{\frac{1,5}{\pi}} = 0,691$.

6.4.3 (3) « Lorsque la réaction d'appui est excentrée par rapport au contour de contrôle, il convient de prendre pour la contrainte maximale de poinçonnement »

La prise en compte d'un coefficient majorateur de l'effort de poinçonnement β pénalise les épaisseurs de dalles. Il peut exister une certaine ambiguïté sur l'expression « lorsque la réaction d'appui est excentrée » lorsque l'on calcule les dalles à la flexion sans prendre en compte de moment d'encastrement dans les poteaux. Cependant, cette excentricité est à prendre en compte dans tous les cas. En général, concernant le poinçonnement, l'EC2 est plus sévère que le BAEL.

6.4.5 (4) Figure 6.22. La disposition de ferrailage suivant le modèle B avec quatre bandes à angle droit ne peut s'appliquer que si le contour nécessaire $u_{\text{out,ef}}$ est peu important. Ce qui limite l'utilisation de ce modèle aux cisaillements faibles voire moyens.

6.5.2 La vérification de la **contrainte d'une bielle** se fait en deux points : à son extrémité avec le $\sigma_{\text{Rd,max}}$ des Eq. 6.60, 6.61 ou 6.62 suivant le type de nœud et pour sa largeur b_{ef} de la Fig. 6.25 avec le $\sigma_{\text{Rd,max}}$ des Eq. 6.55 ou 6.56 suivant le type de bielle

6.5.3 (3) On constate une discontinuité entre les deux cas de la figure 6.25. Il n'y a pas de raccordement des formules. De plus, il faut lire : $T = \frac{1}{4} \cdot \left(1 - 0,7 \frac{a}{H}\right)^2$ (65) au lieu de $T = \frac{1}{4} \cdot \left(1 - 0,7 \frac{a}{h}\right)$ (65).

7.2 (2) Limitation de la contrainte de compression du béton

« En l'absence d'autres dispositions telles que augmentation de l'enrobage des armatures dans la zone comprimée ou confinement au moyen d'armatures transversales, il peut être pertinent de limiter les contraintes de compression à une valeur $k_1 f_{ck}$ dans les parties exposées à des environnements correspondant aux classes d'exposition XD, XF et XS (voir Tableau 4.1).

NOTE La valeur de k_1 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_1 = 0,6$ »

On remarquera que cette vérification ne s'applique pas en classes XC, donc en intérieur de bâtiment. Pour les autres classes, l'expression « il peut être pertinent » n'est pas une exigence.

7.3.1 (2) « La fissuration est normale dans les structures en béton armé soumises à des sollicitations de flexion, d'effort tranchant, de torsion ou de traction résultant soit d'un chargement direct soit de déformations gênées ou imposées. »

Enfin, un code de calcul du béton armé qui reconnaît que la fissuration est normale en béton armé !

7.3.2 (2) – Calcul de k - Décision N° 2 de la Commission EC2 française.

" Le ferrailage minimum est calculé séparément pour chacun des éléments :

- Pour le ferrailage d'un élément d'âme, le coefficient k est déterminé en fonction de la hauteur totale de l'élément ($k = 1$ si $h \leq 300$, $k = 0,65$ si $h \geq 800$ et interpolation linéaire entre les deux). La largeur b de l'âme n'intervient pas dans le calcul.

- Pour le ferrailage d'un élément de membrure, le coefficient k est déterminé en fonction de la largeur de l'élément $b = b_{tot} - b_w$ ($k = 1$ si $b \leq 300$, $k = 0,65$ si $b > 800$ et interpolation linéaire entre les deux). La hauteur de la membrure et la hauteur de l'âme n'interviennent pas dans le calcul.

- Noter que dans le cas d'une poutre en T sous moment positif, la partie tendue étant rectangulaire, on est ramené au cas d'une poutre rectangulaire pour le calcul de k ."

Extrait de l'Eurocode 2-2 – Ponts, art. 7.3.2 (102)

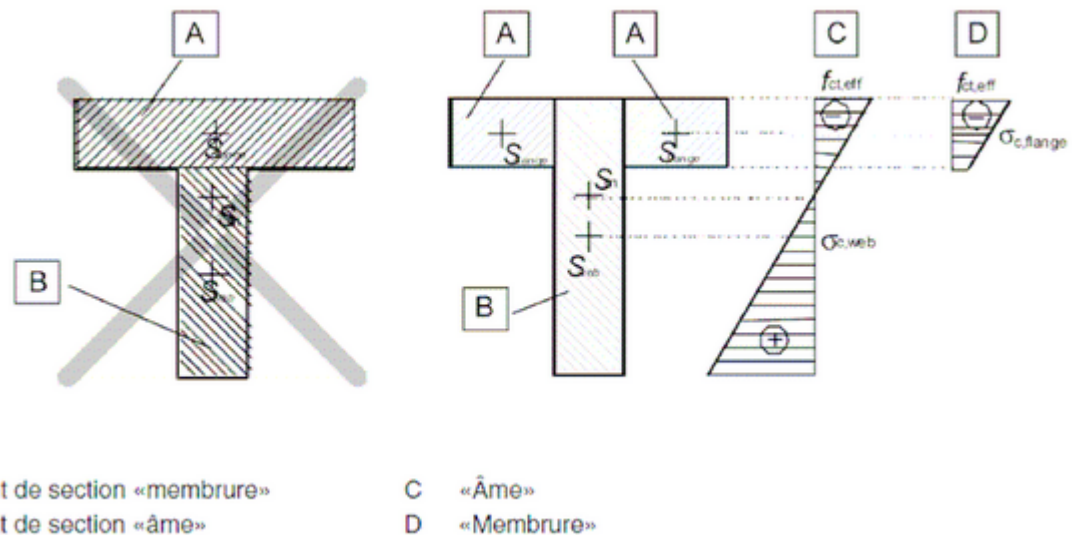


Fig. 4 = Fig. 7.101 de l'EC2-2 – Exemple de découpage d'une section à membrures pour l'analyse de la fissuration

7.3.3 (2) Maîtrise de la fissuration. Les tableaux ont été déterminés pour des conditions très particulières rarement rencontrées, ce qui en fait une méthode simplifiée trompeuse qu'il vaut mieux éviter d'utiliser.

7.3.4 (2) Le coefficient $\alpha_e = E_s/E_{c,m}$ est un coefficient d'équivalence arbitrairement choisi et correspond à un chargement de courte durée. La durée de chargement intervient dans le coefficient k_t . A ne pas confondre avec le α_e du paragraphe 7.4.3 (6) : $\alpha_e = E_s/E_{c,eff}$.

7.4.1 (4) et (5) La vérification des flèches de ce paragraphe pour des planchers de bâtiment est assez peu représentative de la réalité. Il est préférable d'utiliser la méthode donnée dans les Recommandations Professionnelles [2] qui prend en compte l'historique du chargement :

" L'EC2 prévoit trois vérifications de calculs de flèches 7.4.1(3), 7.4.1(4) et 7.4.1(5). Le 7.4.1(3) est complètement explicité par l'AN et les règles professionnelles associées en 7.4.3 (7) dans lequel on considère les charges variables caractéristiques en déformation instantanée. Le 7.4.1(5) diffère du 7.4.1(3) par le fait qu'on considère uniquement la part quasi-permanente des charges variables et qu'on lui applique un coefficient de fluage. On peut considérer que ces deux vérifications sont équivalentes, et en conséquence on appliquera les règles professionnelles qui tiennent mieux compte du phasage et de la notion de flèche nuisible. Le 7.4.1(4) ne s'intéresse qu'à la vérification de l'aspect, et doit être systématiquement vérifié, en tenant compte de la possibilité de réaliser une contre-flèche."

(Décision N° 30 de la Commission EC2 française).

7.4.2 (2) « Pour les sections en T pour lesquelles le rapport de la largeur de la membrure à la largeur de l'âme est supérieur à 3, il convient de multiplier les valeurs de l/d données par l'Expression (7.16) par 0,8. » Il peut sembler paradoxal que les sections en T soient pénalisées par rapport aux sections rectangulaires, sauf à considérer que le coefficient réducteur de 0,8 s'applique à la section rectangulaire de largeur b et non b_w (Décision de la Commission EC2 française N° 32).

8.2 (2) Par distance libre, il faut entendre distance calculée avec les diamètres nominaux et non les diamètres d'encombrement des barres, qu'on ne connaît pas toujours et qui varient le long des barres.

Voir 4.4.1.1 (1) ci-dessus.

8.3 (3) La formule 8.1 donnant le diamètre minimal du mandrin de cintrage pour éviter un écrasement du béton conduit à des diamètres deux fois plus élevés que les diamètres couramment utilisés en France avec le BAEL et les normes NF P 02-016 et NF A 35-027 (voir Annexe D).

Le corrigendum N° 2 de l'EC2 atténue l'exigence sur le diamètre du mandrin :

« *Il n'est pas nécessaire de justifier les diamètres \varnothing_m du mandrin de cintrage vis-à-vis de la rupture du béton si l'une des conditions ci-après est remplie :*

- *l'ancrage nécessaire de la barre ne dépasse pas $5 \varnothing$ au-delà de l'extrémité de la partie courbe ; ou bien la barre n'est pas disposée près de la surface (plan de flexion proche du parement) et il existe une barre transversale de diamètre $\geq \varnothing$ à l'intérieur de la partie courbe.*».

Avec l'ajout suivant de la Commission EC2 française : « *Lorsque une armature à ancrer est insérée à l'intérieur d'autres armatures (par exemple, soit issues de la poutre soit par ajout de cadres dans le poteau, dans le cas d'une poutre arrivant dans un poteau), elle n'est pas considérée comme disposée près de la surface.* ». Décision N° 6. Voir Annexe E.

8.4.1 (2) Différents modes d'ancrage sont illustrés par la Figure 8.1.

La longueur d'ancrage correspond à la longueur développée de la barre, qu'il y ait courbure ou non. Autrement dit, l'effet courbure, valable pour les armatures lisses, n'est pas pris en compte pour des armatures à haute adhérence.

8.4.2 (2) Bonne ou médiocre condition d'adhérence.

Il a été estimé par les auteurs de l'EC2 que les barres horizontales ou sub-horizontales jusqu'à 45° gênaient l'évacuation vers le haut des bulles d'air et de l'eau provoquant un défaut d'adhérence en sous-face des barres lorsque la hauteur de béton coulé en une phase dépassait 250 mm pour un bétonnage de moins de 600 mm ou bien lorsque la partie supérieure à bétonner sur 300 mm si la hauteur totale à bétonner dépassait 600 mm. Ainsi, avec un coefficient $\eta_1 = 0,7$, il a été estimé que 30 % du périmètre des barres étaient affectés. De même, les barres de grand diamètre (> 32 mm) peuvent bloquer l'évacuation de l'air.

Les Recommandations Professionnelles [2], art. 8.4.2 (2), admettent que l'on est en conditions d'adhérence bonnes, si la mise en œuvre est réalisée en respectant les classes d'exécution 2 et 3 de la norme NF EN 13670. La Commission EC2 française (Décision N° 12) a complété cette disposition par l'exigence d'un rapport $e/c < 0,55$.

8.4.4 Longueur d'ancrage

Les longueurs d'ancrage EC2 sont plus fortes en conditions médiocres que pour le BAEL. Les coefficients α permettent de les réduire et en particulier la prise en compte de barres soudées peut remplacer des crochets d'ancrages trop encombrants.

En 8.4.4 (1), il faut supprimer le mot "*minimal*" dans la définition de α_2 qui prête à confusion (ligne au-dessus de la figure 8.3. (Décision N° 1d de la Commission EC2 française).

8.5 (2) Crochets des cadres, étriers et épingles

Sur la Fig. 8.5 de l'EC2-1-1 :

- le schéma a) va de $\geq 135^\circ$ à 180° , ce qui donne un retour de $\text{Max}[5\varnothing ; 50 \text{ mm}]$

- le schéma b) va de $\geq 90^\circ$ à $< 135^\circ$, ce qui donne un retour de $\text{Max}[10\varnothing ; 70 \text{ mm}]$

(Décision N° 8 de la Commission EC2 française).

8.7.2 – Longueurs de recouvrement des attentes de poteaux et des attentes horizontales

Le recouvrement de la section totale des armatures conduit à une majoration de 50 % des longueurs de recouvrement avec $\alpha_6 = 1,5$.

Pour les attentes de poteaux, il y a moyen de réduire cette longueur dans certains cas. Voir Annexe F (Décision N° 8 de la Commission EC2 française).

Pour les boîtes d'attente et les poteaux, il n'y a pas lieu de décaler les barres de $0,3 L_0$ (Décision N° 1e de la Commission EC2 française).

8.7.3.3 (1) Attentes de poteaux

Ce paragraphe de l'EC2 conduit à retenir $1,5 \times 40 \varnothing = 60 \varnothing$ pour un béton $f_{ck} = 25$ MPa au lieu de $0,6 \times 40 \varnothing = 24 \varnothing$ pour le BAEL. Ceci peut conduire à 1,92 m de longueur d'attente pour du $\varnothing 32$ et à 2,61 m pour des barres de $\varnothing 40$!!!

Une solution est de calculer la section d'armature nécessaire en pied de poteau et de déterminer la longueur d'attentes au prorata $A_{s,rqd}/A_{s,prov}$. Voir Annexe F. Décision N° 8 de la Commission EC2 française.

8.7.4.2 (1) Recouvrement des barres tendues et comprimées. Les dispositions des cadres transversaux liant des barres comprimées dans leur recouvrement sont tout à fait irréalistes sur les chantiers, même si elles s'expliquent en théorie. La barre extérieure au recouvrement (Fig. 8.9b) située à $4 \varnothing$ du cadre précédent sert à reprendre les efforts transversaux de diffusion de l'effort de compression exercé par l'extrémité de la barre.

Voir l'Annexe Nationale, art. 8.7.4.1 (4), Fig. 8.9 : " Une autre façon de disposer les armatures transversales prévues consiste à les répartir uniformément sur la longueur de recouvrement". Ceci est valable pour les barres tendues et comprimées.

8.7.4.2 (3) Recouvrement des barres $\varnothing \geq 20$ mm

" Il n'est pas réaliste d'inverser les lits au droit du recouvrement (les aciers de 1^{er} lit qui dans une autre zone devraient être des aciers du 2^e lit).

Une solution plus classique consiste à ne pas faire de recouvrement (barres en tiroir) et cela doit pouvoir être retenu dans de nombreux cas compte tenu de la longueur commerciale des barres (qui est de 12 m couramment). Une autre solution consiste à prévoir un lit local de barres de recouvrement".

(Décision N° 37 de la Commission EC2 française).

8.8 Barres de gros diamètre. Tout le paragraphe 8.8 se trouve évacué de l'EC2 par l'Annexe Nationale qui le réserve aux barres de diamètres supérieures à 40 mm.

8.9 (4) Paquet de deux barres superposées.

Ce paragraphe est intéressant pour les ferrailages des poutres en plusieurs lits, mais il n'est valable que pour de bonnes conditions d'adhérence ce qui exclut les chapeaux des poutres.

Remarque. Les paquets de deux barres situées dans le même plan horizontal et trois barres en triangle sont autorisés à condition de prendre un diamètre équivalent pour la détermination des enrobages et des longueurs d'ancrage.




Paquets de barres autorisés			
\varnothing équivalent	\varnothing	$\varnothing\sqrt{2}$	$\varnothing\sqrt{3}$

Fig. 5 - Paquets de barres autorisés

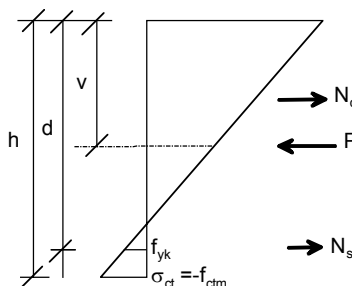
9.2.1.1 (1) Pourcentage minimal pour non-fragilité du béton à la traction

On retrouve la formule $A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b$ en écrivant que le moment résistant des armatures doit équilibrer le moment résistant du béton seul, au moment de l'apparition d'une fissure pour éviter une rupture fragile :

$$A_{s,min} \times z = M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}$$

En prenant $d = 0,85 h$ et $z = 0,9 d$, on obtient : $A_{s,min} = 0,256 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$

Cependant en présence d'un effort normal P (positif ou négatif), on devrait prendre en compte l'effet bénéfique de la compression (ou négatif de la traction) :



$$\sigma_{ct} = -f_{ctm} = \frac{P}{A_c} - \frac{M_{cr}}{I/v} \text{ d'où } M_{cr} = (f_{ctm} + P/A_c) \cdot (I/v)$$

Moment par rapport aux armatures tendues : $M_1 = M_{cr} + P \cdot (d - v)$

$$\text{Efforts normaux internes : } N_c = \frac{M_1}{z} = N_s + P = A_{s,min} \cdot f_{yk} + P = \frac{(f_{ctm} + P/A_c) \cdot (I/v) + P \cdot (d - v)}{z}$$

$$A_{s,\min} \cdot f_{yk} = \frac{(f_{ctm} + P/A_c) \cdot (l/v) + P \cdot (d - v)}{z} - P$$

$$A_{s,\min} \cdot f_{yk} \cdot z = f_{ctm} \cdot \frac{l}{v} + P \cdot \left(\frac{l}{A_c \cdot v} + d - v - z \right)$$

Pour $d = 0,85 h$ et $z = 0,9 d$, on obtient :

$$A_{s,\min} \cdot f_{yk} \cdot (0,85 \times 0,9h) = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} + P \cdot \left(\frac{h}{6} + 0,9h - 0,5h - 0,85 \times 0,9h \right)$$

$$A_{s,\min} \cdot f_{yk} \cdot (0,85 \times 0,9) = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h}{6} + 0,198 \cdot P$$

$$A_{s,\min} = \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{1}{6 \times 0,85^2 \times 0,9} + \frac{0,198}{0,85^2 \times 0,9} \cdot \frac{P}{b \cdot h} \right) \cdot b \cdot d$$

$$A_{s,\min} = \left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} + 0,3 \sigma_{cm} \cdot \frac{P}{b \cdot h} \right) \cdot b \cdot d$$

Remarque. Ce pourcentage minimal est supérieur à la valeur du BAEL.

