



Hall d'essai, I.U.T. Département génie civil, 19300 EGLETONS

Les modalités d'évaluation sont les suivantes :

- 1 note de Travaux Pratiques + 1 note de contrôle sur table. La moyenne du module sera calculée avec ces notes. Les coefficients respectifs sont $\frac{1}{4} + \frac{3}{4}$
- Tous les documents de cours, de TD et de TP seront autorisés en contrôle des connaissances.
- Le contrôle de connaissances du module SST5 aura lieu en juin. Il est donc de la responsabilité de chaque étudiant de se préparer au mieux. Toutes les séances de TD sont déjà planifiées et vous aideront à organiser votre travail personnel.
- Le partiel, d'une durée de deux heures, permettra à chacun de valoriser son travail personnel sur les différentes thématiques abordées en cours. Les enseignants évalueront les copies, la correction aux questions du partiel sera faite individuellement sur la base de questions individuelles seulement.
- Un document format A3 présentant un plan de ferrailage de poutre en béton armé est fourni avec ce document. Il sert de support " fil rouge " de ce module. L'objectif est d'être capable de refaire le même document sur une étude de cas similaire en TD ou en partiel, en fin de semestre 2

Bibliographie :

- NF EN 1992-1-1 : <https://sagaweb.afnor.org/>
- AFCAB : Association Française de certification des armatures du béton, www.afcab.org
- CIM BETON Centre d'information sur le ciment et ses applications, www.infociments.fr
- Agence qualité construction : <http://www.qualiteconstruction.com/>
- Adhel : <http://moodle.egletons.unilim.fr/> rubrique Module / S2 / M2302 Bases du béton armé

INDEX DES ILLUSTRATIONS

Illustration 1 : schéma de ferrailage de la poutre brevetée par Joseph MONIER en 1878.....	8
Illustration 2 : exemple de réalisation en béton armé bâclée en travaux neufs, avant livraison au maître d'ouvrage....	9
Illustration 3 : mise en place d'une retombée de poutre préfabriquée de masse 3,5 tonnes.....	17
Illustration 4 : exemple d'aciers à verrous et d'aciers à empreinte.....	17
Illustration 5 : définition de l'enrobage [4.4.1].....	21
Illustration 6 : phénomène d'adhérence autour d'une armature noyée dans le béton.....	25
Illustration 7 : dispositif d'essai de la poutre en travaux pratiques.....	28
Illustration 8 : développement des fissures dans la zone tendue d'une poutre fléchie.....	30
Illustration 9 : déformation importante des matériaux en zone tendue d'une poutre fléchie	31
Illustration 10 : flambement des aciers de montage en zone comprimée d'une poutre fléchie.....	32
Illustration 11 : rupture en traction des aciers tendus en partie inférieure d'une poutre fléchie.....	32
Illustration 12 : désignations géométriques des différentes zones d'une section droite en Té sous une sollicitation de moment de flexion positive. Zone hachurée comprimée.....	34
Illustration 13 : section réelle et section de calcul à l'état limite ultime en zone de moment positif.....	38
Illustration 14 : diagrammes de déformations limites d'une section droite en zone de moment positif.....	38
Illustration 15 : espacements des armatures dans le béton.....	46
Illustration 16 : désignation géométrique des différentes zones d'une section droite en Té sous moment positif.....	50
Illustration 17 : représentation des zones comprimées et tendues d'une poutre fléchie.....	51
Illustration 18 : ruine à l'effort tranchant d'une poutre fléchie non armée transversalement.....	57
Illustration 19 : modèle de treillis de RITTER pour $\alpha = 45^\circ$ et $\alpha = 90^\circ$	59
Illustration 20 : valeur de calcul de l'effort tranchant agissant dans le cas d'un chargement réparti uniformément....	65
Illustration 21 : épure de répartition des armatures transversales.....	67
Illustration 22 : décalage de la sollicitation agissante de flexion.....	68
Illustration 23 : ferrailage complet d'une poutre fléchie, épure d'arrêt des barres, épure de répartition.....	73

INDEX DES TABLES

Tableau III.1 : Caractéristiques de résistance et de déformation du béton [Tab. 3.1].....	12
Tableau III.2 : Classe de ductilité des aciers à béton (EC2 : Annexe C).....	18
Tableau IV.1 : Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement (EN 206-1) [Tab 4.1].....	20
Tableau IV.2 : Classes indicatives de résistance [Tab E.1N].....	21
Tableau IV.3 : Enrobage minimal $c_{min,b}$ requis vis à vis de l'adhérence [Tab 4.2].....	22
Tableau IV.4 : Classification structurale recommandée [Tab 4.3N].....	23
Tableau IV.5 : Valeurs de l'enrobage minimal $c_{min,dur}$ requis vis-à-vis la durabilité [Tab 4.4N].....	23
Tableau V.1 : Diamètre minimal du mandrin afin d'éviter les dommages aux armatures [Tab 8.1N].....	26
Tableau VI.1 : Valeurs de μ qui définissent la zone A1, A2, B1 ou B2 de la figure page 38.....	42
Tableau X.1 : longueur d'ancrage de référence $l_{b,rqd}$ [8.4.3]	77
Tableau X.2 : Valeurs des coefficients α_1 , α_2 , α_3 , α_4 et α_5 [Tab. 8.2].....	79
Tableau X.3 : Valeur du coefficient α_6	81
Tableau X.4 : longueurs de recouvrement requises pour les fils de répartition des treillis [Tab 8.4].....	84
Tableau X.5 : Aires des sections d'aciers pour armatures Hautes Adhérence par diamètre (mm, cm ²).....	85

TABLE DES MATIÈRES

I. Liste des notations Eurocode 2.....	5
II. Le béton armé, un matériau et une technique de construction.....	8
1. Le béton armé, historique.....	8
a. Le béton des inventeurs.....	8
b. Le béton des ingénieurs.....	8
2. Le béton des constructeurs.....	9
3. Pourquoi l'acier dans le béton ?.....	9
4. Contexte réglementaire des calculs.....	10
a. Règlements antérieurs aux Eurocodes.....	10
b. Les Eurocodes.....	10
III. Les matériaux du béton armé.....	11
1. Le béton.....	11
a. Comportement expérimental du matériau béton.....	11
b. Valeur de la résistance caractéristique à la compression d'un béton [3.1.2].....	11
c. Valeur de la résistance caractéristique à la traction d'un béton [3.1.2].....	13
d. Déformations élastiques du béton [3.1.3].....	13
e. Relation contrainte déformation pour une analyse structurale non linéaire [3.1.5].....	14
f. Résistance de calcul en compression et résistance de calcul en traction [3.1.6].....	14
g. Relation contrainte déformation pour le calcul des sections [3.1.7].....	15
h. Résistance à la traction en flexion [3.1.8].....	16
2. L'acier.....	16
a. Terminologie.....	16
b. Problématique des calculs d'aire d'armature dans le cadre d'un cours de béton armé.....	16
c. Forme de la surface latérale des armatures en acier.....	17
d. Propriétés des armatures de béton armé [3.2.2].....	18
e. Hypothèses de calcul [3.2.7].....	18
IV. Durabilité et enrobage des armatures.....	19
1. généralités [4.1].....	19
2. Conditions d'environnement [4.2].....	19
3. Exigences de durabilité [4.3].....	21
4. Méthodes de vérification [4.4].....	21
a. Calcul de l'enrobage [4.4.1].....	21
b. Enrobage minimal, c_{min} [4.4.1.2].....	22
c. Enrobage minimal $C_{min,b}$ requis vis à vis de l'adhérence.....	22
d. Enrobage minimal $C_{min,dur}$ requis vis-à-vis de la durabilité.....	22
e. Prise en compte des tolérances d'exécution Δc_{dev} [4.4.1.3].....	24
V. association acier-béton.....	25
1. Adhérence acier - béton.....	25
2. Contexte réglementaire dans l' Eurocode 2.....	26
a. Ancrage des armatures longitudinales [8.3] et [8.4].....	26
b. Différents modes d'ancrage des armatures.....	27
VI. Etat limite ultime.....	28
1. Comportement expérimental d'une poutre en flexion simple.....	28
a. Matériels d'essai pour la flexion pure.....	28
b. Comportement des matériaux.....	29
2. Charge de ruine réelle et charge de calcul, coefficient de sécurité global.....	33
3. Poutre en béton armé, analyse structurale.....	33
a. Modèles structuraux pour l'analyse globale [5.3.1].....	33
b. Données géométriques [5.3.2].....	33
c. Portée utile des poutres et dalles dans les bâtiments [5.3.2.2].....	35
4. Notations utilisées, représentations graphiques, hypothèses de calcul à l'E.L.U. , réalité & modèles.....	36
a. Objectifs des calculs.....	37
b. Etat Limite Ultime, Hypothèses de calcul [6.1].....	37
c. Économie.....	40
5. Calcul de l'aire d'une section d'acier en flexion simple à l' E.L.U.....	40
a. Principe du calcul d'une section d'acier.....	40
b. Moment réduit limite μ	42
c. Démarche calculatoire de projet, organigramme général de la démarche de calcul.....	43
d. Organigramme général de la procédure de calcul des poutres à section rectangulaire.....	44
6. Calcul de la sollicitation résistante d'une section droite en flexion simple : M_{Rd}	45
a. Calcul de la sollicitation résistante d'une section droite de poutre en béton armé.....	45
7. Dispositions constructives (Eurocode 2, section 8).....	45
a. Espacement des armatures de béton armé [8.2].....	45