Semelles. La condition de non-fragilité ne s'applique pas aux semelles calculées par la méthode des bielles ou celle de l'article 9.8.2.2 d el'EC2. Elle ne s'applique pas non plus aux semelles calculées en flexion si la hauteur utile est au moins égale à la moitié du débord ($d \geq (B-b)/4$). (Décision N° 76 de la Commission EC2 française). Voir § 9.8.2 ci-dessous.

9.2.1.4 (2) Effort de glissement à ancrer en appui d'extrémité

L'effort de traction à ancrer est déterminé par $F_E = |V_{Ed}| \cdot \frac{a_l}{z} + \frac{N_{Ed}}{2}$ et non par $F_E = |V_{Ed}| \cdot \frac{a_l}{z} + N_{Ed}$ car l'effort normal est supposé centré et agit pour moitié sur la membrure supérieure et pour moitié sur la membrure inférieure.

9.2.1.5 Effort de glissement à ancrer en appui intermédiaire

L'effort de traction à ancrer est déterminé par $F_E = |V_{Ed}| \cdot \frac{a_l}{z} + \frac{M_{Ed}}{z} + \frac{N_{Ed}}{2}$ (Décision Commission EC2 française N° 68

9.3.1.2 (2) Longueurs forfaitaires des chapeaux (Décision Commission EC2 française N° 1g)

Les moments forfaitaires minimaux de 25% sur appuis intermédiaires ou de 15 % sur appuis de rive ne sont à retenir que si l'on n'a pas pris en compte la raideur des poteaux pour le calcul des moments de la dalle. Par contre, il faut en tenir compte pour les supports (voiles). (Décision N° 10 de la Commission EC2 française).

Les longueurs de $0,20 L$ ne sont applicables qu'aux armatures correspondant aux moments minimaux $0,25 M_{travée, \max}$ pour un appui intermédiaire. Pour les appuis de rive, avec un moment forfaitaire pris égal à $0,15 M_{travée, \max}$, on pourra retenir une longueur de chapeaux de $0,10 L$.

Pour des moments supérieurs, on appliquera les résultats d'une épure d'arrêt des barres. (Décision N° 1g de la Commission EC2 française).

9.3.1.3 (1) Armatures d'angle des dalles

On peut considérer que les efforts de traction sont repris par les armatures de chapeaux exigées par ailleurs (§ 9.2.1.2). Voir également § 5.6.2 (4).

9.4.3 (2) Armatures de poinçonnement

A la place de « l'aire du brin d'un étrier », il faut lire « l'aire de l'armature (épingle, étrier ou cadre) ». C'est une mauvaise traduction de la version anglaise. Décision N° 11 de la Commission EC2 française.

9.5.3 (4) – Cadres en tête et en pied de poteau

Le corrigendum n° 2 de la norme NF sera complété avec la rédaction suivante : « "i) dans toutes les sections situées à une distance au plus égale à la plus grande dimension de la section transversale du poteau au-dessus ou au-dessous d'une poutre ou d'une dalle ; »

(Décision N° 14 de la Commission EC2 française).

En fait cette traduction de l'anglais est mauvaise : "in sections within a distance equal to the larger dimension of the column cross-section above or below a beam or slab," qu'il faut traduire par : "pour les

sections situées à une distance égale à la plus grande dimension de la section du poteau, au-dessus ou en dessous d'une poutre ou d'une dalle."

9.7 (3) Poutres cloisons

Il n'y a pas de limite de hauteur à prendre en compte en fonction de la portée comme dans le BAEL.

Il est raisonnable de se limiter à une hauteur égale à la portée et de ne pas considérer la partie située au-dessus comme participant à la résistance à la flexion, mais comme une partie non structurale.

Il est rappelé que pour les poutres-cloisons, on ne peut négliger les déformations dues à l'effort tranchant qui entraînent une diminution notable des moments sur appuis des poutres continues (voir [3]).

Contrairement au BAEL, il n'y a pas de calcul du ferrailage réparti en fonction du cisaillement. On calcule la poutre-cloison comme une poutre en vérifiant le non-écrasement de la bielle : $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$. (Eq. 6.9).

Exemple. Poutre-cloison de trois travées identiques de portée $L = 5$ m et de hauteur $h = 3$ m, de charge répartie ELU $p = 0,47$ MN/m sur les 3 travées

$$k = 0,6 \frac{h^2}{L^2} = 0,6 \times \frac{3^2}{5^2} = 0,216 \text{ avec } M_2 = M_3 \text{ et } M_1 = M_4 = 0$$

Voir l'équation des 3 moments en 5.1.1.7 ci-dessus.

$$(0,5 - 0,216)M_1 + 2(1 + 0,216)M_2 + (0,5 - 0,216)M_3 = -\frac{0,47 \times 5^2}{8} - \frac{0,47 \times 5^2}{8} = -2,94 \text{ MNm}$$

$$2,432M_2 + 0,284M_2 = -2,94 \rightarrow M_2 = M_3 = -1,082 \text{ MNm.}$$

Sans tenir compte des déformations d'effort tranchant, le moment sur appui vaut :

$$M_2 = M_3 = -\frac{pL^2}{10} = -\frac{0,47 \times 5^2}{10} = -1,175 \text{ MNm}$$

Le moment est diminué de 8 %.

9.7 (3) Ancrage des tirants inférieurs de poutres-cloisons

Lorsque la longueur d'appui est trop faible, il peut être intéressant d'ancrer la bielle d'appui et les armatures inférieures au moyen de barres transversales soudées suivant le paragraphe 8.6 et des coefficients α_4 et α_5 . Voir Annexe G.

9.8.2 Armatures minimales dans les semelles

Faut-il mettre un pourcentage minimal d'armature au sens des § 7.3.2 et § 9.2.1.1 ?

Dans le chapitre 9, alors qu'il est fait expressément référence à une quantité minimale d'armature :

- § 9.2 pour les poutres
- § 9.3 pour les dalles
- § 9.4 pour les planchers-dalles
- § 9.5 pour les poteaux
- § 9.6 pour les voiles
- l'article § 9.8 consacré aux fondations n'exige rien.

Les DTU 13.11 et 13.2 n'exigeaient rien non plus.

La Commission EC2 française confirme cette position (Décision N° 76). Voir en 9.2.1.1 (1) ci-dessus.

11.1 Granulats légers

L'Eurocode 2 offre la possibilité d'utiliser des bétons légers pouvant aller jusqu'à 90 MPa. Un certain nombre de coefficients sont rendus pénalisants pour les bétons légers, ce qui réduit nettement leur intérêt.

12.6.5.2 (1) Formule simplifiée de calcul des voiles

Formule (12.11) à utiliser avec précaution. Remplacer le coefficient 0,02 par 0,026, ce qui autorise des élancements jusqu'à 120. Ceci est dû pour une bonne part à l'obligation de prendre une imperfection géométrique minimale de 20 mm (§6.1 (4) du Corrigendum N° 2).

12.9.3 (1) Semelles non armées

La formule simplifiée $h_f/a \geq 2$ donne des hauteurs/débord plus faibles pour des contraintes du sol inférieures à $0,32 f_{ctd}$ (0,384 MPa pour $f_{ck} = 25$ MPa).

ANNEXE A

DÉFINITIONS – EXTRAIT DU RÉGLEMENT INTÉRIEUR



Geschäftsordnung	Internal Regulations	Règlement Intérieur
Teil 3:	Part 3:	Partie 3:
Regeln für den Aufbau und die Abfassung von CEN/CENELEC-Publikationen (ISO/IEC-Direktiven – Teil 2, modifiziert)	Rules for the structure and drafting of CEN/CENELEC Publications (ISO/IEC Directives – Part 2, modified)	Règles de structure et de rédaction des publications CEN/CENELEC (Directives ISO/CEI – Partie 2, modifiée)
2006-12	2006-12	2006-12
berichtigte Fassung	corrected version	version corrigée

Définition des articles, clauses, paragraphes, alinéas

Tabelle 1 — Benennungen von Abschnitten und Strukturelementen

Deutsche Benennung	Benummerungsbeispiel
Teil	0000-1
Abschnitt	1
Unterabschnitt	1.1
Unterabschnitt	1.1.1
Absatz	[keine Nummer]
Anhang	A

Table 1 — Names of divisions and subdivisions

English term	Example of numbering
Part	0000-1
Clause	1
Subclause	1.1
Subclause	1.1.1
Paragraph	[no number]
Annex	A

Tableau 1 — Désignation des divisions et des subdivisions

Terme français	Exemple de numérotation
Partie	0000-1
Article	1
Paragraphe	1.1
Paragraphe	1.1.1
Alinéa	[pas de numéro]
Annexe	A

5.2 Beschreibung und Benummerung der Strukturelemente

ANMERKUNG Benummerung der Strukturelemente in gemeinsamen europäischen Abänderungen siehe Anhang ZA.

5.2.1 Teil

5.2.1.1 Die Nummer eines Teiles muss hinter der Zählnummer und einem vorangestellten Bindestrich durch arabische Ziffern, beginnend mit 1, angegeben werden, z. B.:

0000-1, 0000-2 usw.

Teile dürfen nicht weiter unterteilt werden. Siehe dazu die Beispiele in 5.1.2.

5.2.1.2 Der Titel eines Teiles muss in der gleichen Weise wie der Titel eines einzelnen Dokuments nach der Beschreibung in 6.1.1 gebildet werden. Die einzelnen Titel in einer Reihe von Dokumenten müssen (falls vorhanden) das gleiche einführende und Haupt-Element enthalten, während das zusätzliche Element in jedem Fall unterschiedlich sein muss, damit die Teile voneinander zu unterscheiden sind. Dem zusätzlichen Element muss in jedem Fall die Bezeichnung „Teil ...“ vorangestellt werden.

5.2.1.3 Wenn ein Dokument als eine aus getrennten Teilen bestehende Reihe veröffentlicht wird, muss im Vorwort des ersten Teiles (siehe 6.1.3) die vorgesehene Aufteilung erklärt werden. Im Vorwort jedes Teiles einer Reihe muss ein Verweis auf die Titel aller anderen bestehenden oder in Vorbereitung befindlichen Teile aufgenommen werden.

5.2.2 Abschnitt

Der Abschnitt ist der Grundbestandteil für die Gliederung des Textes eines Dokuments.

Die Abschnitte in jedem Dokument oder in einem Teil eines Dokuments müssen mit arabischen Ziffern benannt werden, beginnend mit 1 für „Anwendungsbereich“. Die

5.2 Description and numbering of divisions and subdivisions

NOTE For the numbering of divisions and subdivisions in European common modifications, see Annex ZA.

5.2.1 Part

5.2.1.1 The number of a part shall be indicated by Arabic numerals, beginning with 1, following the document number and preceded by a hyphen; for example,

0000-1, 0000-2, etc.

Parts shall not be further subdivided. See also the examples in 5.1.2.

5.2.1.2 The title of a part shall be composed in the same way as that of a document as described in 6.1.1. All the individual titles in a series of parts shall contain the same introductory element (if present) and main element, while the complementary element shall be different in each case in order to distinguish the parts from one another. The complementary element shall be preceded in each case by the designation "Part ...".

5.2.1.3 If a document is published in the form of a number of separate parts, the first part shall include in its foreword (see 6.1.3) an explanation of the intended structure. In the foreword of each part belonging to the series, a reference shall be made to the titles of all other parts that have been or are planned to be published.

5.2.2 Clause

A clause is the basic component in the subdivision of the content of a document.

The clauses in each document or part shall be numbered with Arabic numerals, beginning with 1 for the "Scope" clause. The numbering shall be continuous up to but

5.2 Description et numérotation des divisions et des subdivisions

NOTE Pour la numérotation des divisions et des subdivisions dans les modifications communes européennes, voir l'Annexe ZA.

5.2.1 Partie

5.2.1.1 Le numéro d'une partie doit être indiqué par des chiffres arabes, en commençant par le chiffre 1, placés après le numéro du document et précédés d'un trait d'union; par exemple,

0000-1, 0000-2, etc.

Les parties ne doivent pas être davantage subdivisées. Voir également les exemples de 5.1.2.

5.2.1.2 Le titre d'une partie doit être composé de la même façon que celui d'un document, comme décrit en 6.1.1. Tous les titres individuels d'une même série doivent contenir le même élément introductif (s'il existe) et le même élément principal, alors que l'élément complémentaire doit être différent dans chacune des parties afin de les distinguer. L'élément complémentaire doit, dans chaque cas, être précédé par l'indication «Partie ...».

5.2.1.3 Si un document est publié sous forme de plusieurs parties, la première partie doit comprendre dans son avant-propos (voir 6.1.3) une indication sur la structure prévue. L'avant-propos de chacune des parties appartenant à la série doit comporter une référence aux titres des autres parties publiées ou dont la publication est prévue.

5.2.2 Article

L'article est la subdivision de base du contenu d'un document.

Les articles de chaque document ou de chaque partie de document doivent être numérotés avec des chiffres arabes, en commençant par le chiffre 1 pour l'article «Domaine

32

CEN/CENELEC, 2006-12

Benummerung muss fortlaufend sein, bis zu den Anhängen, wobei diese jedoch nicht einbezogen werden (siehe 5.2.6).

Jeder Abschnitt muss eine Überschrift haben, die auf derselben Zeile direkt hinter seiner Nummer steht; diese Zeile ist vom folgenden Text getrennt.

5.2.3 Unterabschnitt

Ein Unterabschnitt ist eine benannte strukturelle Unterteilung eines Abschnittes. Ein Unterabschnitt (z. B. 5.1, 5.2 usw.) darf in weitere nachrangige benannte Unterabschnitte (z. B. 5.1.1, 5.1.2 usw.) und weiter bis zur fünften Stelle (z. B. 5.1.1.1.1, 5.1.1.1.1.2 usw.) unterteilt werden.

Unterabschnitte müssen mit arabischen Ziffern benannt werden (siehe Beispiel im Anhang C).

Auf einer Ebene ist ein Unterabschnitt nur dann zulässig, wenn mindestens ein weiterer Unterabschnitt auf derselben Ebene vorhanden ist. Zum Beispiel darf ein Textteil im Abschnitt 10 nicht mit Unterabschnitt „10.1“ bezeichnet werden, wenn kein Unterabschnitt „10.2“ vorhanden ist.

Jeder Unterabschnitt der ersten Stufe sollte vorzugsweise eine Überschrift haben, die in einer Zeile direkt hinter seiner Nummer steht und vom folgenden Text getrennt ist. Weitere Unterabschnitte dürfen in gleicher Weise behandelt werden. Innerhalb eines Abschnittes oder Unterabschnittes muss für Unterabschnitte auf derselben Ebene die Vergabe der Überschrift einheitlich erfolgen, d. h., wenn 10.1 eine Überschrift hat, muss auch 10.2 mit einer Überschrift versehen werden. Falls keine Überschriften vorhanden sind, dürfen Schlüsselbenennungen oder Satzteile (in gedruckten Dokumenten hervorgehoben gesetzt) am Anfang des Textes des Unterabschnittes erscheinen, um auf das behandelte Thema aufmerksam zu machen. Diese Benennungen oder Satzteile dürfen im Inhaltsverzeichnis nicht aufgeführt werden.

excluding any annexes (see 5.2.6).

Each clause shall have a title, placed immediately after its number, on a line separate from the text that follows it.

5.2.3 Subclause

A subclause is a numbered subdivision of a clause. A primary subclause (e.g. 5.1, 5.2, etc.) may be subdivided into secondary subclauses (e.g. 5.1.1, 5.1.2, etc.), and this process of subdivision may be continued as far as the fifth level (e.g. 5.1.1.1.1, 5.1.1.1.1.2, etc.).

Subclauses shall be numbered with Arabic numerals (see Annex C for an example).

A subclause shall not be created unless there is at least one further subclause at the same level. For example, text in Clause 10 shall not be designated subclause "10.1" unless there is also a subclause "10.2".

Each primary subclause should preferably be given a title, which shall be placed immediately after its number, on a line separate from the text that follows it. Secondary subclauses may be treated in the same way. Within a clause or subclause, the use of titles shall be uniform for subclauses at the same level, e.g. if 10.1 has a title, 10.2 shall also have a title. In the absence of titles, key terms or phrases (composed in distinctive type) appearing at the beginning of the text of the subclause may be used to call attention to the subject matter dealt with. Such terms or phrases shall not be listed in the table of contents.

d'application». La numérotation doit être continue jusqu'aux annexes non comprises (voir 5.2.6).

Chaque article doit avoir un titre, placé immédiatement après son numéro, sur une ligne séparée du texte qui suit.

5.2.3 Paragraphe

Un paragraphe est la subdivision numérotée d'un article (par exemple 5.1, 5.2, etc.), qui peut, à son tour, être subdivisé en paragraphes numérotés (par exemple 5.1.1, 5.1.2, etc.); ce mode de subdivision peut être poursuivi jusqu'au cinquième niveau (par exemple 5.1.1.1.1, 5.1.1.1.1.2, etc.).

Les paragraphes doivent être numérotés en chiffres arabes (voir exemple à l'Annexe C).

On ne doit pas créer un paragraphe qui n'est pas suivi d'un autre paragraphe de même niveau. Par exemple, on ne doit pas numéroté «10.1» le texte de l'article 10 s'il n'y a pas de paragraphe «10.2».

Il est préférable que chaque paragraphe ait un titre, placé immédiatement après son numéro, sur une ligne séparée du texte qui suit. Les sous-paragraphes peuvent être traités de la même façon. À l'intérieur d'un article ou d'un paragraphe, l'utilisation des titres doit être uniforme pour les paragraphes de même niveau, par exemple si 10.1 a un titre, 10.2 doit également avoir un titre. En l'absence de titres, des mots clés ou des expressions clés apparaissant au début du texte de chaque paragraphe (composés en caractères différents) peuvent être utilisés pour attirer l'attention sur le sujet principal traité dans les différents paragraphes. Ces mots ou expressions clés ne doivent pas figurer dans la table des matières.

5.2.4 Absatz

Ein Absatz ist eine unbenummerte Unterteilung eines Abschnittes oder Unterabschnittes.

„Einleitende Absätze“, wie sie im folgenden Beispiel dargestellt werden, müssen vermieden werden, weil es schwierig ist, auf sie zu verweisen.

BEISPIEL Im folgenden Beispiel können die einleitenden Absätze nicht eindeutig „Abschnitt 5“ zugeordnet werden, weil nach der Logik auch die Absätze unter 5.1 und 5.2 zu Abschnitt 5 gehören. Um dieses Problem zu umgehen, müssen entweder der nicht benummerte Absatz als Unterabschnitt „5.1 Allgemeines“ (oder eine andere zutreffende Überschrift) bezeichnet und die vorhandenen Unterabschnitte 5.1 und 5.2 dementsprechend (wie gezeigt) umbenumbert, oder die einleitenden Absätze an einer anderen Stelle angeordnet oder weggelassen werden.

5.2.4 Paragrah

A paragraph is an unnumbered subdivision of a clause or subclause.

“Hanging paragraphs” such as those shown in the following example shall be avoided since reference to them is ambiguous.

EXAMPLE In the following example, the hanging paragraphs indicated cannot be uniquely identified as being in “Clause 5” since strictly speaking the paragraphs in 5.1 and 5.2 are also in Clause 5. To avoid this problem it is necessary to identify the unnumbered paragraphs as subclause “5.1 General” (or other suitable title) and to renumber the existing 5.1 and 5.2 accordingly (as shown), to move the hanging paragraphs elsewhere, or to delete them.

5.2.4 Alinéa

Un alinéa est une subdivision non numérotée d'un article ou d'un paragraphe.

Les «alinéas suspendus», comme ceux indiqués dans l'exemple suivant, doivent être évités car on ne peut y faire clairement référence.

EXEMPLE Dans l'exemple qui suit, les alinéas suspendus marqués ne peuvent pas être identifiés comme faisant partie de «l'article 5», car les paragraphes 5.1 et 5.2 appartiennent également à l'article 5. Afin d'éviter ce problème, il y a lieu soit de désigner les alinéas non numérotés comme étant le paragraphe «5.1 Généralités» (ou autre titre approprié) et de renuméroter en conséquence les paragraphes 5.1 et 5.2 existants (comme indiqué), soit de déplacer les alinéas suspendus soit de les supprimer.

Falsch, Incorrect, Incorrect	Richtig, Correct, Correct
<p>5 Bezeichnung, Designation, Désignation</p> <p>XXXXXXXX X XXXXXXXXXXXXXXX XXXXXXXX X XXXXXXXXXXXXXXX XXXXXXXX X XXXXXXXXXXXXXXX</p> <p>Einleitende Absätze hanging paragraphs alinéas suspendus</p> <p>5.1 XXXXXXXXXXXXX XXXXXXXX X XXXXXXXXXXXXXXX</p> <p>5.2 XXXXXXXXXXXXX XXXXXXXX X XXXXXXXXXXXXXXX</p> <p>XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX</p> <p>6 Prüfbericht, Test report, Rapport d'essai</p>	<p>5 Bezeichnung, Designation, Désignation</p> <p>5.1 XXXXXXXXXXXXX XXXXXXXX X XXXXXXXXXXXXXXX XXXXXXXX X XXXXXXXXXXXXXXX</p> <p>5.2 XXXXXXXXXXXXX XXXXXXXX X XXXXXXXXXXXXXXX</p> <p>5.3 XXXXXXXXXXXXX XXXXXXXX X XXXXXXXXXXXXXXX XXXXXXXX X XXXXXXXXXXXXXXX XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX</p> <p>6 Prüfbericht, Test report, Rapport d'essai</p>

Valeur des NOTES

6.5 Weitere informative Elemente

6.5.1 Anmerkungen und Beispiele im Text

Anmerkungen und Beispiele im Text eines Dokuments dürfen nur zusätzliche Informationen zur Erleichterung des Verstehens oder der Anwendbarkeit eines Dokuments enthalten. Diese Elemente dürfen keine Anforderungen enthalten oder irgendwelche Informationen in Betracht ziehen, die für die Anwendung des Dokuments zwingend erforderlich sind.

BEISPIEL Die folgende Anmerkung ist nicht richtig als Anmerkung geschrieben, da sie eine Anforderung enthält (hervorgehoben durch Kursivschrift und in Klammern gesetzten Erläuterungen nach dem Beispiel), und stellt eindeutig keine „ergänzende Information“ dar.

ANMERKUNG Als weitere Möglichkeit ist bei einer Last von ... zu prüfen (eine Anleiung, hier in der Befehlsform ausgedrückt, ist eine Anforderung; siehe 3.12.1).

Anmerkungen und Beispiele sollten vorzugsweise hinter dem Abschnitt, Unterabschnitt oder Absatz stehen, auf den sie sich beziehen.

Vor einer einzelnen Anmerkung in einem Abschnitt oder Unterabschnitt muss am Anfang der ersten Textzeile „ANMERKUNG“ stehen. Wenn es in einem Abschnitt oder Unterabschnitt mehrere Anmerkungen gibt, müssen sie mit „ANMERKUNG 1“, „ANMERKUNG 2“, „ANMERKUNG 3“ usw. bezeichnet werden.

Vor einem einzelnen Beispiel in einem Abschnitt oder Unterabschnitt muss am Anfang der ersten Textzeile „BEISPIEL“ stehen. Wenn es in einem Abschnitt oder

6.5 Other informative elements

6.5.1 Notes and examples integrated in the text

Notes and examples integrated in the text of a document shall only be used for giving additional information intended to assist the understanding or use of the document. These elements shall not contain requirements or any information considered indispensable for the use of the document.

EXAMPLE The following note is incorrectly drafted as a note since it contains a requirement (highlighted in italics and explained in parentheses after the example) and clearly does not constitute “additional information”.

NOTE Alternatively, test at a load of ... (an instruction, expressed here using the imperative, is a requirement; see 3.12.1).

Notes and examples should preferably be placed at the end of the clause or subclause, or after the paragraph, to which they refer.

A single note in a clause or subclause shall be preceded by “NOTE”, placed at the beginning of the first line of the text of the note. When several notes occur within the same clause or subclause, they shall be designated “NOTE 1”, “NOTE 2”, “NOTE 3”, etc.

A single example in a clause or subclause shall be preceded by “EXAMPLE”, placed at the beginning of the first line of the text of the example. When several examples

6.5 Autres éléments informatifs

6.5.1 Notes et exemples insérés dans le texte

Les notes et les exemples insérés dans le texte d'un document ne doivent être utilisés que pour donner des informations supplémentaires destinées à faciliter la compréhension ou l'utilisation du document. Ces éléments ne doivent pas contenir d'exigences ni d'informations considérées comme indispensables pour l'utilisation du document.

EXEMPLE La note suivante est rédigée de façon incorrecte car elle contient une exigence (indiquée en italique et expliquée entre parenthèses après l'exemple) qui ne constitue nullement une «information supplémentaire».

NOTE Sinon essayer une charge de ... (une instruction, exprimée ici en utilisant l'impératif, est une exigence; voir 3.12.1).

Il convient, en règle générale, de placer ces notes et exemples à la fin de l'article ou du paragraphe, ou après l'alinéa auxquels ils se réfèrent.

Une note isolée dans un article ou un paragraphe doit être précédée de la mention «NOTE» placée au début de la première ligne du texte de la note. Quand plusieurs notes apparaissent dans le même article ou paragraphe, elles doivent être désignées par «NOTE 1», «NOTE 2», «NOTE 3», etc.

Un exemple isolé dans un article ou un paragraphe doit être précédé de la mention «EXEMPLE» placée au début de la première ligne du texte de l'exemple. Quand plusieurs

ANNEXE B

Vérification du moment sur appui > 65 % du moment d'encastrement parfait

5.3.2.2 (3) NOTE " Il convient que le moment au nu de l'appui ne soit pas inférieur à 0,65 fois le moment d'encastrement."

Exemple. Poutre de 4 travées identiques. $g = 80 \text{ kN/m}$, $q = 20 \text{ kN/m}$, $g_1 = 1,35g = 108 \text{ kN/m}$, $q_1 = 1,5 q = 30 \text{ kN/m}$, portée $L = L_n + \text{Min}[t ; h] = 5 + \text{Min}[0,6 ; 0,6] = 5,60 \text{ m}$; $d = 0,54 \text{ m}$; béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

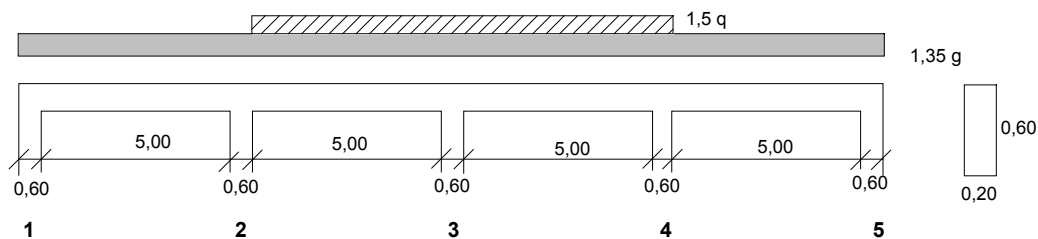
Étude du moment sur l'appui central N° 3. Abscisse du nu du poteau $a = 0,60 / 2 = 0,30 \text{ m}$

Le moment maximal sur cet appui est obtenu en chargeant les deux travées adjacentes¹ (§ 5.1.3 (1) P(b)):

$$M_3 = -1,35 g \cdot L^2 / 14 - 1,5 q \cdot L^2 / 9,33 = -108 \times 5,6^2 / 14 - 30 \times 5,6^2 / 9,33 = -342,7 \text{ kNm}$$

Moment sur l'appui voisin :

$$M_4 = -1,35 g \cdot L^2 / 9,33 - 1,5 q \cdot L^2 / 28 = -108 \times 5,6^2 / 9,33 - 30 \times 5,6^2 / 28 = -396,6 \text{ kNm}$$



Moment au nu du poteau :

$$M_{nu} = p \cdot a \cdot (L - a) / 2 + M_3 \cdot (1 - a/L) + M_4 \cdot a/L$$

$$M_{nu} = (108 + 30) \times 0,3 \times 5,3 / 2 - 342,7 \times (1 - 0,3 / 5,6) - 396,6 \times 0,3 / 5,6 = -235,9 \text{ kNm}$$

Redistribution possible ?

$$\mu = \frac{M_{nu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0,2359}{0,2 \times 0,54^2 \times 16,7} = 0,242 < 0,292 : \text{ on peut redistribuer.}$$

p.164 de [5], Tab. 6.10, pour $\mu_{avant} = 0,242$, on lit $\delta = 0,7603$

On peut redistribuer le moment sur appui avec un coefficient $\delta = 0,76$:

$$M_{nu,red} = 0,76 \times 235,9 = -179,3 \text{ kNm}$$

Moment d'encastrement parfait au nu : $M_{enc} = -p \cdot L^2 / 12 = -138 \times 5^2 / 12 = -287,5 \text{ kNm}$

65 % de $M_{enc} = -0,65 \times 287,5 = -186,9 \text{ kNm}$

On constate que l'on ne satisfait pas la condition de la NOTE de l'article 5.3.2.2 (3) de l'EC2 (car $179,3 < 186,9$) et que l'on est limité dans la redistribution à une valeur de $\delta = 186,9 / 235,9 = 0,79$ au lieu de 0,76.

Remarque 1. Comme c'est une NOTE, cette condition n'est pas normative, mais seulement indicative. Nous pouvons ne pas en tenir compte. Cependant pour un nœud de portique, il est vivement conseillé de respecter la condition de 65% de la NOTE EC2.

Remarque 2. Si l'on a une largeur d'appui de 0,40 m au lieu de 0,60 m et la même portée entre nus et une hauteur de poutre de 0,60 m, le coefficient de redistribution minimal autorisé devient 0,876, alors que l'on pourrait avoir un coefficient $\delta = 0,76$ pour des aciers de classes B ou C.

Remarque 3. Cependant, une diminution du moment ΔM sur appui trop grande peut entraîner des rotations importantes qui peuvent générer des fissures en partie supérieure sur appui, notamment dans le cas de sections de grande hauteur.

Ouverture maximale de la fissure w avec un $\Delta M =$ moment avant – moment après redistribution.

¹ Pour le calcul des moments sur appuis de poutres continues de même portée et de même inertie, voir [6], page 101.

$\Delta M \rightarrow \Delta \omega = \frac{\Delta M L}{3 E I} \rightarrow w = 0,5 h \Delta \omega = \frac{h \Delta M L}{6 E I}$ si l'on suppose que la fissure règne sur la moitié de la hauteur h.

Exemple. Poutre de deux travées symétriques de portée efficaces $L = 18 \text{ m}$; $b = 0,40 \text{ m}$; $h = 2,00 \text{ m}$; $d = 1,60 \text{ m}$

$p = 0,16 \text{ MN/m}$; $E = 30 \text{ GPa}$; $M_0 = p \cdot L^2 / 8 = 6,48 \text{ MNm}$; moment sur appui $M_{Ed} = -M_0 = -6,48 \text{ MNm}$;

$$E I = \frac{30 \times 0,4 \times 2^3}{12} = 8$$

Supposons un coefficient de redistribution des moments $\delta = 0,7 \rightarrow \Delta M = 0,3 M_0 = 1,944 \text{ MNm}$;

différence de rotation sur appui intermédiaire : $\Delta \omega = \frac{2 \times 1,944 \times 18}{6 \times 8} = 1,46 \text{ mm}$.

Ainsi, un $\Delta M = 0,3 M_0$ entraîne une ouverture de fissure de 1,46 mm qui n'a pas de conséquence structurelle (sous réserve de la fermeture des moments en travée), mais qui peut être inacceptable du point de vue esthétique.

ANNEXE C

ÉCRÉTAGE DES MOMENTS SUR APPUIS

1 - Une courbe de moment de courbure p a une amplitude $\frac{pL^2}{8}$ sur une longueur L.

La charge p est la dérivée seconde du moment (au signe près).

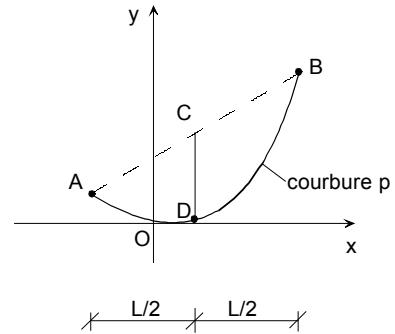
$$\text{Courbure } p \rightarrow y = \frac{p \cdot x^2}{2}$$

$$y_A = \frac{p \cdot x_A^2}{2} \text{ et } y_B = \frac{p \cdot x_B^2}{2} \text{ d'où } y_C = \frac{y_A + y_B}{2} = \frac{p}{4} \cdot (x_A^2 + x_B^2)$$

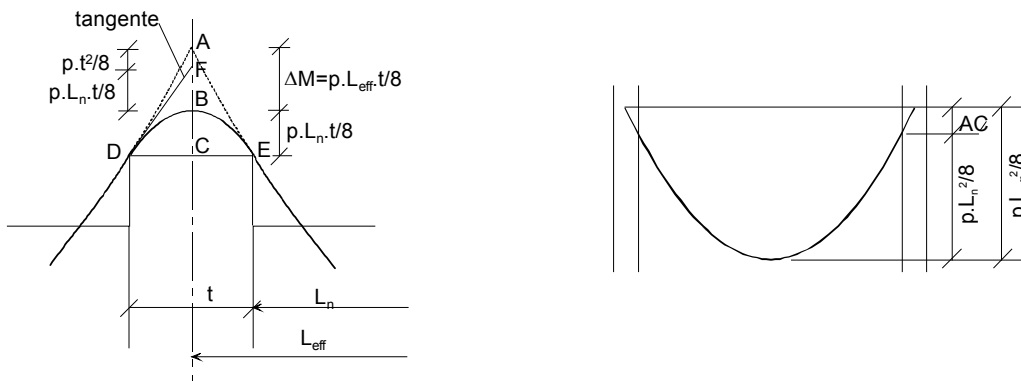
$$\text{et } y_D = \frac{p}{2} \cdot \left(\frac{x_A + x_B}{2} \right)^2 = \frac{p}{8} \cdot (x_A^2 + x_B^2 + 2x_A \cdot x_B)$$

$$\text{D'où } y_C - y_D = \frac{p}{8} \cdot (x_A^2 + x_B^2 - 2x_A \cdot x_B) = \frac{p}{8} \cdot (x_B - x_A)^2 = \frac{pL^2}{8}$$

La fermeture des moments vaut $\frac{pL^2}{8}$



2 – Écrêtage dû à la force répartie négative de la réaction d'appui



Cas de parabole symétriques

$$BC = \frac{q \cdot t^2}{8} = \frac{p \cdot L_n \cdot t}{8} \text{ avec } q = \frac{p \cdot L_n}{t}$$

$$AC = \frac{p}{8} \cdot (L_{\text{eff}}^2 - L_n^2) = \frac{p \cdot t}{8} \cdot (2L_n + t) \text{ donc } AB = AC - BC = \frac{p \cdot t}{8} \cdot (2L_n + t - L_n) = \frac{p \cdot t \cdot L_{\text{eff}}}{8}$$

Comme $R = p \cdot L_{\text{eff}}$: $\Delta M = AB = \frac{R \cdot t}{8}$

Cas de paraboles non symétriques (appui voisin d'appui de rive par exemple)

$$AC \text{ est calculé avec la formule de Taylor : } AC = \frac{(t/2)}{1!} \cdot f'(x) + \frac{(t/2)^2}{2!} \cdot f''(x) = \frac{t}{2} \cdot V_g + \frac{p \cdot t^2}{8} \text{ avec}$$

$f'(x)$ = dérivée de la courbe des moments en D = effort tranchant en D = V_g

$f''(x)$ = dérivée seconde = p

V_g et V_d = efforts tranchants au nu des appuis gauche et droit

$$\text{de même à droite de l'appui : } AC = \frac{t}{2} \cdot V_d + \frac{p \cdot t^2}{8}$$

$$\text{La moyenne donne : } AC = \frac{t}{4} \cdot (V_g + V_d) + \frac{p \cdot t^2}{8}$$

Soit R la réaction d'appui : $R = p \cdot L_{\text{eff}} = p \cdot (L_n + t) = (V_g + V_d + p \cdot t)$

$$\text{D'où } AB = AC - BC = \frac{t}{4} \cdot (V_g + V_d) + \frac{p \cdot t^2}{8} - \frac{p \cdot L_n \cdot t}{8} = \frac{t}{4} \cdot (R - p \cdot t) + \frac{p \cdot t^2}{8} - \frac{p \cdot L_n \cdot t}{8} = \frac{R \cdot t}{4} - \frac{R \cdot t}{8} = \frac{R \cdot t}{8}$$

Et $AF = \frac{p \cdot t^2}{8}$ d'après Taylor.