b.	Paquets de barres, diamètre équivalent [8.9].....	46
c.	Ancrage des paquets de barres [8.9.2].....	47
d.	Sections minimale : généralités [9.1].....	47
e.	Sections minimale et maximale d'armatures [9.2.1.1].....	47
f.	Sections minimales d'armatures [7.3.2].....	48
g.	Armatures en zone tendues sur appuis [9.2.1.2].....	48
h.	Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis d'extrémité [9.2.1.4].....	48
i.	Armatures de peau [9.2.4].....	49
VII.	Flexion simple à l'état limite ultime poutre en Té.....	50
1.	Rappels, Données géométriques.....	50
2.	Méthode de calcul des poutres en Té en zone de moment positif.....	52
a.	Dispositions constructives [9.2.1.1].....	54
b.	Cisaillement entre l'âme et les membrures des sections en T.....	54
c.	Organigramme général de la procédure de calcul des poutres en Té.....	55
VIII.	Poutre en béton armé soumise à un effort tranchant.....	56
1.	Introduction.....	56
a.	Comportement expérimental d'une poutre sous sollicitation de flexion et d'effort tranchant.....	57
b.	Modélisation en treillis de RITTER.....	58
2.	Contexte réglementaire.....	62
a.	Procédure générale de vérification [6.2.1].....	62
b.	Éléments pour lesquels aucune armature d'effort tranchant n'est requise [6.2.2].....	62
c.	Éléments pour lesquels des armatures d'effort tranchant sont requises [6.2.3].....	63
d.	Vérification de la contrainte de compression dans les bielles de béton.....	64
e.	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant VEd.....	65
f.	Répartition des armatures transversales, détermination des espacements.....	67
g.	Décalage de la courbe enveloppe des moments de flexion [9.2.1.3] (2).....	69
3.	dispositions constructives.....	69
a.	Armatures d'effort tranchant [9.2.2].....	70
b.	Démarche calculatoire de projet :.....	71
c.	Organigramme général de la procédure de calcul.....	72
IX.	Ferrailage complet d'une poutre fléchie en flexion simple.....	73
X.	ANNEXES.....	75
1.	Avantages et inconvénients du matériau Béton armé.....	75
2.	Fiche module SST 5 PPN IUT Génie civil Construction Durable.....	76
3.	Calcul des longueurs d'ancrage.....	77
a.	Contrainte ultime d'adhérence [8.4.2].....	77
b.	Longueur d'ancrage de référence [8.4.3].....	78
c.	Longueur d'ancrage de calcul [8.4.4].....	79
d.	Ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales [8.5].....	80
e.	Ancrage au moyen de barres soudées [8.6].....	81
f.	Recouvrements et coupleurs [8.7].....	81
g.	Recouvrements et longueur de recouvrement [8.7.2] et [8.7.3].....	82
h.	Armatures transversales dans une zone de recouvrement [8.7.4].....	83
i.	Recouvrements des treillis soudés constitués de fils à haute adhérence [8.7.5].....	84
j.	Règles supplémentaires pour les barres de gros diamètre [8.8].....	85
k.	Paquets de barres [8.9].....	85
4.	Choix des sections d'armatures, nombre de barres par lit, diamètre nominal et réel.....	86
a.	Aires des sections d'acier pour armatures Haute Adhérence...tableau à compléter.....	86
b.	Diamètre moyen.....	86
c.	Nombre de barres par lit.....	87
d.	Moment réduit limite.....	88
XI.	Applications numériques.....	89
1.	Principe de ferrailage d'une poutre (TD N°1).....	89
2.	Flexion simple à l'État Limite Ultime (TD N°2).....	90
a.	Étude de cas N°1, section droite rectangulaire.....	90
b.	Étude de cas N°2, section droite en Té.....	91
c.	Étude de cas N°3, poutre de travaux pratiques.....	93
3.	Effort tranchant.....	95
a.	Armatures d'effort tranchant au voisinage des appuis.....	95
b.	Répartition des armatures transversales.....	97

I. LISTE DES NOTATIONS EUROCODE 2

Les notations utilisées dans l' **EUROCODE 2** sont présentées dans la section 1 article [1.6]. Elles sont fondées sur la norme ISO 3898 :1987.