Soient p_g et p_d les courbures des paraboles des moments p_g à gauche et p_d à droite.

Efforts tranchants aux nus = pentes des paraboles aux nus du poteau : V_g (négatif) à gauche et V_d (positif) à droite.

Écrêtage : $\Delta M = M_B - M_A = (M_C - M_A) - (M_C - M_B)$

$$\text{Avec : } M_C = \frac{M_D + M_E}{2} \rightarrow M_C - M_A = \frac{M_D + M_E}{2} - M_A$$

La formule de Taylor :

$$f(x+h) = f(x) + \frac{h}{1!} \cdot f'(x) + \frac{h^2}{2!} \cdot f''(x) + \dots$$

donne : $M_A = M_D + \frac{t}{2} \cdot V_g - \frac{t^2}{8} \cdot p_g$ avec $h = \frac{t}{2}$ et

$$M_A = M_E - \frac{t}{2} \cdot V_d - \frac{t^2}{8} \cdot p_d \text{ avec } h = -\frac{t}{2}$$

La demi-somme vaut : $M_A = \frac{M_D + M_E}{2} - \frac{t}{4} \cdot (V_d - V_g) - \frac{t^2}{16} \cdot (p_g + p_d)$

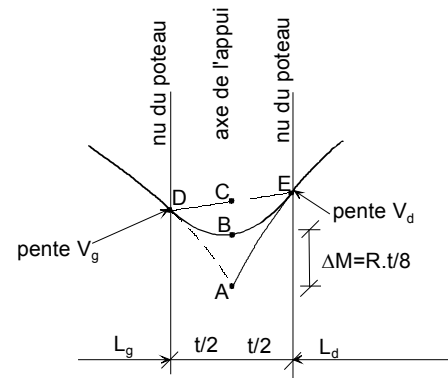
Or, la parabole DBE de courbure q, est telle que :

$$- q \cdot t = V_d - V_g \text{ et la réaction d'appui vaut : } R = V_d - V_g + \frac{p_g + p_d}{2} \cdot t$$

$$- \text{son amplitude vaut } M_C - M_B = \frac{q \cdot t^2}{8} = (V_d - V_g) \cdot \frac{t}{8} \text{ d'où}$$

$$\Delta M = \frac{M_D + M_E}{2} - M_A - (V_d - V_g) \cdot \frac{t}{8} = \frac{t^2}{16} \cdot (p_g + p_d) + \frac{t}{4} \cdot (V_d - V_g) - \frac{t}{8} \cdot (V_d - V_g) = \frac{t}{8} \left[V_d - V_g + \frac{t}{2} \cdot (p_g + p_d) \right] = \frac{R \cdot t}{8}$$

$$\boxed{\Delta M = \frac{R \cdot t}{8}}$$

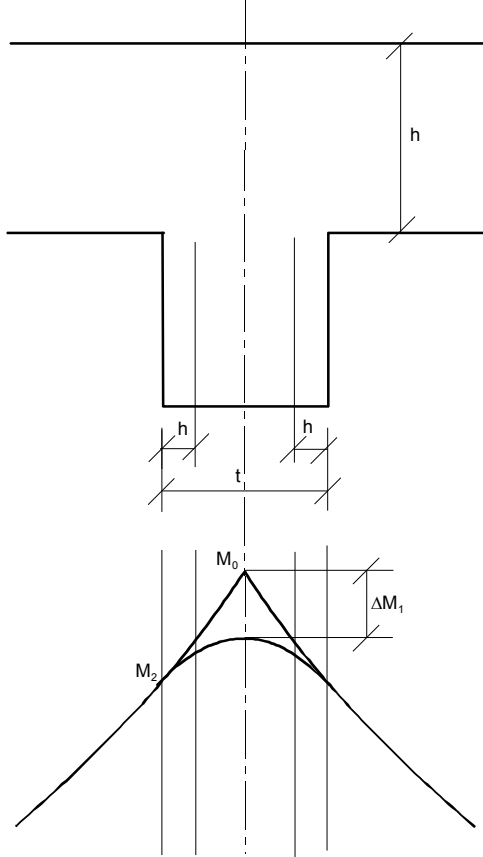


3 – Cas des appuis larges : $t > h$

La formule de l'EC2 appliquée à ce cas donnerait un écrêtage trop grand.

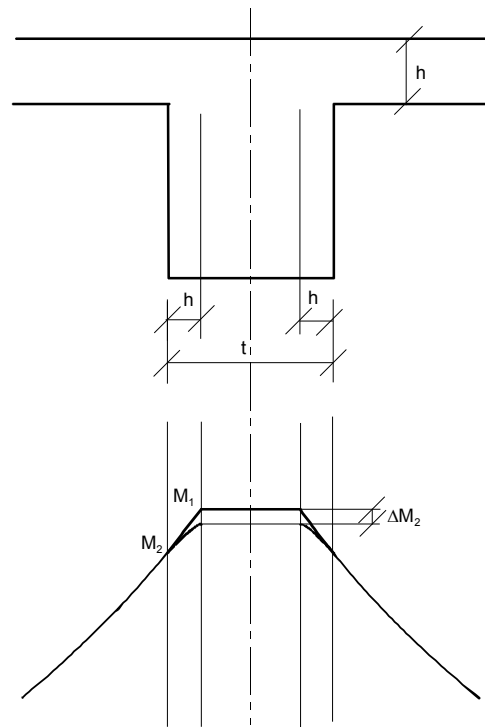
Par exemple pour une dalle de 8 cm d'épaisseur reposant sur un mur en maçonnerie de 20 cm, on obtient $\Delta M_2 = \frac{R \cdot h^2}{8 \cdot t} = \frac{R \times 0,08^2}{8 \times 0,2} = \frac{R}{250}$ et $\Delta M_1 = \frac{R \cdot t}{8} = \frac{R \times 0,2}{8} = \frac{R}{40}$ soit un écrêtage 6,25 fois plus important. Le moment écrêté du cas 1 serait plus petit que le moment au nu, ce qui est absurde !!

1^{er} cas : appui étroit $t < h$



$$\Delta M_1 = \frac{q \cdot t^2}{8} = \frac{F_{Ed, sup} \cdot t}{8}$$

2^e cas : appui large : $t > h$



$$\Delta M_2 = \frac{q \cdot h^2}{8} = \frac{F_{Ed, sup} \cdot h^2}{8t} < \Delta M_1$$

ANNEXE D

ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT ET DE REPRISE DE BETONNAGE

Reprise de bétonnage horizontale des poutres dans l'âme – Art. 6.2.5 (1)

Réponse de la Commission EC2 française

"La formule (6.25) du § 6.2.5 de l'EC2-1-1, relative aux reprises de bétonnage, est incontournable car elle découle directement de l'étude du treillis de Ritter-Mörsch. Les valeurs des paramètres μ et c sont fixées par l'EC2-1-1 sans possibilité de déboilage.

On rappelle que les armatures de cisaillement et de glissement ne se cumulent pas car elles résultent de l'utilisation du même treillis de Ritter-Mörsch.

Pour l'utilisation des zones de pas constant, le projeteur peut choisir le nombre de zone(s) à considérer, sur lesquelles l'espacement des armatures (le "pas") sera constant. La figure 6.10 est un exemple présentant 3 zones de pas constant, dont la dernière ne donne pas d'armatures de glissement calculées. On peut dans le calcul des armatures de glissement faire intervenir σ_n correspondant à une partie du poids de la structure directement portée par la poutre et située au dessus de la reprise." Décision N° 22.

1 - Apport des charges de la structure sur le plan de cisaillement

Équation 6.25 de l'Eurocode 2 : $v_{Rdi} = c.f_{ctd} + \mu.\sigma_n + \rho.f_{yd} . (\mu.\sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v.f_{cd}$

où σ_n représente la contrainte de compression verticale due à la charge située au-dessus.

En fibre supérieure, $\sigma_n = p/b$. Puis en descendant, une partie de la charge se transmet par cisaillement sur la surface verticale en descendant de A vers A', où elle devient nulle.

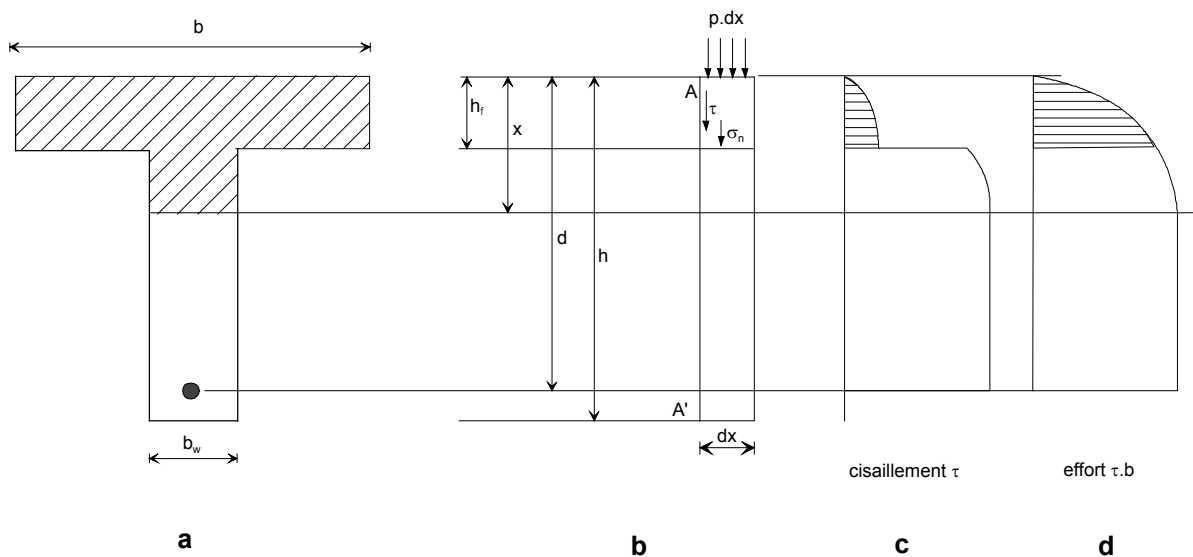


Fig. D1

On admettra une distribution parabolique des contraintes de cisaillement τ et des efforts $\tau.b$ à défaut d'avoir une représentation plus précise.

A la reprise de bétonnage, l'effort vertical est diminué de l'aire hachurée de la Fig. d.

Si k représente le rapport de l'aire hachurée sur l'aire totale, la contrainte normale appliquée sur le plan de reprise vaut $\sigma_n = (1 - k).p/b$

a - Pour $M > 0$ et $x \leq h_f$, on a : $k = \frac{h_f - x/3}{d - x/3}$

b - Pour $M > 0$ et $x > h_f$: $k = \frac{2 - 3\eta + \eta^3}{3\delta - 1}$ (aire d'une fraction de parabole) avec $\delta = \frac{d}{x}$ et $\eta = 1 - \frac{h_f}{x}$

c- Pour $M < 0$: voir en 2 ci-après.

Exemple 1. Poutre en T

Données : $b = 1,2 \text{ m}$; $b_w = 0,3 \text{ m}$; $h = 0,6 \text{ m}$; $h_f = 0,15 \text{ m}$; $d = 0,50 \text{ m}$; $p = 45 \text{ kN/m}$; $x = 0,12 \text{ m}$

$$\text{Cas } x < h_f : k = \frac{0,15 - 0,12/3}{0,5 - 0,12/3} = 0,239$$

$$\sigma_n = \frac{(1-k).p}{b_w} = \frac{0,761 \times 0,045}{0,3} = 0,114 \text{ MPa}$$

Ce qui correspond à un gain d'armatures verticales :

$$\Delta \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{\sigma_n \cdot b_w}{f_{yd}} = \frac{0,114 \times 0,3 \times 10^4}{435} = 0,79 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Exemple 2. La même poutre avec $x = 0,22 \text{ m}$. cas $x > h_f$

$$\delta = \frac{d}{x} = \frac{0,5}{0,22} = 2,273 \text{ et } \eta = 1 - \frac{h_f}{x} = 1 - \frac{0,15}{0,22} = 0,318$$

$$k = \frac{2 - 3 \times 0,318 + 0,318^3}{3 \times 2,273 - 1} = 0,197$$

$$\sigma_n = \frac{(1-k).p}{b_w} = \frac{0,803 \times 0,045}{0,3} = 0,120 \text{ MPa}$$

Gain d'armatures verticales :

$$\Delta \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{\sigma_n \cdot b_w}{f_{yd}} = \frac{0,120 \times 0,3 \times 10^4}{435} = 0,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

2 - Cas des moments négatifs

A défaut d'une meilleure définition des contraintes de cisaillement dans le plan vertical, nous retiendrons l'allure de la figure ci-contre.

$$k = \frac{h_f - (h-d)}{d-x + \frac{2}{3}.x} = \frac{h_f - h + d}{d-x/3}$$

$$\sigma_n = \frac{(1-k).p}{b_w}$$

$$\Delta \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{\sigma_n \cdot b_w}{f_{yd}}$$

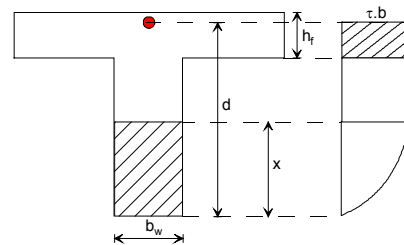


Fig. D2

Exemple. Les mêmes données mais avec un moment négatif tel que $x = 0,3 \text{ m}$

$$k = \frac{0,15 - 0,6 + 0,5}{0,5 - 0,3/3} = 0,125$$

$$\sigma_n = \frac{0,875 \times 0,045}{0,3} = 0,131 \text{ MPa}$$

$$\Delta \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{0,131 \times 0,3 \times 10^4}{435} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3 - Calcul des armatures d'effort tranchant des poutres

Considérons une fissure AB inclinée de θ sur l'horizontale et des cadres inclinés de α . Les charges réparties p situées à gauche de A sont reprises par des bielles inclinées de θ , situées à gauche de la fissure.

On doit donc considérer l'effort tranchant en A pour regarder l'équilibre des efforts passant à travers la fissure AB.

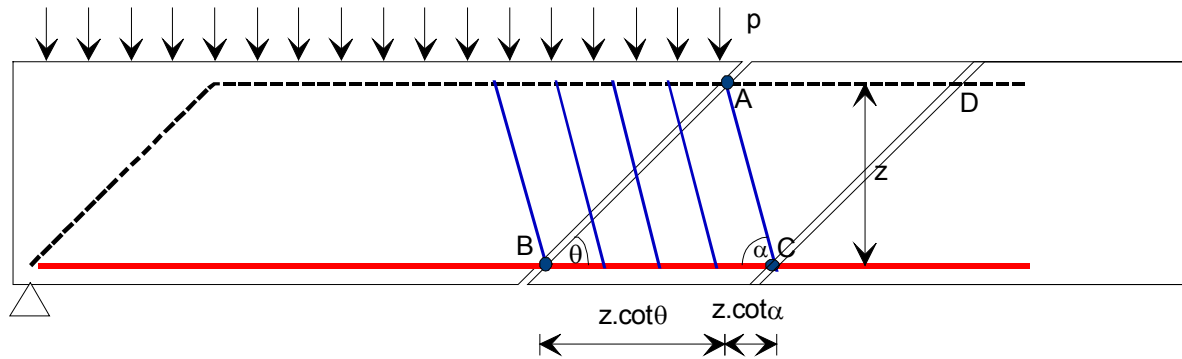


Fig. D3

Toutes les charges situées à droite de A (égales à l'effort tranchant V_A) transitent par les bielles du parallélogramme ABCD sont relevées par les cadres dont les pieds sont situés entre B et C (cadres bleus).

Les armatures traversant la fissure reprennent l'effort tranchant V_A . La longueur d'application BC d'une section constante de ces armatures est $z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha)$.

Ce qui revient à décaler la courbe des efforts tranchants pour le calcul des armatures d'une longueur $z \cdot \cot\theta$.

C'est ce qui est indiqué dans l'art. 6.2.3 (5) de l'EC2.

Près de l'appui, si $d > z \cdot \cot\theta$, on pourra appliquer l'art. 6.2.1 (8), l'effort tranchant est alors pris à l'abscisse d.

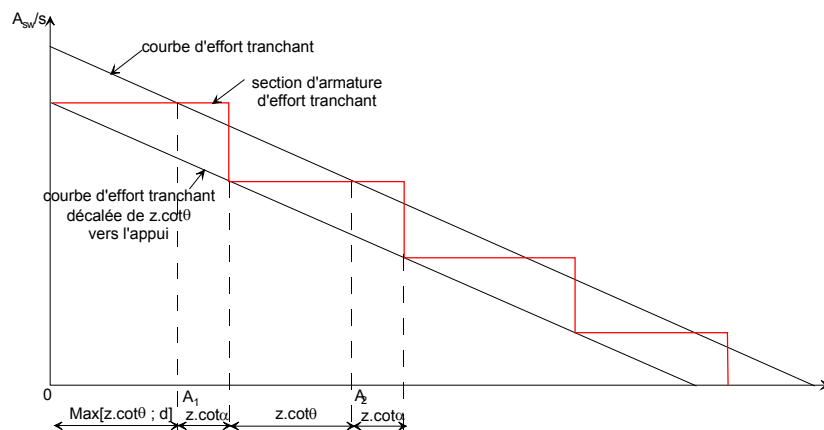


Fig. D4

Remarque. On a supposé que les charges étaient appliquées en partie supérieure de poutres. Dans le cas de charges appliquées à la profondeur y avec $u < y < z + u$ (Fig. D5), le décalage de la courbe d'effort tranchant devient $a \cdot \cot\theta$ au lieu de $z \cdot \cot\theta$ avec $a = z - y + u$.