Majuscules latines

- **A** Action accidentelle
- **A** Aire de la section droite
- **A_c** Aire de la section droite du béton
- **A_p** Aire de la section de l'armature ou des armatures de précontrainte
- **A_s** Aire de la section des armatures de béton armé
- **A_{s,min}** Aire de la section minimale d'armatures
- **A_{sw}** Aire de la section des armatures d'effort tranchant
- **D** Diamètre du mandrin de cintrage
- **D_{Ed}** Endommagement total dû à la fatigue
- **E** Effet des actions
- **E_c, E_{c(28)}** Module d'élasticité tangent à l'origine ($\sigma_c = 0$) pour un béton de masse volumique normale à 28 jours
- **E_{c,eff}** Module d'élasticité effectif du béton
- **E_{cd}** Valeur de calcul du module d'élasticité du béton
- **E_{cm}** Module d'élasticité sécant du béton
- **E_{c(t)}** Module d'élasticité tangent à l'origine ($\sigma_c = 0$) au temps t pour un béton de masse volumique normale
- **E_p** Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de précontrainte
- **E_s** Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de béton armé
- **EI** Rigidité en flexion
- **EQU** Equilibre statique
- **F** Action
- **F_d** Valeur de calcul d'une action
- **F_k** Valeur caractéristique d'une action
- **G_k** Valeur caractéristique d'une action permanente
- **I** Moment d'inertie de la section de béton
- **L** Longueur
- **M** Moment fléchissant
- **M_{Ed}** Valeur de calcul du moment fléchissant agissant
- **N** Effort normal
- **N_{Ed}** Valeur de calcul de l'effort normal agissant (traction ou compression)
- **P** Force de précontrainte
- **P₀** Force initiale à l'extrémité active de l'armature de précontrainte immédiatement après la mise en tension
- **Q_k** Valeur caractéristique d'une action variable
- **Q_{fat}** Valeur caractéristique de la charge de fatigue
- **R** Résistance
- **S** Efforts et moments internes (solllicitations)
- **S** Moment statique
- **SLS** Etat-limite de service (ELS)
- **T** Moment de torsion
- **T_{Ed}** Valeur de calcul du moment de torsion agissant
- **ULS** Etat-limite ultime (ELU)
- **V** Effort tranchant
- **V_{Ed}** Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant

Minuscules latines

- **a** Distance
- **a** Donnée géométrique
- **Δa** Tolérance pour les données géométriques
- **b** Largeur totale d'une section droite ou largeur réelle de la table d'une poutre en T ou en L
- **b_w** Largeur de l'âme des poutres en T, en I ou en L
- **c_{nom}** Enrobage nominal d'une armature
- **d** Diamètre ; Profondeur
- **d** Hauteur utile d'une section droite fléchie
- **d_g** Dimension nominale supérieure du plus gros granulats
- **e** Excentricité
- **f_c** Résistance en compression du béton
- **f_{cd}** Valeur de calcul de la résistance en compression du béton
- **f_{ck}** Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours
- **f_{cm}** Valeur moyenne de la résistance en compression du béton, mesurée sur cylindre
- **f_{ctk}** Résistance caractéristique en traction directe du béton
- **f_{ctm}** Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton
- **f_p** Résistance en traction de l'acier de précontrainte
- **f_{pk}** Résistance caractéristique en traction de l'acier de précontrainte
- **f_{p0,1}** Limite d'élasticité conventionnelle à 0,1 % de l'acier de précontrainte
- **f_{p0,1k}** Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1 % de l'acier de précontrainte
- **f_{0,2k}** Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,2 % de l'acier de béton armé
- **f_t** Résistance en traction de l'acier de béton armé
- **f_{tk}** Résistance caractéristique en traction de l'acier de béton armé
- **f_y** Limite d'élasticité de l'acier de béton armé
- **f_{yd}** Limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé
- **f_{yk}** Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé
- **f_{ywd}** Limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant
- **h** Hauteur
- **h** Hauteur totale de la section droite
- **i** Rayon de giration
- **k** Coefficient ; Facteur
- **l** (ou **l** ou **L**) Longueur ; Portée
- **m** Masse
- **n** Coefficient
- **r** Rayon
- **1/r** Courbure en une section donnée
- **t** Epaisseur
- **t** Instant considéré
- **t₀** Age du béton au moment du chargement
- **u** Périmètre de la section droite de béton dont l'aire est **A_c**
- **u,v,w** Composantes du déplacement d'un point
- **x** Profondeur de l'axe neutre
- **x,y,z** Coordonnées
- **z** Bras de levier des forces internes