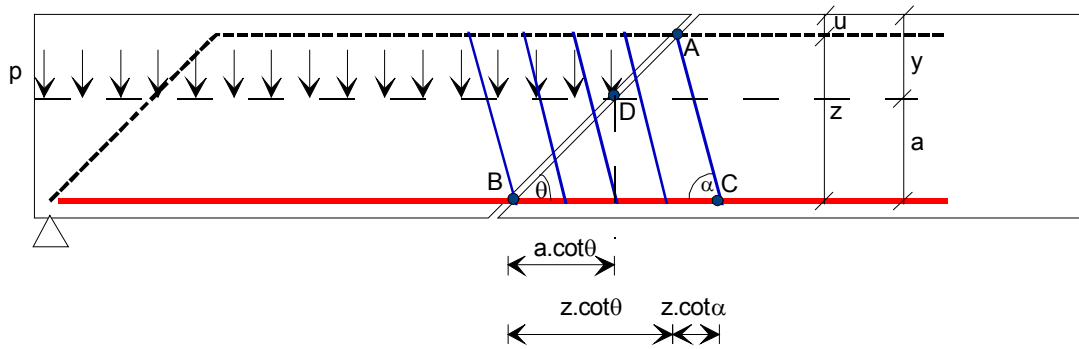


Fig. D5

4 - Poutres avec reprise de bétonnage horizontale entre l'âme et la table de compression pour des charges principalement réparties

a) Calcul des armatures d'effort tranchant avec des paliers de section constante sur une longueur $z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha)$

Soit V_0 l'effort tranchant au nu de l'appui et p la charge uniforme ELU par unité de longueur

$x_1 = \text{Max}[d ; z \cdot \cot\theta] \rightarrow V_1 = V_0 - p \cdot x_1 \rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_1 = \frac{V_1}{z \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha}$ que l'on applique, à pas constant, sur une longueur $z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha)$.

Puis à l'abscisse $x_2 = x_1 + z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha)$. $\rightarrow V_2 = V_0 - p \cdot x_2 \rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_2 = \frac{V_2}{z \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha}$

A l'abscisse $x_3 = x_2 + z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha)$. $\rightarrow V_3 = V_0 - p \cdot x_3 \rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_3 = \frac{V_3}{z \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha}$

Etc.

b) Calcul des armatures de reprise de bétonnage

La Commission EC2 française laisse le choix des paliers d'espacement des cadres constant. Nous choisirons les mêmes paliers que pour les armatures d'effort tranchant, de longueur $z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha)$.

Le premier palier a une longueur $L_1 = \text{Max}[d ; z \cdot \cot\theta] + z \cdot \cot\alpha$.

L'abscisse de calcul des armatures de reprise de bétonnage est à la moitié de la longueur précédente $x_1 = 0,5 L_1$.

De même pour les paliers suivants de longueurs $z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha)$: $x_2 = x_1 + z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha)$, etc.

5 – Exemple de calcul d'une poutre avec reprise de bétonnage

Travée de rive d'une poutre continue, $L_{nu} = 10$ m ; $p = 200$ kN/m (ELU)

$f_{ck} = 25$ MPa $\rightarrow f_{cd} = 16,7$ MPa et $f_{ctd} = 1,21$ MPa

$f_{yk} = 500$ MPa $\rightarrow f_{yd} = 435$ MPa

Surface de reprise lisse $\rightarrow c = 0,2$ et $\mu = 0,6$ (corrigendum EC2)

Cadres verticaux $\rightarrow \cot\alpha = 0$ et bielles choisies à 45°

Remarque. En général, les sections de cadres nécessaires pour reprendre la surface de reprise de bétonnage sont supérieures à celles calculés pour l'effort tranchant. Prendre $\cot\theta > 1$ ne fait qu'aggraver la différence.

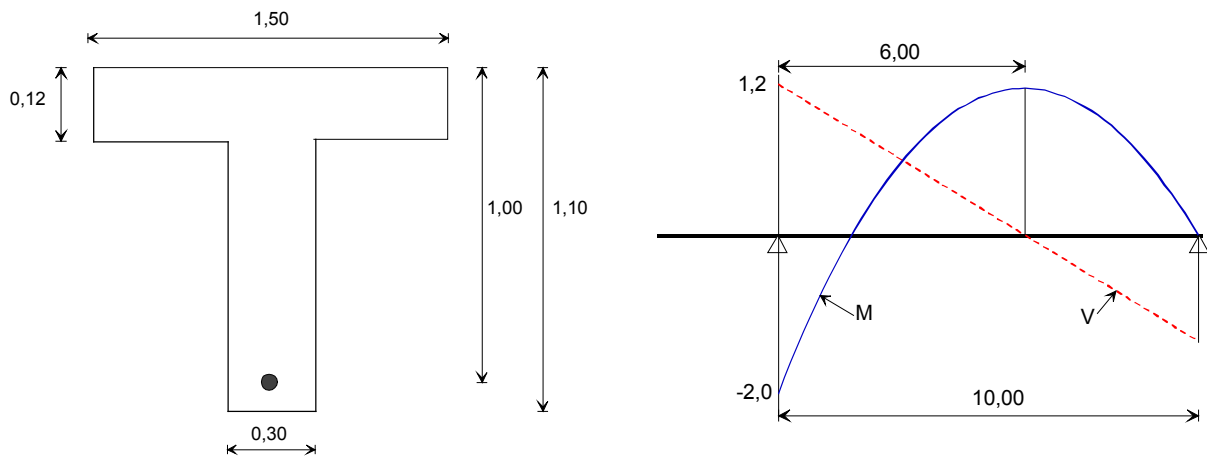


Fig. D6

$$\cot\theta = 1 ; z = 0,9 d = 0,9 \text{ m} \rightarrow z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) = 0,9 \text{ m}$$

$$\text{Armatures minimales : } \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = 0,08 b_w \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \times 0,30 \times 5 \times 10^4}{500} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Espacement maximal : } 0,75 d = 0,75 \text{ m}$$

Armatures d'effort tranchant

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta} = 0,3 \times 0,9 \times 0,6 \times (1 - 25 / 250) \times 16,7 \times \frac{1}{2} = 1,215 > V_0 = 1,2 \text{ MN OK}$$

Premier palier

$$\text{Abscisse de calcul de } V : x_A = \text{Max}[d; z \cdot \cot\theta] = 1,00 \text{ m} \rightarrow V_A = V_0 - p \cdot x_A = 1,2 - 0,2 \times 1 = 1,00 \text{ MN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V}{z \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha} = \frac{10^4}{0,9 \times 435 \times 1} = 25,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{sur la longueur } L_A = x_A + \cot\alpha = 0,9 \text{ m}$$

Deuxième palier

$$\text{Abscisse de calcul de } V : x_B = x_A + z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) = 1,90 \text{ m} \rightarrow V_B = V_0 - p \cdot x_B = 1,2 - 0,2 \times 1,9 = 0,82 \text{ MN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V}{z \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha} = \frac{0,82 \times 10^4}{0,9 \times 435 \times 1} = 20,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{sur la longueur } L_B = \cot\theta + \cot\alpha = 0,9 \text{ m}$$

De même pour les paliers suivants jusqu'au point d'effort tranchant nul à l'abscisse 6,00 m.

		A	B	C	D	E	F	G
x	m	1	1,9	2,8	3,7	4,6	5,5	6
longueur	m	1	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
V	MN	1	0,82	0,64	0,46	0,28	0,1	0
(A _{sw} /s)	cm ² /m	25,56	20,96	16,36	11,76	7,16	2,56	0

Armatures de reprise de bétonnage

Pour calculer la contrainte de compression verticale σ_n , il faut connaître la hauteur de béton comprimé. Les paliers ont les mêmes longueurs que ceux de l'effort tranchant.

Premier palier

La valeur moyenne du palier est à l'abscisse $x'_A = x_A / 2 = 0,5 \text{ m}$

$$V'_A = V_0 - p \cdot x'_A = 1,2 - 0,2 \times 0,5 = 1,10 \text{ MN}$$

$$M'_A = \frac{p \cdot x(L-x)}{2} + \left(1 - \frac{x}{L}\right) M_g + \frac{x}{L} M_d = \frac{0,2 \times 0,5 \times 9,5}{2} - \left(1 - \frac{0,5}{10}\right) \times 2 = -1,425 \text{ MNm}$$

$$\mu = \frac{M}{b_w \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1,425}{0,3 \times 1 \times 16,7} = 0,285 \rightarrow x = 1,25d \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times 1 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,285}) = 0,430 \text{ m}$$

$$k = \frac{h_f - h + d}{d - x/3} = \frac{0,12 - 1,1 + 1}{1 - 0,285/3} = 0,0233 \rightarrow \sigma_n = \frac{(1-k) \cdot p}{b_w} = \frac{0,9767 \times 0,2}{0,3} = 0,651 \text{ MPa}$$

$$v_0 = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n = 0,2 \times 1,2 + 0,6 \times 0,561 = 0,63 \text{ MPa}$$

β = quote-part de l'effort de compression § 6.2.5 (1) = 1 pour un moment négatif ou bien quand l'axe neutre est dans la table avec un moment positif.

$$v_{Edi} = \frac{\beta \cdot V}{b_w \cdot z} = \frac{1 \times 1,1}{0,3 \times 0,9} = 4,074 \text{ MPa} < 0,5 v \cdot f_{cd} = 0,5 \times 0,6 \times (1 - 25/250) \times 25/1,5 = 4,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{(v_{Edi} - v_0) \cdot b_w}{f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)} = \frac{(4,074 - 0,63) \times 0,3}{435 \times 0,6} = 39,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Deuxième palier, on procède de même à l'abscisse $x'_B = x'_A + z \cdot (\cot \theta + z \cdot \cot \alpha) = 1,40 \text{ m}$

		A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'
x	m	0,5	1,4	2,3	3,2	4,1	5	5,55
V	MN	1,1	0,92	0,74	0,56	0,38	0,2	0,09
M	MNm	-1,425	-0,516	0,231	0,816	1,239	1,500	1,580
μ		0,2850	0,1032	0,0092	0,0326	0,0496	0,0600	0,0632
x	m	0,4303	0,1364	0,0116	0,0415	0,0636	0,0774	0,0817
		âme	âme	table	table	table	table	table
k		0,0233	0,0210	0,1166	0,1077	0,1010	0,0967	0,0954
σ_n	MPa	0,651	0,653	0,589	0,595	0,599	0,602	0,603
v_0	MPa	0,630	0,631	0,593	0,596	0,599	0,601	0,601
β		1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
v_{Edi}	MPa	4,074	3,407	2,741	2,074	1,407	0,741	0,333
(A_{sw}/s)	cm ² /m	39,57	31,89	24,66	16,96	9,26	1,57	0,00

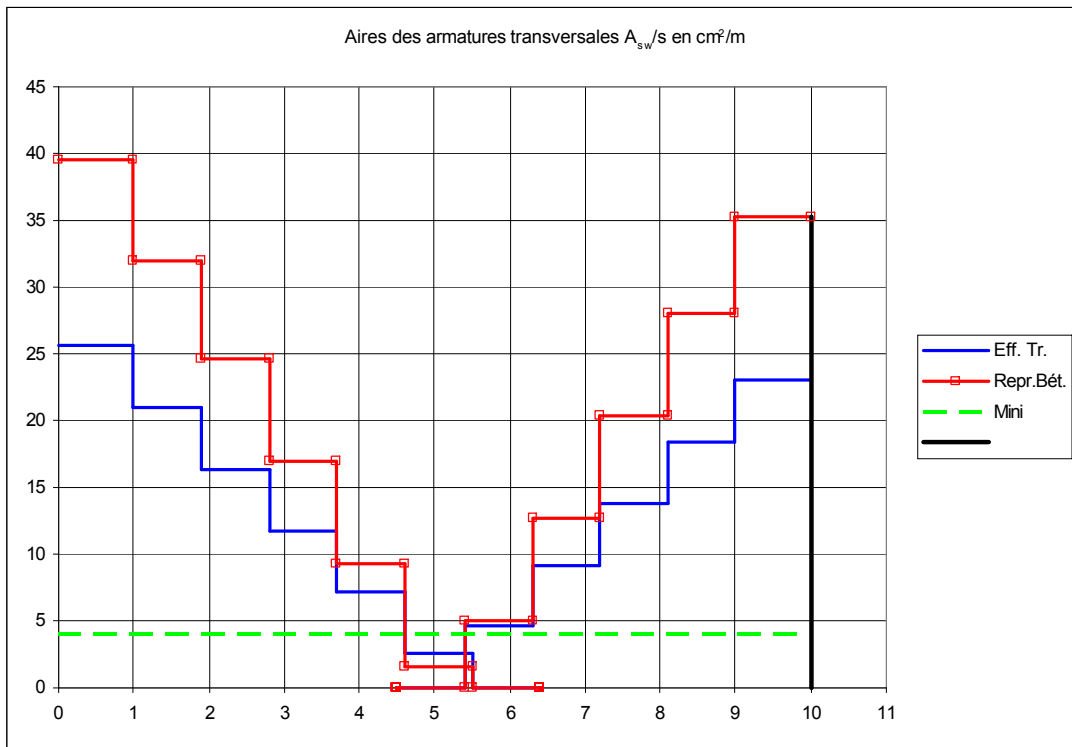
On prend, pour chaque palier, le maximum des sections obtenues pour l'effort tranchant et pour la reprise de bétonnage.

Pour la partie gauche de la travée :

longueur	m	1	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
(A_{sw}/s)	cm ² /m	39,57	31,89	24,66	16,96	9,26	2,56	0,00

On procède de même pour la partie droite de la travée :

longueur	m	1	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
(A_{sw}/s)	cm ² /m	35,30	28,06	20,35	12,65	4,95	0,00



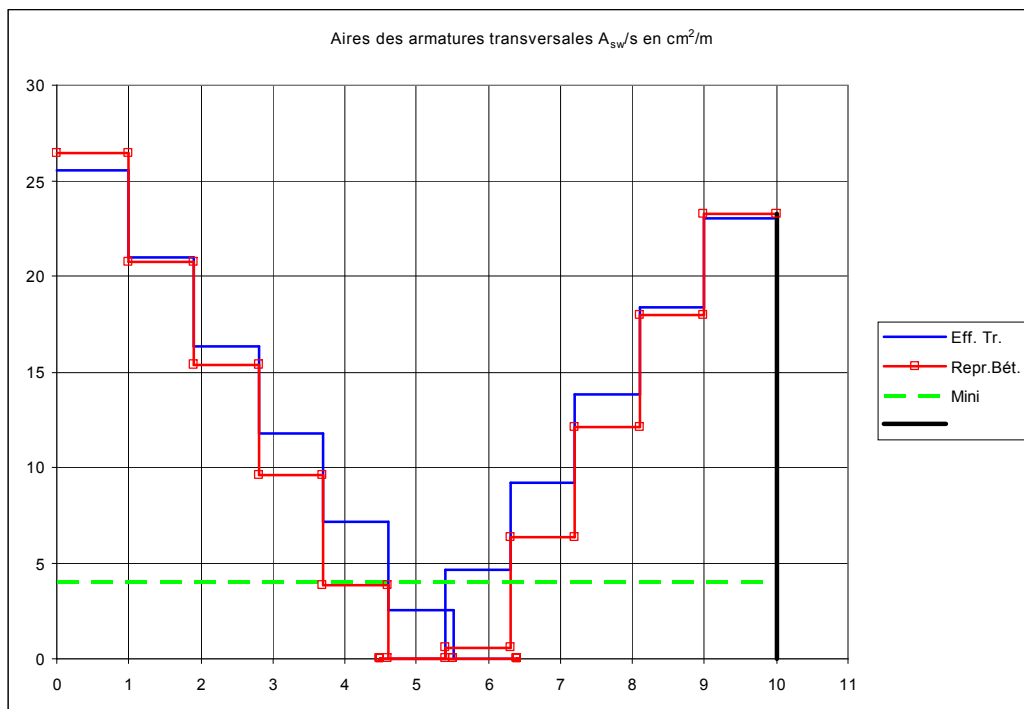
72 cours de cadres :

38 13x76 9x95 7x122 5x178 3x326 1x313 2x609 4x238 6x148 9x107 12x85 42

Remarque 1. Dans le cas où l'on négligerait la compression verticale σ_n , il faudrait 84 cours de cadres au lieu de 72.

Remarque 2. Avec une surface **rugueuse** : $c = 0,4$ et $\mu = 0,7$, on obtient des sections voisines pour l'effort tranchant et pour la reprise de bétonnage : 50 cours de cadres

57 9x114 6x144 5x184 3x257 2x421 1x259 2x656 3x328 4x219 6x164 8x130 65



Remarque 3. Sans reprise de bétonnage, on a besoin de 49 cours de cadres.