Minuscules grecques

- α Angle ; Rapport
- β Angle ; Rapport ; Coefficient
- γ Coefficient partiel
- γ_A Coefficient partiel relatif aux actions accidentelles A
- γ_C Coefficient partiel relatif au béton
- γ_F Coefficient partiel relatif aux actions F
- $\gamma_{C,fat}$ Coefficient partiel relatif à la fatigue du béton
- $\gamma_{F,fat}$ Coefficient partiel relatif aux actions de fatigue
- γ_G Coefficient partiel relatif aux actions permanentes G
- γ_M Coefficient partiel relatif à une propriété d'un matériau, tenant compte des incertitudes sur la propriété elle-même, sur les imperfections géométriques et sur le modèle de calcul utilisé
- γ_P Coefficient partiel relatif aux actions associées à la précontrainte P
- γ_Q Coefficient partiel relatif aux actions variables Q
- γ_S Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé ou de précontrainte
- $\gamma_{S,fat}$ Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé ou de précontrainte sous chargement de fatigue
- γ_f Coefficient partiel relatif aux actions, compte non tenu des incertitudes de modèle
- γ_g Coefficient partiel relatif aux actions permanentes, compte non tenu des incertitudes de modèle
- γ_m Coefficient partiel relatif à une propriété d'un matériau, seules les incertitudes sur la propriété du matériau étant prises en compte
- δ Incrément / coefficient de redistribution
- ζ Coefficient de réduction / coefficient de distribution
- ϵ_c Déformation relative en compression du béton
- ϵ_{c1} Déformation relative en compression du béton au pic de contrainte f_c
- ϵ_{cu} Déformation relative ultime du béton en compression
- ϵ_u Déformation relative de l'acier de béton armé ou de précontrainte sous charge maximale
- ϵ_{uk} Valeur caractéristique de la déformation relative de l'acier de béton armé ou de précontrainte sous charge maximale
- θ Angle
- λ Coefficient d'élançement
- μ Coefficient de frottement entre les armatures de précontrainte et leurs conduits
- ν Coefficient de Poisson
- ν Coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré en cisaillement
- ξ Rapport de la capacité d'adhérence des armatures de précontrainte à la capacité d'adhérence des armatures de béton armé
- ρ Masse volumique du béton séché en étuve, en kg/m³
- ρ_{1000} Valeur de la perte par relaxation (en %), 1 000 heures après la mise en tension, à une température moyenne de 20°C
- ρ_l Pourcentage d'armatures longitudinales
- ρ_w Pourcentage d'armatures d'effort tranchant
- σ_c Contrainte de compression dans le béton
- σ_{cp} Contrainte de compression dans le béton due à un effort normal ou à la précontrainte
- σ_{cu} Contrainte de compression dans le béton correspondant à la déformation ultime en compression ϵ_{cu}
- τ Contrainte tangente de torsion
- ϕ Diamètre d'une barre d'armature ou d'une gaine de précontrainte
- ϕ_n Diamètre équivalent d'un paquet de barres
- $j(t, t_0)$ Coefficient de fluage, définissant le fluage entre les temps t et t_0 , par rapport à la déformation élastique à 28 jours
- $j(\infty, t_0)$ Valeur finale du coefficient de fluage
- ψ Coefficients définissant les valeurs représentatives des actions variables ψ_0 pour les valeurs de combinaison, ψ_1 pour les valeurs fréquentes et ψ_2 pour les valeurs quasi-permanentes

X. ANNEXES

1. Avantages et Inconvénients du matériau Béton armé

Le matériau Béton:

Avantages

- Résiste "bien" en compression : MPa pour un béton ordinaire
- Plastique à l'état frais, il est moulable à température ambiante
- Il protège l'acier
- Résiste "bien" au feu et ne "craint" pas l'eau
- Matériau disponible et "bon marché" en France €/m³ pour un béton ordinaire => €/kg
- Coefficient de dilatation 9.10^{-6} à 12.10^{-6} par degré Celsius
- Peut être fabriqué sur

Inconvénients

- Matériau "lourd" kg/m³
- Résistance en traction faible même en zone armée d'armatures en acier
- Allongement avant rupture très faible
- Variabilité importante de sa performance liée au mode de fabrication

Le matériau Acier:

Avantages

- Résiste "bien" en compression et en traction, aucune variabilité de performances.
- Allongement avant rupture important $\approx 14\%$
- Coefficient de dilatation $\approx 11.10^{-6}$ par degré Celsius d'écart
- Adhérence au béton améliorée grâce aux empreintes ou aux verrous

Inconvénients

- Matériau lourd kg/m³
- Prix $\approx 1,5$ à $2,5$ €/kg
- Matériau s'oxydant à l'air et qui a un très mauvais comportement au feu

Béton armé:

Avantages

- Coefficients de dilatation très voisins.
- Bonne adhérence acier béton donc bonne transmission des efforts du béton à l'acier, condition indispensable pour un équilibre global de la structure.
- Protection de l'acier contre la corrosion par le béton et protection provisoire de l'acier par le béton en cas d'incendie.
- Matériau optimisé en zone comprimée et en zone tendue.
- Code de calcul ouvert sur des formes géométriques non standardisées.
- Nécessité d'une main d'œuvre compétente pour le calcul (ce point là constitue un avantage car il interdit au néophyte d'entreprendre le moindre calcul tout seul... ce qui est salutaire en soi !)