ANNEXE E

ADHERENCE – MANDRIN DE CINTRAGE ANCRAGE DES BARRES SUR APPUI EC2 - § 8.3, § 8.4

1 - Longueurs d'ancrage des barres (en dehors des recouvrements)

Pour une barre de diamètre \varnothing dont la contrainte de traction $\sigma_s = f_{yd} = 435$ MPa, la longueur d'ancrage est donnée dans le tableau suivant pour le cas de *bonnes conditions* d'adhérence.

f_{ck}	25	30	35	40	45	50
f_{bd}	2,73	3,05	3,36	3,68	3,99	4,31
L_b	40 \varnothing	36 \varnothing	32 \varnothing	30 \varnothing	27 \varnothing	25 \varnothing

Cette valeur est à multiplier par un coefficient :

Barre droite		$c_d = \text{Min}[a/2; c; c_1]$	$\alpha_1 = 1$	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d / \varnothing - 1)$
Barre avec crochet		$c_d = \text{Min}[a/2; c_1]$	si $c_d > 3\varnothing$: $\alpha_1 = 0,7$ sinon : $\alpha_1 = 1$	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d / \varnothing - 3)$

Dans tous les cas : $0,7 \leq \alpha_1$ et $\alpha_2 \leq 1$

$\alpha_5 = 1 - 0,04 p$ pour une pression transversale p en MPa (par exemple l'ancrage d'une bielle d'appui).
en respectant $\alpha_2 \cdot \alpha_5 \leq 0,7$

$\eta_2 = 1/0,92 = 1,087$ pour des barres de diamètre 40 mm

2 - Conditions d'adhérence bonnes ou médiocres ?

Pour des chapeaux situées à plus de 25 cm du fond du coffrage : conditions d'adhérence "*médiocres*" au sens de § 8.4.2, sauf si l'on peut contractuellement appliquer les « *Recommandations Professionnelles pour l'application de l'Eurocode 2* », que la classe d'exécution retenue selon l'article 4.3.1 de NF EN 13670 soit la classe 2 ou la classe 3 et que le rapport $E/C < 0,55$.

Dans le cas contraire, on peut prendre en compte l'inclinaison de la barre dans les parties où l'angle est $\geq 45^\circ$, selon la Fig. 8.2a de l'Eurocode 2.

Ainsi, les conditions d'adhérence sont médiocres entre A et B et elles sont bonnes entre B et D (Fig. E1).

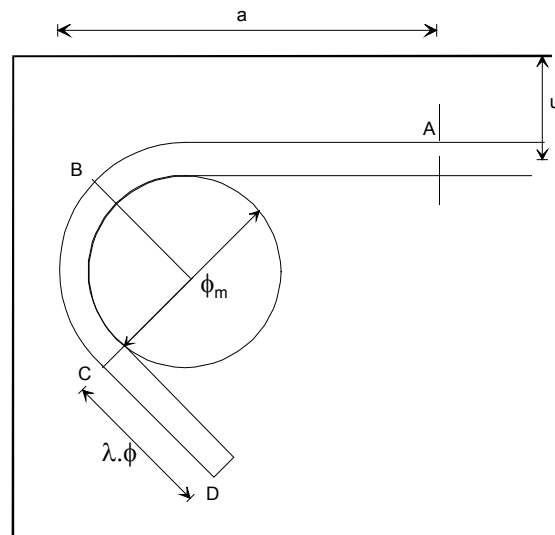


Fig. E1 – Mandrin de cintrage

La longueur d'ancrage à partir du point A vaut donc : $\eta_1 \cdot AB + BCD$ avec $\eta_1 = 0,7$

Remarque. La raison de cette diminution d'adhérence tient au fait que pour des hauteurs de coulage estimées supérieures à 25 cm, la remontée de l'eau et des bulles d'air forment une couche autour de la barre où l'adhérence est médiocre sur 30 % du périmètre.

Exemple. Crochet à 135° , longueur $a = 750$ mm, enrobage à l'axe : 35 mm.

Diamètre des barres : $\varnothing = 20$ mm ; $f_{ck} = 25$ MPa $\rightarrow L_b = 40 \varnothing = 800$ mm d'après le tableau précédent;

Supposons la section de l'armature nécessaire en A : $A_{s,rqd} = 11,45$ cm²
et la section mise en place $A_{s,prov} = 12,56$ cm²

Diamètre du mandrin de cintrage : $\varnothing_m = 7 \varnothing = 140$ mm car $\varnothing > 16$ mm.

Longueur développée équivalente : $L = \eta_1 \cdot \left[a - \varnothing - \varnothing_m / 2 + \frac{\pi}{8} \cdot (\varnothing_m + \varnothing) \right] + \frac{\pi}{4} \cdot (\varnothing_m + \varnothing) + \lambda \cdot \varnothing$

En supposant une longueur droite $CD = \lambda \cdot \varnothing = 5 \times 20 = 100$ mm *a priori*.

$$L = 0,7 \times \left[750 - 20 - 70 + \frac{\pi}{8} \times (140 + 20) \right] + \frac{\pi}{4} \times (140 + 20) + 5 \times 20 = 0,7 \times 723 + 226 = 732 \text{ mm}$$

Longueur d'ancrage nécessaire à partir du point A : $c_d = 35$ mm $< 3 \varnothing = 60$ mm $\rightarrow \alpha_1 = 1$ et $\alpha_2 = 1$

$$40 \varnothing \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \frac{A_{s,rqd}}{A_{s,prov}} = 40 \times 20 \times \frac{11,45}{12,56} = 729 < 732 \text{ mm OK}$$

Remarque 1. La longueur droite après courbure vaut $5\varnothing$, ce qui justifie d'avoir pris un mandrin de cintrage de $7\varnothing$.

Remarque 2. Si l'on applique le coefficient $\eta_1 = 0,7$ sur la totalité de la barre, on obtient une longueur développée équivalente :

$$L = 0,7 \times \left[750 - 20 - 70 + \frac{\pi}{8} \times (140 + 20) + \frac{\pi}{4} \times (140 + 20) + 5 \times 20 \right] = 0,7 \times 0,723 + 0,7 \times 226 = 664 \text{ mm au lieu}$$

de 732 mm. On serait alors obligé d'augmenter le diamètre du mandrin de cintrage, car la longueur droite nécessaire après courbure serait $> 5 \varnothing$ (voir "mandrins de cintrage" ci-dessous).

3 – Mandrins de cintrage

« Il n'est pas nécessaire de justifier les diamètres \varnothing_m du mandrin de cintrage vis-à-vis de la rupture du béton si l'une des conditions ci-après est remplie :

- l'ancrage nécessaire de la barre ne dépasse pas $5 \varnothing$ au-delà de l'extrémité de la partie courbe ;
- ou bien la barre n'est pas disposée près de la surface (plan de flexion proche du parement) et il

« existe une barre transversale de diamètre $\geq \varnothing$ à l'intérieur de la partie courbe. ».

Notations

- a distance entre nus de deux armatures intermédiaires
 $a_b = \text{Min}[0,5a ; c_1] + 0,5 \varnothing$ pour une armature intermédiaire ou $a_b = c_1 + \varnothing/2$ pour une armature près du parement latéral
 b_w largeur de l'âme de la poutre
c enrobage des armatures côté parement inférieur
 c_{nom} enrobage nominal des armatures à la face inférieure
 c_1 enrobage latéral des armatures
 d_1 profondeur disponible pour l'ancrage à partir du nu de l'appui
 f_{ck} résistance du béton
 f_{bd} contrainte ultime d'adhérence, $f_{bd} = 2,25 \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$ (Eq. 8.2)
 f_{ctd} contrainte de calcul à la traction : $f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_C$
 F_{bt} effort de traction en début de courbure B pour une barre
 F_{Ed} effort de traction à ancrer pour une barre en A (§ 9.2.1.4, Eq. 9.3)
 L_{bd} longueur d'ancrage rectiligne nécessaire
n nombre de barres à ancrer
u distance de l'axe de la barre au parement inférieur = $c + \varnothing/2 \geq c_{nom} + \varnothing_w + \varnothing/2$
 \varnothing diamètre des barres à ancrer
 \varnothing_m diamètre du mandrin de cintrage
 \varnothing_w diamètre des cadres
 γ_C coefficient de sécurité du béton
 η_1 coefficient d'adhérence, $\eta_1 = 1$ pour « bonnes » conditions d'adhérence, $\eta_1 = 0,7$ pour conditions d'adhérence « médiocres »
 η_2 coefficient, $\eta_2 = 1$ pour $\varnothing \leq 32$, $\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$ pour $\varnothing > 32$
 θ angle d'inclinaison des bielles en travée
 λ longueur droite après courbure
 φ angle du crochet d'ancrage (en radians)
 σ_{sd} contrainte de l'armature en A

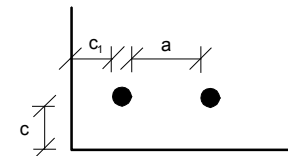


Fig. E2 – Distances aux parois et entre barres

Processus de calcul de \varnothing_m

- Longueur d'ancrage minimale : $L_{bd} \geq \text{Max}[\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_5 \cdot L_{b,rqd} ; 100 \text{ mm} ; 10 \varnothing]$ (Eq. 8.3 et Eq. 8.4)

avec $L_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$ et $\sigma_{sd} = (4 F_{Ed}) / (\pi \cdot \varnothing^2)$

- Condition de non endommagement de l'armature (fissures) : $\varnothing_{m,min}$

\varnothing	≤ 16	> 16
$\varnothing_{m,min}$	$4 \varnothing$	$7 \varnothing$

- Condition de non rupture du béton par écrasement du béton : $\varnothing_m \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \cdot \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\varnothing} \right)$ (Eq. 8.1)

Méthode

Effort en A à ancrer pour une barre : F_{Ed}

$$d_4 = u \cdot \cot \theta$$

$$d_2 = \varnothing + 0,5 \varnothing_m$$

$$d_3 = d_1 - d_2 = d_1 - \varnothing - 0,5 \varnothing_m$$

longueur développée d'après figure :

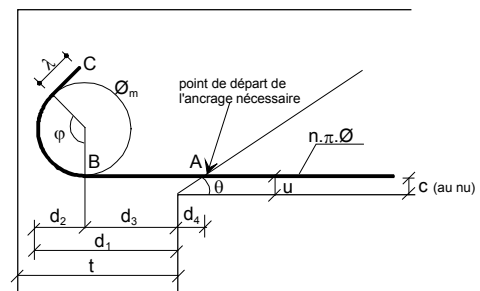
$$L_{AC} = d_4 + d_3 + 0,5 \varphi (\varnothing + \varnothing_m) + \lambda$$

longueur développée nécessaire $L_{AC} = L_{bd}$

$$L_{bd} = d_4 + d_1 - \varnothing - 0,5 \varnothing_m + 0,5 \varphi \cdot \varnothing + 0,5 \varphi \cdot \varnothing_m + \lambda$$

D'où : $\lambda = L_{bd} - d_4 - d_1 + \varnothing - 0,5 \varphi \cdot \varnothing - 0,5 (\varphi - 1) \cdot \varnothing_m$ (1)

et $\varnothing_{m0} = \frac{2[L_{bd} - d_1 - d_4 + \varnothing - 0,5 \varphi \cdot \varnothing - \lambda]}{\varphi - 1}$ (2)



L'expression 8.1 donne le diamètre minimal du mandrin de cintrage pour satisfaire la condition de non-

rupture du béton : $\varnothing_m = \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \cdot \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\varnothing} \right) = W \cdot F_{bt}$ en posant $W = \frac{1}{f_{cd}} \cdot \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\varnothing} \right)$

On a : $F_{bt} = F_{Ed} - (d_3 + d_4) \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd} = F_{Ed} - (d_1 + d_4 - \varnothing - 0,5 \varnothing_m) \cdot X$ en posant $X = \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd}$

Et $\varnothing_m = W \cdot F_{bt} = W \cdot [F_{Ed} - X \cdot (d_1 + d_4 - \varnothing)] + W \cdot X \cdot \varnothing_m / 2$

d'où $\varnothing_{m1} = \frac{W \cdot [F_{Ed} - X \cdot (d_1 + d_4 - \varnothing)]}{1 - W \cdot X / 2}$

D'autre part, on doit vérifier : $\varnothing_m \geq \varnothing_{m3}$ avec $\varnothing_{m3} = 4 \varnothing$ pour $\varnothing \leq 16$ ou bien $\varnothing_{m3} = 7 \varnothing$ pour $\varnothing > 16$

En pratique, on prend le maximum de \varnothing_{m1} et \varnothing_{m3} , puis on calcule λ par l'équation (1).

Si $\lambda \geq 5 \varnothing$, alors $\varnothing_m = \varnothing_{m1}$

Si $\lambda < 5 \varnothing$, alors $\lambda = 5 \varnothing$ et $\varnothing_m = \varnothing_{m0}$ calculé par l'éq. (2) avec $\lambda = 5 \varnothing$

Exemple

Pour $F_{Ed} = 300$ kN à ancrer avec 4 barres HA16 ($\varnothing = 16$) et des cadres HA6 ($\varnothing_w = 6$)

Crochet en partie inférieure (donc *bonnes* conditions d'adhérence) et joues libres

Acier $f_{yk} = 500$ MPa et béton $f_{ck} = 25$ MPa

b_w	300 mm	largeur de la poutre
c_{nom}	25 mm	enrobage nominal des armatures
c	31 mm	enrobage de l'armature au parement inférieur = $c_{nom} + \varnothing = 25 + 6$
c_1	31 mm	enrobage latéral des barres = c
d_1	150 mm	profondeur disponible pour l'ancrage (géométrie de l'appui)
f_{ck}	25 MPa	résistance du béton $\rightarrow f_{ctm} = 2,6$ MPa
γ_C	1,5	coefficient béton
φ	135°	angle du crochet d'ancrage
θ	45°	inclinaison des bielles en travée ($\cot\theta = 1$)

$a =$ distance entre nus des barres d'un même lit : $a = \frac{b_w - 2c_1 - n \cdot \varnothing}{n - 1} = \frac{300 - 2 \times 31 - 4 \times 16}{3} = 58$ mm

$u = c + 0,5 \varnothing = 39$ mm

$c_d = \text{Min}[0,5 a ; c_1] = \text{Min}[0,5 \times 58 ; 31] = 29$ mm pour la barre proche du parement latéral

$a_b = c_d + 0,5 \varnothing = 29 + 8 = 37$ mm

$F_A = F_{Ed} = 0,3 / 4 = 0,075$ MN (pour une barre)

$\sigma_{sd} = F_A / A_{s0} = 0,075 / 0,000201 = 373,1$ MPa < 435

$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot (0,7 f_{ctm} / 1,5) = 2,25 \times 1 \times 1 \times (0,7 \times 2,6 / 1,5) = 2,73$ MPa.

$X = \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd} = \pi \times 0,016 \times 2,73 = 0,1372$

$W = \frac{1}{f_{cd}} \cdot \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\varnothing} \right) = \frac{1}{16,7} \cdot \left(\frac{1}{0,037} + \frac{1}{0,032} \right) = 3,4966$

$\varphi = (135/180) \cdot \pi = 2,356$ rd

$d_4 = u \cdot \cot\theta = (0,031 + 0,008) \times 1 = 0,039$ m

$\alpha_1 = 1$ et $\alpha_2 = 1$ car $c_d = 29$ mm < $3 \varnothing = 48$

$L_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{373,1}{2,73} = 0,547$ m

$L_{bd} = \text{Max}[\alpha_1 \times \alpha_2 \times 0,547 ; 100 \text{ mm} ; 10 \varnothing] = 0,547$ m

$\varnothing_{m0} = \frac{2[0,547 - 0,039 - 0,15 + 0,016 - 2,356 \times 0,008 - \lambda]}{1,356} = 0,7244 - 1,475 \lambda$ (2)

$\varnothing_{m1} = \frac{3,4966 \times [0,075 - 0,1372 \times (0,15 + 0,039 - 0,016)]}{1 - 3,4966 \times 0,1372 / 2} = 0,235 > \varnothing_{m3} = 4 \times 0,016 = 0,064$ (3)

$\lambda = 0,547 - 0,15 - 0,039 + 0,016 - 0,5 \times 2,356 \times 0,016 - 0,5 \times 1,356 \times 0,235 = 0,196 > 5 \varnothing = 0,080$ m (1)

Donc $\varnothing_m = 235$ mm

La norme NF EN 13670 conseille d'utiliser des mandrins de la série de Renard :

16, 20, 25, 32, 40, 50, 63, 80, 100, 125, 160, 200, 250, 320, 400, 450, 500, 630, 800
 La série de Renard donne 250 mm.
 D'où $\lambda = 0,547 - 0,15 - 0,039 + 0,016 - 0,5 \times 2,356 \times 0,016 - 0,5 \times 1,356 \times 0,25 = 0,186 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$

On retiendra : $\varnothing_m = 250 \text{ mm}$ et $\lambda = 186 \text{ mm}$ de partie droite après la courbe.

4 – Ancrages inférieur sur appui sans crochet

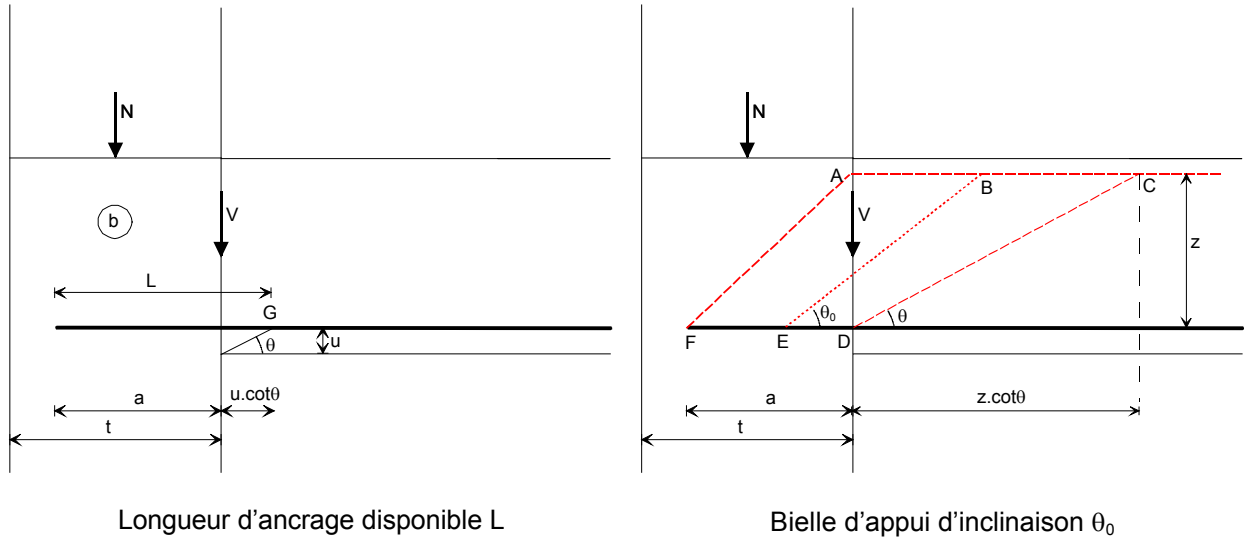


Fig. E4 – Ancrage à l'appui

Inclinaison moyenne de la bielle d'appui ACDF : $\cot \theta_0 = \frac{0,5z \cdot \cot \theta + 0,5a}{z} = 0,5 \cot \theta + 0,5a/z$

Si $a > z \cdot \cot \theta \rightarrow \theta_0 = \theta$

Si $a < z \cdot \cot \theta \rightarrow \theta_0 > \theta$

Effort de compression dans la bielle : $F_c = \frac{V}{\sin \theta_0}$

Largeur de la bielle : $a \cdot \sin \theta_0$

Contrainte dans la bielle :

$$\sigma_c = \frac{F_c}{a \cdot b \cdot \sin \theta_0} = \frac{V}{a \cdot b \cdot \sin^2 \theta_0} \leq 0,6 v' \cdot f_{cd} = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \text{ (bielle de type 2, § 6.5.2)}$$

Effort de traction à ancrer

$$F_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{a_1}{z} + N_{Ed} + \frac{M_{Ed}}{z} \text{ avec } a_1 = z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / 2 \text{ pour une poutre et } a_1 = d \text{ pour une dalle}$$

N_{Ed} = effort normal (précontrainte par exemple)

M_{Ed} = moment sur appui pour les appuis intermédiaires de poutre continue.

$z = 0,9 d$

V_{Ed} = effort tranchant au nu de l'appui.

Remarque 1. Pour un appui de rive, ne pas prendre le moment $0,15 M_{travée}$ qui peut ne pas être effectif.

Remarque 2. Il est rappelé que l'angle θ d'inclinaison des bielles est laissé au libre choix du calculateur, compris entre $21,8^\circ$ et 45° .

Remarque 3. Il est évident que sur la figure droite E4, il faut prendre l'angle θ_0 et non θ .

Longueur d'ancrage L_{bd}

Soit L_{bd} la longueur d'ancrage nécessaire en G :

si $L_{bd} \leq L = a + u \cdot \cot \theta \rightarrow$ crochet non nécessaire

si $L_{bd} > L = a + u \cdot \cot \theta \rightarrow$ crochet nécessaire

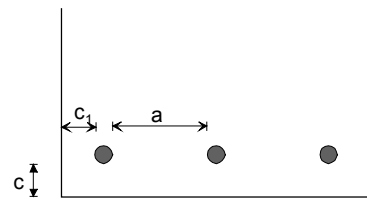
Calcul de L_{bd} : $L_{bd} = \alpha_2 \cdot \alpha_5 \cdot L_b \cdot \frac{A_{s,rqd}}{A_{s,prov}}$ ($L_b = 40 \varnothing$ pour $f_{ck} = 25$ MPa)

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \left(\frac{c_d}{\varnothing} - 1 \right) \geq 0,7$$

$$\alpha_5 = 1 - 0,04 p \geq 0,7 \text{ avec } p = \frac{V + N}{b \cdot t}$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_5 \geq 0,7$$

A majorer par 1/0,92 pour du HA40.



$c_d = \text{Min}[a/2; c_1; c]$
Fig. E5 – Distances

Exemple. Poutre et poteau de même largeur $b = 0,30$ m.

S'il existe une barre horizontale transversale au-dessus de l'armature longitudinale, on peut bénéficier d'un coefficient $\alpha_3 < 1$.

Largeur de l'appui : $t = 0,34$ m ; $a = 0,3$ m ; $V = 0,8$ MN ; $f_{ck} = 25$ MPa ; $N = 0,5$ MN (effort normal exercé par la partie supérieure du poteau)

Armature nécessaire : $A_{s,rqd} = 7,32$ cm² ; armature mise en place : $A_{s,prov} = 8,04$ cm² (4HA16)

Enrobage $c_{nom} = 25$ mm ; $\varnothing_{cadre} = 8$ mm ; $\cot\theta = 1$

$$c_d = \text{Min} \left[\frac{a - 2 \times (c_{nom} + \varnothing_w) - 3 \times \varnothing}{n - 1}; 25 + 8 \right] = \text{Min} \left[\frac{300 - 2 \times (25 + 8) - 3 \times 16}{3 - 1}; 25 + 8 \right] = 33 \text{ mm}$$

$$u = c_{nom} + \varnothing_w + \varnothing = 25 + 8 + 16 / 2 = 41 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \left(\frac{33}{16} - 1 \right) = 0,841; \text{ pression transversale : } p = \frac{0,8 + 0,5}{0,3 \times 0,34} = 12,75 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha_5 = 1 - 0,04 \times 12,75 = 0,49 < 0,7 \rightarrow \alpha_5 = 0,7 \rightarrow \alpha_2 \cdot \alpha_5 = 0,7$$

$$L_{bd} = 0,7 \times 40 \times 16 \times \frac{7,32}{8,04} = 408 \text{ mm} > a + u \cdot \cot\theta = 300 + (25 + 8 + 16 / 2) \times 1 = 341 \text{ mm KO}$$

Il y a nécessité de mettre des crochets

5 – Ancrage inférieur sur appui avec crochet – Exemple suite

Nous choisirons des crochets à 135°.

Longueur développée L_1 à partir de G en prenant une longueur droite après crochet de $5 \varnothing = 80$ mm

$$\alpha_1 = 0,7 \text{ si } c_d = 41 > 3\varnothing = 48, \text{ sinon } \alpha_1 = 1$$

$$\alpha_2 = \text{Max}[1 - 0,15(c_d / \varnothing - 3); 0,7] = 1$$

$$\alpha_5 = 0,7 \text{ donc } L_{bd} = 408 \text{ mm}$$

$$u = 25 + 8 + 16 / 2 = 41 \text{ mm}$$

$$L_1 = 41 + 300 - 16 - 32 + \frac{3\pi}{4}(32 + 8) + 80 = 467 > 408 \text{ mm}$$

Ce qui justifie les $5\varnothing$ d'extrémité et les $4\varnothing = 64$ mm du mandrin de cintrage.

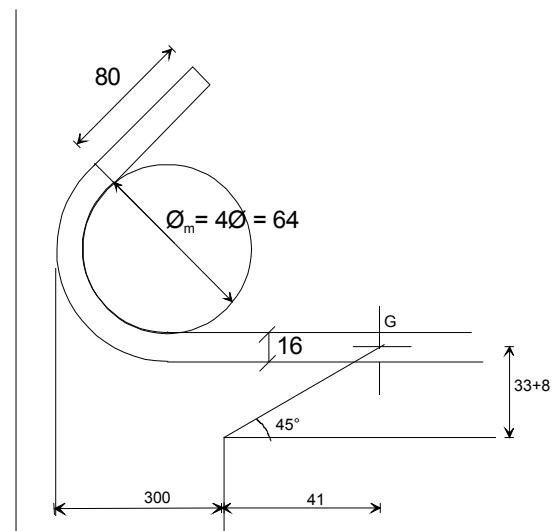


Fig. E6 – Détails crochet

Remarque. Si la longueur disponible a n'est que de 200 mm, on trouve $L_1 = 367$ mm < 408 mm. La longueur nécessaire après crochet devient $> 5\varnothing$ et nécessite un mandrin de cintrage $> 4\varnothing$, sauf si la barre n'est pas près de la surface, ce qui nécessite de mettre un cadre de poutre dans l'appui au niveau du centre de courbure de la barre (Décision de la Commission EC2 française sur le sujet N° 8) et de mettre une barre transversale de diamètre $\varnothing \geq 16$ mm à l'intérieur de la partie courbe.

A défaut de prendre les dispositions ci-dessus, il faut rechercher quel est le diamètre du mandrin de cintrage qui satisfasse l'équation 8.1 de l'EC2 : $\varnothing_m \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \cdot \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\varnothing} \right)$ avec a_b = moitié de l'entre axe de deux barres ou la distance du parement à l'axe de la barre.

Pour 3 barres, avec un entre axe des barres = $\frac{300 - 2 \times 41}{2} = 109$ mm, nous aurions $a_b = 109 / 2 = 54$ mm pour la barre centrale et $a_b = \text{Min}[109/2; 41] = 41$ mm pour les deux barres latérales.

Pour ne pas avoir des mandrins de cintrage différents pour les 3 barres, nous retiendrons $a_b = 41$ mm.

$$F_{Ed} = f_{yd} \cdot \frac{A_{s,rqd}}{A_{s,prov}} \cdot \frac{\pi \varnothing^2}{4} = 435 \times \frac{7,32}{8,04} \times 2,01 \times 10^{-4} = 0,0796 \text{ MN}$$

$$\varphi = \frac{3\pi}{4} = 2,356 \text{ (crochet à } 135^\circ)$$

$$X = \pi \varnothing \cdot f_{bd} = \pi \times 0,016 \times 2,73 = 0,1372$$

$$d_1 = a = 0,20 \text{ m}$$

$$d_4 = u \cdot \cot\theta = 0,041 \text{ m}$$

$$W = \frac{1}{f_{cd}} \cdot \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\varnothing} \right) = \frac{1}{16,7} \left(\frac{1}{0,041} + \frac{1}{0,032} \right) = 3,332$$

$$\varnothing_{m3} = 4\varnothing = 0,064 \text{ m car } \varnothing \leq 16 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{m1} = \frac{W \cdot [F_{Ed} - X \cdot (d_1 + d_4 - \varnothing)]}{1 - 0,5 W \cdot X} = \frac{3,332 \times [0,0796 - 0,1372 \times 0,225]}{1 - 0,5 \times 3,332 \times 0,1372} = 0,2105$$

$$L_{bd} = \text{Max}[0,408 ; 10\varnothing ; 0,1 \text{ m}] = 0,408 \text{ m}$$

$$\varnothing_m = \text{Max}[\varnothing_{m1}; \varnothing_{m3}] = 0,210 \text{ m}$$

$$\lambda = L_{bd} - d_1 - d_4 + \varnothing - 0,5\varphi \cdot \varnothing - 0,5(\varphi - 1) \cdot \varnothing_m = 0,408 - 0,241 + 0,016 - 0,5 \times 2,356 \times 0,016 - 0,5 \times 1,356 \times 0,21$$

$$\lambda = 0,022 < 5\varnothing = 0,08 \text{ m donc } \lambda = 5\varnothing = 0,080 \text{ m}$$

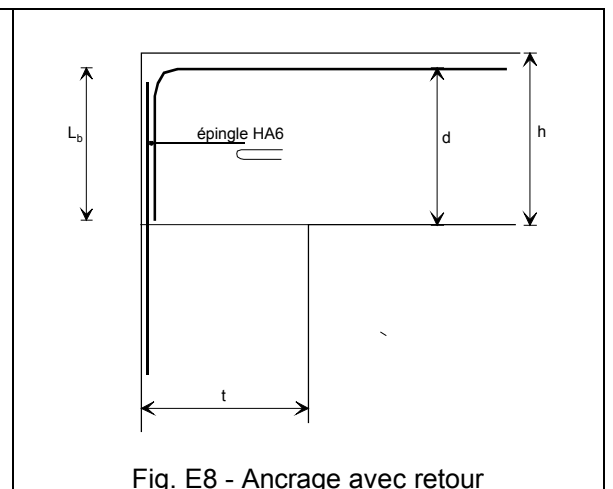
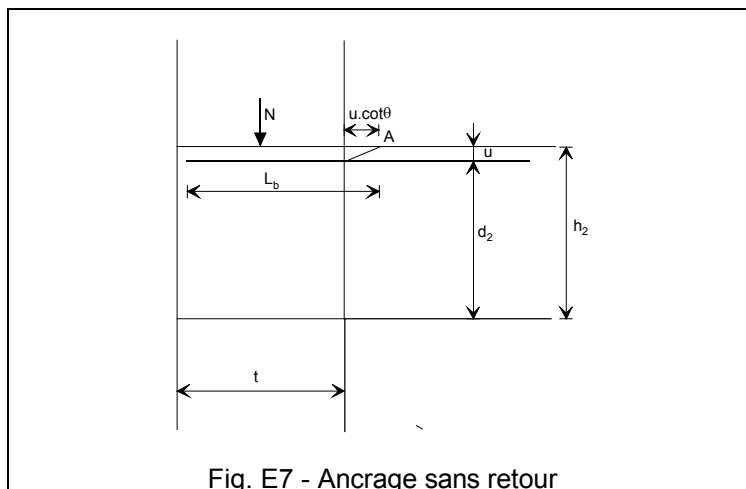
$$\varnothing_m = \varnothing_{m0} = \frac{L_{bd} - d_1 - d_4 + \varnothing - 0,5\varphi \cdot \varnothing - \lambda}{0,5(\varphi - 1)} = \frac{0,408 - 0,241 + 0,016 - 0,5 \times 2,356 \times 0,016 - 0,08}{0,5 \times 1,356} = 0,124 \text{ m}$$

Valeur que l'on peut arrondir à la valeur de la série de Renard la plus proche : $\varnothing_m = 125 \text{ mm (8}\varnothing)$

Remarque. Si l'on n'avait pas cherché à optimiser le diamètre du mandrin de cintrage, on aurait obtenu :

$$\varnothing_m \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \cdot \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\varnothing} \right) = \frac{0,0796}{16,7} \cdot \left(\frac{1}{0,041} + \frac{1}{0,032} \right) = 0,265 \text{ m, soit } 17\varnothing \text{ au lieu de } 8\varnothing.$$

6 – Ancrages supérieur sur appui avec ou sans retour



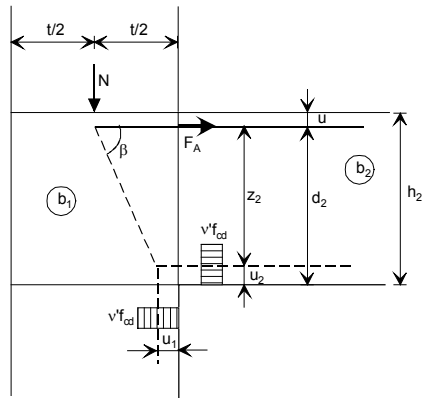


Fig. E9 - Schéma bielles et tirants

Sans retour

$$b = \text{Min}[b_1; b_2]$$

- Dans la poutre : $F_A = \frac{M_A}{d_2 - u_2} = 2u_2 \cdot b \cdot v' \cdot f_{cd}$

d'où $u_2 = \frac{M_A}{2v' \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (d_2 - u_2)}$ par approximations successives et F_A .

- Dans le poteau : $2u_1 \cdot b \cdot v' \cdot f_{cd} = F_A \cdot \tan \beta = \frac{F_A \cdot (d_2 - u_2)}{t/2 - u_1}$

d'où $u_1 = \frac{F_A \cdot (d_2 - u_2)}{2b \cdot v' \cdot f_{cd} \cdot (t/2 - u_1)}$ par approximations successives

et $\cot \beta = \frac{t/2 - u_1}{d_2 - u_2}$

- Si $F_A \leq N \cdot \cot \beta$ OK, sinon armature avec retour

Exemple. $b_1 = b_2 = 0,3 \text{ m}$; $h_2 = 0,5 \text{ m}$; $d_2 = 0,45 \text{ m}$

$t = 0,30 \text{ m}$; $M_{\text{travée}} = 0,16 \text{ MNm}$

$M_A = 0,15 M_{\text{travée}} = 0,024 \text{ MNm}$

Départ avec $u_2 = h_2/10 = 0,05 \text{ m}$

$$F_A = \frac{M_A}{d_2 - u_2} = \frac{0,024}{0,45 - 0,05} = 0,06 \text{ MN}$$

$$u_2 = \frac{M_A}{2b \cdot v' \cdot f_{cd} \cdot (d_2 - u_2)} = \frac{0,024}{2 \times 0,3 \times 0,9 \times 16,7 \times (0,45 - 0,05)} = 0,007$$

$$u_2 = \frac{0,024}{2 \times 0,3 \times 0,9 \times 16,7 \times (0,45 - 0,007)} = 0,006 \text{ m}$$

Partons de $u_1 = t/10 = 0,03 \text{ m}$

$$u_1 = \frac{F_A \cdot (d_2 - u_2)}{2b \cdot v' \cdot f_{cd} \cdot (t/2 - u_1)} = \frac{0,06 \times (0,45 - 0,006)}{2 \times 0,3 \times 0,9 \times 16,7 \times (0,15 - 0,03)}$$

$$u_1 = 0,025 \text{ m} \rightarrow u_1 = 0,024 \text{ m}$$

$$\cot \beta = \frac{t/2 - u_1}{d_2 - u_2} = \frac{0,15 - 0,006}{0,45 - 0,024} = 0,338$$

$$F_A = 0,06 < N \cdot \cot \beta = 0,22 \times 0,338 = 0,073 \text{ MN OK}$$

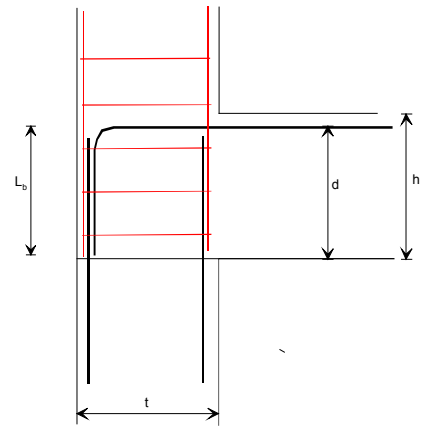


Fig. E10 - Schéma avec retour

Avec retour

On vérifie la longueur de recouvrement avec les attentes du poteau : $L_b > L_{bd}$?