Inconvénients

- Nécessité d'une main d'œuvre compétente pour le calcul, donc chère.
- La structure en béton armé est sensible aux erreurs d'analyse fonctionnelle, bien identifier les zones tendues et comprimées et la nature des sollicitations.
- Nécessité du respect des dispositions constructives sous peine d'apparition de pathologies ou de sinistres dans la période d'exploitation de l'ouvrage.
- Nécessité de respecter les conditions normale de mise en œuvre : coffrage préparé et propre, béton vibré si nécessaire...

2. Fiche module SST 5 PPN IUT Génie civil Construction Durable

SST5	Structures : béton armé
------	-------------------------

Parcours	Domaine	Semestre
DUT Génie Civil Tronc commun	Sciences et Techniques	S2

Pré-requis nécessaires :

Connaissances équivalentes à celles des modules **SST1, SST2, SST3**

Intentions pédagogiques

Ce module est basé sur les fondements du béton armé. On y aborde les principes fondamentaux du fonctionnement du béton armé : comportement du béton, des aciers, de l'association acier-béton.

A l'issue de ce module, les étudiants sont à même d'aborder le calcul et la vérification des sections droites soumises à un effort normal, un effort tranchant, un moment de flexion.

L'accent est porté sur le fonctionnement d'une poutre isostatique en béton armé afin de donner aux étudiants, les connaissances nécessaires pour concevoir ou vérifier son ferrailage.

L'étudiant doit être capable de	Niveau d'acquisition des compétences		
	1	2	3
EXPLIQUER le principe de fonctionnement du béton armé.			X
JUSTIFIER du choix des sections sous sollicitations simples.			X
CONCEVOIR ou VERIFIER le ferrailage d'une poutre isostatique, d'un poteau.			X
ELABORER un croquis de ferrailage.			X

Source : <http://www.egletons.unilim.fr/IUT/pages/ModulesStructures.pdf>

3. Calcul des longueurs d'ancrage

a. Contrainte ultime d'adhérence [8.4.2]

(1)P La contrainte ultime d'adhérence doit être suffisante pour éviter la rupture d'adhérence.

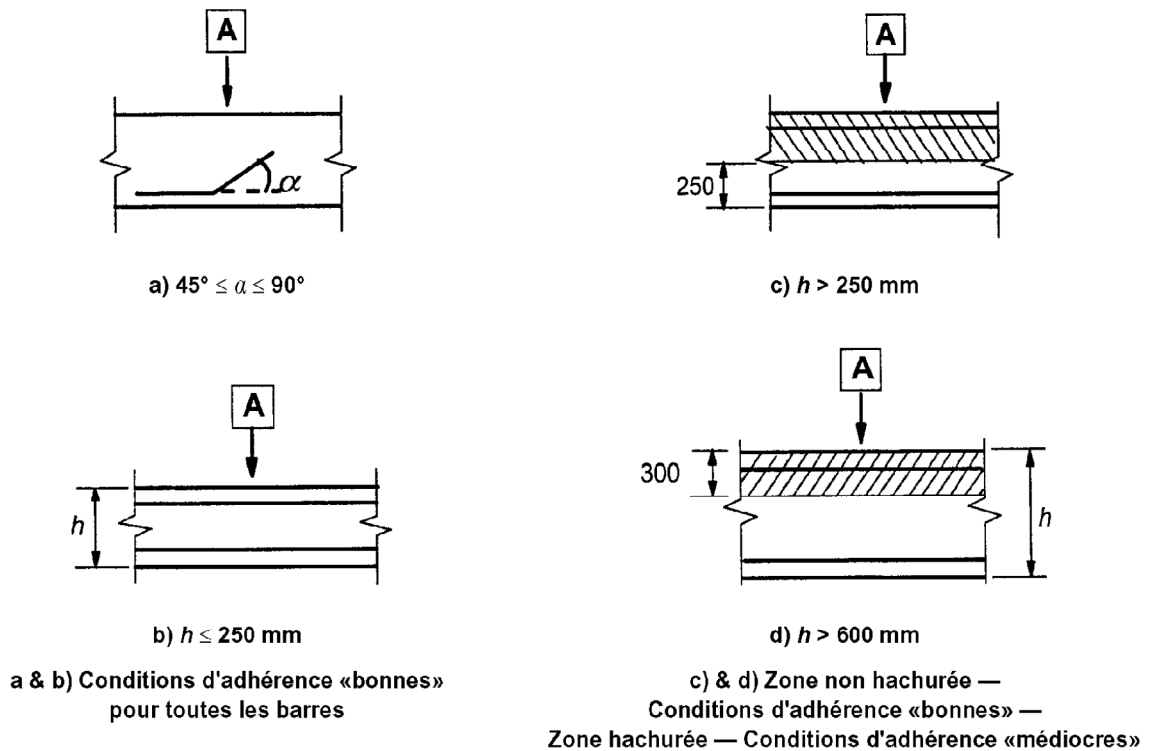
(2) Pour les armatures à haute adhérence, la valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence f_{bd} peut être prise égale à :

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad \dots(8.2)$$

où :

- f_{ctd} est la résistance de calcul en traction du béton, telle qu'indiquée en 3.1.6 (2)P. Compte tenu de la fragilité croissante des bétons avec la résistance, il convient de limiter ici $f_{ctk,0,05}$ à la valeur correspondant à la classe C60/75, à moins que l'on puisse vérifier que la capacité d'adhérence moyenne augmente au-delà de cette limite
- η_1 est un coefficient lié aux conditions d'adhérence et à la position de la barre au cours du bétonnage (voir Figure 8.2) :
- $\eta_1 = 1,0$ lorsque les conditions d'adhérence sont " bonnes " et
- $\eta_1 = 0,7$ dans tous les autres cas et pour les barres dans les éléments structuraux réalisés au moyen de coffrages glissants, à moins que l'on puisse démontrer que les conditions d'adhérence sont "bonnes "
- η_2 est lié au diamètre de la barre :
- $\eta_2 = 1,0$ pour $\varphi \leq 32$ mm
- $\eta_2 = (132 - \varphi) / 100$ pour $\varphi > 32$ mm

Figure 8.2 Illustration des conditions d'adhérence



A Direction du bétonnage

Ce sont les conditions de coulage de la pièce en béton qui sont évoquées. Ainsi pour une pièce de hauteur inférieure à 250 mm les conditions d'adhérence qui découlent de cette opération sont estimées bonnes quelle que soit la position de l'armature dans la pièce

b. Longueur d'ancrage de référence [8.4.3]

(1)P Le calcul de la longueur d'ancrage **requis** doit tenir compte du type d'acier et des propriétés d'adhérence des barres.

(2) En admettant une contrainte d'adhérence constante égale à f_{bd} , la longueur d'ancrage de référence $l_{b,rqd}$ nécessaire pour ancrer l'effort $A_s \cdot \sigma_{sd}$ qui règne dans une barre droite vaut :

$$l_{b,rqd} = (\varnothing/4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad \dots (8.3)$$

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

Des valeurs de f_{bd} sont données en ... (8.2)

(3) Dans le cas des barres pliées, il convient de mesurer la longueur d'ancrage de référence l_b et la longueur de calcul l_{bd} le long de l'axe de la barre (voir Figure 8.1a)).

(4) Lorsque les treillis soudés sont constitués de fils ou barres doubles, il convient de remplacer le diamètre \varnothing de l'Expression (8.3) par le diamètre équivalent $\varnothing_r = \varphi \sqrt{2}$.

L'expression (8.3) vient de l'équation d'équilibre d'un tronçon de barre isolé de longueur dx. ...trouver la longueur minimale d'ancrage par scellement droit permettant de transmettre la totalité de l'effort à transmettre (sur la figure). La contrainte ne devant pas dépasser la limite élastique.

Justification de la relation (8.3) : les barres d'acier sont sollicitées en traction ou compression.

La longueur d'ancrage de référence $l_{b,rqd}$ est la longueur droite sur laquelle l'ancrage droit est réalisé.