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} + \varnothing_t$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d / \varnothing - 1)$$

$\alpha_6 = 1,5$ car 100 % de recouvrement dans la même section

$$L_{bd} = \alpha_2 \cdot \alpha_6 \cdot 40 \varnothing \cdot \frac{A_{s,\text{rqd}}}{A_{s,\text{prov}}}$$

Exemple. Les mêmes données que pour

l'exemple à gauche,

mais avec $N = 0,12 \text{ MN}$ au lieu de $N = 0,22 \text{ MN}$

$A_{s,\text{rqd}} = 1,26 \text{ cm}^2$ pour reprendre M_A

$A_{s,\text{prov}} = 2,35 \text{ cm}^2$ (3HA10)

$$F_A = 0,06 > N \cdot \cot \beta = 0,12 \times 0,338 = 0,041$$

NON VÉRIFIÉ

Prévoir un retour vertical dans le poteau.

$$c_{\text{nom}} = 15 + 10 + 6 = 31 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(31/10 - 1) = 0,685 < 0,7$$

$$L_{bd} = 0,7 \times 1,5 \times 40 \times 8 \times \frac{1,26}{2,35} = 180 \text{ mm}$$

$$L_b = d_2 - 0,02 = 0,45 - 0,02 = 0,43 \text{ m}$$

On a bien $L_b > L_{bd}$

$$a_b = c_{\text{nom}} + \varnothing/2 = 36 \text{ mm}$$

$$\varnothing_m \geq \frac{F_A}{f_{cd}} \cdot \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\varnothing} \right) = \frac{0,06/3}{16,7} \times \left(\frac{1}{0,036} + \frac{1}{0,02} \right)$$

$$\varnothing_m \geq 0,093 \text{ m, soit } 10 \varnothing$$

ANNEXE F

ATTENTES DES POTEAUX

Art. 6.1 (4) : vérification des sections avec une excentricité minimale $\text{Max}\{h/30 ; 0.02 \text{ m}\}$

Art. 8.7.3 : longueur de recouvrement majorée de 50 % quand plus de la moitié des armatures sont en recouvrement

Art. 9.5 : section minimale d'armature longitudinale $A_{s,\text{min}} = \text{Max}[0,1 N_{\text{Ed}} / f_{\text{yd}} ; 0,002 b.h]$

Réponse de la Commission EC2 française N° 8

" Pour les poteaux dont la longueur de flambement est prise égale à la hauteur entre nus d'étages (cas a) de la figure 5.7), le coefficient $\alpha_6 = 1,5$ des expressions (8.10) et (8.11) s'applique aux armatures nécessaires calculées en flexion composée tenant compte uniquement de l'excentricité de l'article 6.1(4) (pas d'effet de second ordre).

Dans les autres cas de poteaux contreventés (cas c), d) et f) de la figure 5.7), les armatures sont calculées en flexion composée en tenant compte de l'excentricité à l'encastrement qui est le maximum de

celle due à l'effet de second ordre, $e = e_2 \cdot \cos\left(\frac{\pi L}{2L_0}\right)$ conformément à la longueur de flambement retenue

et de celle donnée par le 6.1(4).

Pour ce qui concerne les cadres de ces poteaux dans les zones de recouvrement :

- si les armatures longitudinales résultent du respect du % minimum de l'article 9.5, les armatures transversales doivent être déterminées uniquement avec l'article 9.5.3.

- si les armatures longitudinales résultent du calcul de flexion composée, les armatures transversales doivent respecter les clauses 8.7.4.1 (2) et (3) et 9.5.3.

A noter : les règles professionnelles ont précisé des conditions d'applications de la figure 8.9 b).."

1 – Calcul de la section A_s d'armatures longitudinales du poteau

On peut utiliser une des quatre méthodes ci-après :

a – Méthode générale, § 5.8.6 (par l'utilisation de la feuille de calcul Excel N° 102 par exemple)

b – Méthode de la rigidité nominale, § 5.8.7 – peu économique et assez compliquée

c – Méthode de la courbure nominale - § 5.8.8 – peu économique et assez compliquée

d – Formule simplifiée de § 5.8.5 (1) des Recommandations Professionnelles – peu économique, mais simple d'emploi, conforme à l'EC2 car enveloppe de tous les cas figurant dans son champ d'application.

2 – Vérifications

Il faut distinguer deux vérifications distinctes pour un poteau :

a – Résistance au flambement de § 5.8 avec le diagramme de Sargin (Eq. 3.14). Cette vérification dispense de la vérification suivante pour les sections soumises au flambement (autres que les pied et têtes de poteau)

b – Vérification des sections avec le diagramme parabole-rectangle (Eq. 3.17).

3 - Longueur de recouvrement

En pied de poteau, les longueurs de recouvrement sont à multiplier par $\alpha_6 = 1,5$ en application de § 8.7.3. En général, la section d'armature nécessaire en pied de poteau $A_{s,\text{rqd}}$ est inférieure à la section nécessitée

par le flambement A_s . Dans ce cas, la longueur de recouvrement peut être réduite dans le rapport $\frac{A_{s,\text{rqd}}}{A_s}$.

4 – Longueur de recouvrement de base

Pour une armature travaillant à la contrainte f_{yd} , la longueur de recouvrement de base L_b est donnée dans le tableau ci-après :

f_{ck} (MPa)	25	30	35	40
L_b	60 Ø	54 Ø	49 Ø	45 Ø

5 – Section d'armature nécessaire en pied de poteau

On doit distinguer deux cas de calcul de la longueur de flambement.

a – Poteau bi-articulé, sans encastrement en tête et en pied : $L_0 = L$

$A_{s,rqd}$ est déterminé en flexion composée avec une excentricité $e = \text{Max}[h/30 ; 0,02 \text{ m}]$ et un effort normal N_{Ed} (charge de calcul au flambement).

b – Poteau partiellement encasté à ses extrémités avec une longueur de flambement $L_0 < L$

Remarque 1. La longueur de base L est la longueur libre entre planchers, c'est-à-dire la hauteur sous poutre si les poutres sont dans le sens du flambement, sinon la hauteur sous dalle.

Remarque 2. La longueur de flambement L_0 peut être déterminée en utilisant suivant le cas :

- la figure 5.7 de l'EC2,
- la formule 5.15 pour des poteaux contreventés par ailleurs
- la clause 5.8.3.2 (2) des Recommandations Professionnelles

Soit e_2 l'excentricité de 2^e ordre issue du calcul (voir en 1 ci-dessus)

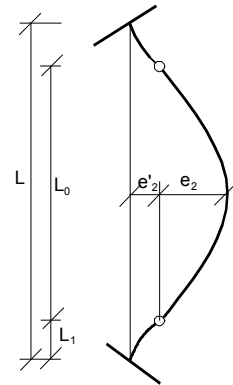
$$L_1 = \frac{L - L_0}{2}$$

Si l'on admet que la déformée est une sinusoïde, on a : $e'_2 = e_2 \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot X}{L}\right)$

Pour $x = L_0/2 + L_1$, on obtient : $e'_2 = -e_2 \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot (0,5L_0 + L_1)}{L}\right)$

$A_{s,rqd}$ est déterminé en flexion composée avec une excentricité :

$e = \text{Max}[e'_2 ; h/30 ; 0,02 \text{ m}]$ et un effort normal N_{Ed} (charge de calcul au flambement).



6 – Longueur des attentes L_{bd}

Pour calculer $A_{s,rqd}$, on peut utiliser le diagramme d'interaction de la feuille de calcul Excel n° 101 qui

donne le pourcentage d'armature nécessaire $\rho = \frac{A_{s,rqd}}{b \cdot h} \rightarrow A_{s,rqd} \rightarrow L_{bd} = L_b \cdot \frac{A_{s,rqd}}{A_s}$

7 – Exemple - Poteau 0,40 m x 0,40 m armé de 8 HA12

Hauteur entre poutres : $L = 4 \text{ m}$ et longueur de flambement : $L_0 = 2,8 \text{ m}$

Béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, acier $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$

$\Psi_2 = 0,5$; HR = 50 % ; $t_0 = 28$ jours ; ciment 42.5N ; enrobage à l'axe : 40 mm

Charge ELU $N_{Ed} = 1,35 N_g + 1,5 N_q = 1,35 \times 1,3 + 1,5 \times 0,45 = 2,43 \text{ MN}$

Programme N° 102 $\rightarrow N_{Rd} = 2,45 \text{ MN}$ et $e_2 = 12,13 \text{ mm}$

D'où : $e'_2 = -e_2 \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot L}{2L_0}\right) = -12,13 \times \cos\left(\frac{\pi \times 4}{2 \times 2,8}\right) = 7,56 \text{ mm}$

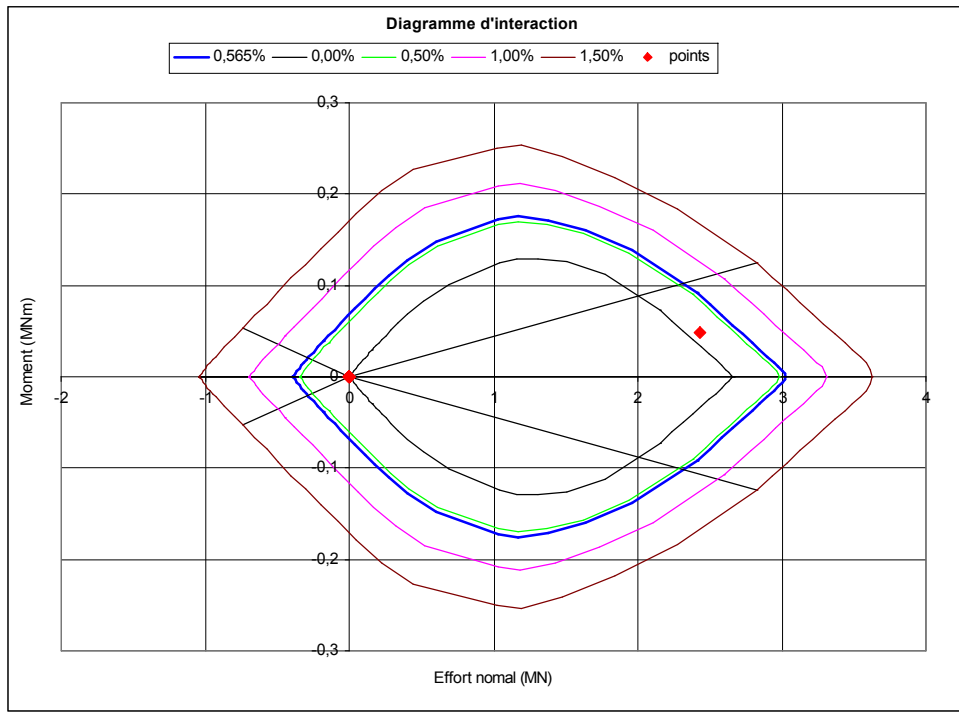
$e = \text{Max}[0,4 / 30 ; 0,00756 ; 0,02] = 0,02 \text{ m}$

$M = e \times N_{Ed} = 0,0486 \text{ MNm}$

Programme N° 101 avec les mêmes données \rightarrow diagramme d'interaction $\rightarrow \rho_{rqd} = 0,125 \%$

$\rightarrow A_{s,rqd} = 0,00125 \times 0,40 \times 0,40 \times 10^4 = 2,0 \text{ cm}^2 < A_s = 9,05 \text{ cm}^2$ **OK**

Longueur des attentes : $L_{bd} = \left[\frac{2,00}{9,05} \times 60\varnothing ; 0,20 \text{ m} ; 15\varnothing \right] = 0,200 \text{ m}$ (soit 17 \varnothing).



ANNEXE G

Ancrage des tirants de poutre-cloison

Exemple. Poutre-cloison de 0,30 m d'épaisseur, $f_{ck} = 25$ MPa

Application de l'art. 8.6 de l'EC2.

Charge ELU : $p_{Ed} = 337$ kN/m

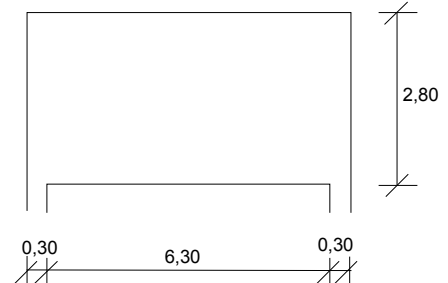
Portée de calcul : $L_{ef} = 6,60$ m

$h = 2,80$ m ; $d = 2,8 - 0,1 = 2,7$ m (a priori)

Moment maximal en travée : $M_{Ed} = -\frac{p_{Ed} \cdot L_{ef}^2}{8} = 1,835$ MNm

Effort tranchant à l'axe : $V_{Ed} = -\frac{p_{Ed} \cdot L_{ef}}{2} = 1,062$ MN

Effort tranchant au nu : $V_{nu} = V_{Ed} - 0,15 \times 0,337 = 1,012$ MN



Moment réduit : $\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,835}{0,3 \times 2,72 \times 16,7} = 0,05 < 0,372$ OK

$z = 0,5z \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\mu}) = 2,63$ m

$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{1,835 \times 10^4}{2,63 \times 435} = 16,04$ cm² = 2×3HA20

Enrobage de la barre du 1^{er} lit : $c = 30 + 8 = 38$ mm

$\varnothing = \varnothing_t = 20$ mm (barre transversale de même diamètre)

$x = 2c / \varnothing_t = 4,8$ et $y = 0,15 + 0,14e^{-0,18x} = 0,209$

$\sigma_{cm} = \frac{p_{Ed} \cdot (L_n + 2a)}{2a} = \frac{0,337 \times (6,3 + 0,3)}{2 \times 0,3 \times 0,3} = 12,4$ MPa

$\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm}) / y = (1,2 + 12,4) / 0,209 = 67,6 > 3 f_{cd} = 3 \times 16,7 = 50$ MPa

$L_{td} = 1,16 \varnothing_t (f_{yd} / \sigma_{td})^{0,5} = 1,16 \times 0,02 \times (435 / 50)^{0,5} = 0,0684$ m

Distance entre 2 barres : $L_{td} = (300 - 2 \times 38 - 3 \times 20) / 2 = 82$ mm

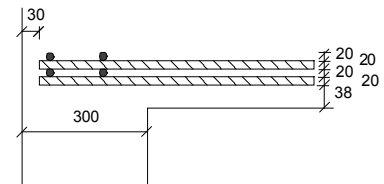
L_{td} retenu : 0,0684 m

$F_{bdt} = L_{td} \cdot \varnothing_t \cdot \sigma_{td} = 0,0684 \times 0,02 \times 50 = 0,0684$ MN

$F_{wd} = 0,5 A_s \cdot f_{yd} = 0,5 \times 3,14 \times 435 \times 10^{-4} = 0,0683$ MN

F_{td} retenu = Min[0,0684 ; 0,0683] = 0,0683 MN

$F_{Ed} = 0,5 \cdot V_{Ed} / n = 0,5 \times 1,062 / 6 = 0,0885$ MN



Avec 2 barres soudées : $F_{td} = 1,41 \times 0,0683 = 0,0963 > 0,0885$ MN OK

$\sigma_s = (A_{s,rqd} / A_{s,prov}) \cdot f_{yd} = (16,04 / 18,85) \times 435 = 370,2$ MPa

$\sigma_s = \sigma_s - F_{bdt} / A_s = 370,2 - 0,0683 / (3,14 \times 10^{-4}) = 152,8$ MPa

Vérification de la longueur d'ancrage

$\alpha_1 = 1$

$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \varnothing) / \varnothing = 1 - 0,15 \times (38 - 20) / 20 = 0,865$

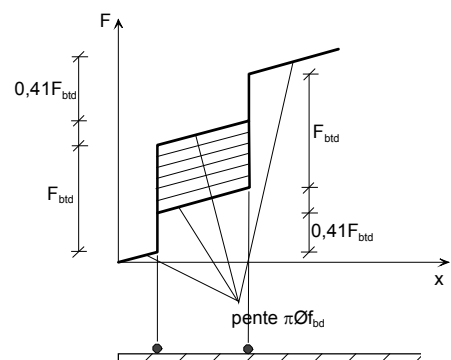
$\alpha_3 = 1$

$\alpha_4 = 0,7$

$\alpha_5 = 1 - 0,04 \sigma_{cm} = 0,5 < 0,7$

$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 0,865 \times 1 \times 0,7 = 0,606 < 0,7$

$L_{bd} = 0,7 \times 0,7 \times 40 \varnothing \times (217,7 / 435)$
 $= 9,8 \varnothing < 10 \varnothing = 200$ mm (> 100 mm)



Longueur disponible : $300 - 30 + (c + 0,5 \varnothing) \cdot \cotg\theta = 270 + 38 + 10 = 318$ mm > 200 OK

Cisaillement = $V_{Ed} / (b \cdot z) = 1,46$ MPa < $V_{Rd,max} = 4,5$ MPa (bielle OK)

BIBLIOGRAPHIE

[1] Norme NF EN 1992-1-1, dite Eurocode 2, « *Calcul des structures en béton, partie 1-1 Règles générales et règles pour le bâtiment* » et son Annexe Nationale NF EN 1992-1-1/NA.

[2] « *Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1) et de son annexe nationale (NF P18-7711-1/NA-Eurocode 2, partie 1-1) relative au calcul des structures en béton* » - SEBTP Éditeur, 6 rue La Pérouse, 75016 Paris.

[3] Guide Eurocode du plan Europe – Poutres et dalles continues en béton armé – CSTB Editions – 2011 – 93 p.

[4] "*Guide d'aide au choix des classes d'exposition pour maîtriser la durabilité des ouvrages en béton destiné aux maîtres d'ouvrages et aux maîtres d'œuvre.*" - Disponible sur www.egfbtp.com – rubrique Documentation technique et économique et sur www.umgo.ffbatiment.fr - rubrique normalisation

[5] « *Conception et calcul des structures de bâtiment – L'Eurocode 2 pratique* » – Henry Thonier- 2^e édition 2009 – Presses des Ponts – 581 p.

[6] "*Le Projet de béton armé*" – 6^e édition – Henry Thonier – 2010 - Éditions SEBTP – 262 p.

[7] Décisions de la Commission française EC2 sur des questions posées. Disponible sur www.egfbtp.com – rubrique Documentation technique et économique et sur www.umgo.ffbatiment.fr - rubrique normalisation.