L'aire A_s de la section de la barre est soumise à un effort de traction maximum $F_{sd} = A_s \cdot \sigma_{sd}$ où σ_{sd} est la contrainte de calcul dans la barre : $F_{sd} = A_s \cdot \sigma_{sd}$ soit encore $F_{sd} = (\pi \cdot \varnothing^2/4) \cdot \sigma_{sd}$

- La résultante des contraintes ultimes d'adhérence qui apparaissent en périphérie de la barre est le produit de l'aire de la surface par la contrainte ultime d'adhérence, soit : $(\pi \cdot \varnothing \cdot l_{b,rqd}) \cdot f_{bd}$
- l'équilibre statique de la barre (vu en MS1 ou MS2) se traduit par : effort de traction maximum dans la barre est égal à la résultante des contraintes ultimes d'adhérence : $(\pi \cdot \varnothing^2/4) \cdot \sigma_{sd} = \pi \cdot \varnothing \cdot l_{b,rqd} \cdot f_{bd}$
- si on isole l'inconnue recherchée il vient : $l_{b,rqd} = (\varnothing/4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd})$

Tableau X.1 : longueur d'ancrage de référence $l_{b,rqd}$ [8.4.3]

		Conditions d'adhérence							
		bonne				médiocre			
f_{ck} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{bd} (MPa)	$l_{b,rqd} / \varnothing$ $\varnothing < 32$ mm			f_{bd} (MPa)	$l_{b,rqd} / \varnothing$ $\varnothing < 32$ mm		
			B400	B500	B600		B400	B500	B600
12	1,6	1,7	53	66	80	1,2	76	95	113
16	1,9	2,0	44	55	66	1,4	63	78	94
20	2,2	2,3	38	47	57	1,6	54	67	81
25	2,6	2,7	33	41	49	1,9	47	58	70
30	2,9	3,0	29	36	43	2,1	41	52	62
35	3,2	3,4	26	33	39	2,4	37	47	56
40	3,5	3,7	24	30	36	2,6	34	43	51
45	3,8	4,0	22	28	33	2,8	32	39	47
50	4,1	4,3	21	26	31	3,0	30	37	44
55	4,2	4,4	20	25	30	3,1	29	36	43
60	4,4	4,6	20	24	29	3,2	28	34	41
70	4,6	4,8	18	23	27	3,4	26	33	39
80	4,8	5,1	18	22	26	3,6	25	31	37
90	5,0	5,3	17	21	25	3,7	24	30	36

Application : Poutre coulée en place sur une hauteur de 520 mm. Béton C25/30, acier inférieur HA10 B500 B à ancrer.

- Figure justificative de la condition de coulage : figure c car $h < 600$ mm

- $l_{b,rqd} = 11 \times \text{diamètre} = 410 \text{ mm}$ car condition bonne puisque armature inférieure

c. Longueur d'ancrage de calcul [8.4.4]

(1) La longueur d'ancrage de calcul l_{bd} vaut :
$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad \dots (8.4)$$

où $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ et α_5 sont des coefficients donnés dans le Tableau 8.2 :

- α_1 tient compte de l'effet de la forme des barres, l'enrobage étant supposé correct (voir Figure 8.1)
- α_2 tient compte de l'effet de l'enrobage minimal (voir Figure 8.3)
- α_3 tient compte de l'effet de confinement des armatures transversales
- α_4 tient compte de l'influence d'une ou plusieurs barres transversales ($\varphi_t > 0,6\varphi$) soudées le long de l_{bd} (longueur d'ancrage de calcul) ; voir également 8.6
- α_5 tient compte de l'effet de la pression orthogonale au plan de fendage le long de l_{bd} (longueur d'ancrage de calcul).

Le produit vérifie :
$$(\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5) \geq 0,7 \quad \dots (8.5)$$

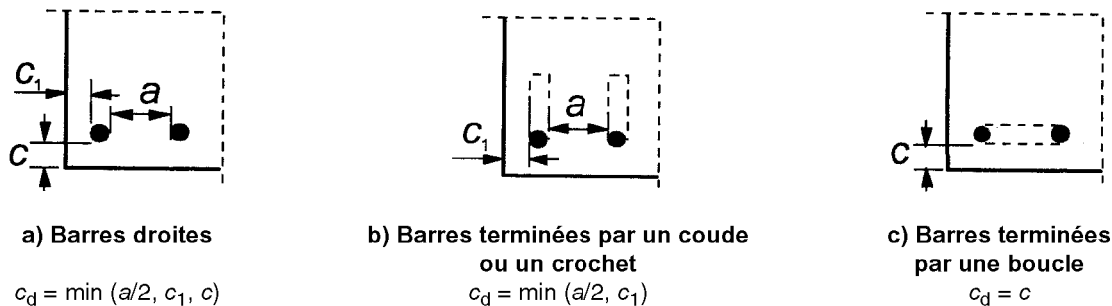
$l_{b,rqd}$ est donnée par l'Expression (8.3)

$l_{b,min}$ est la longueur d'ancrage minimale en l'absence de toute autre limitation :

ancrages de barres tendues :
$$l_{b,min} > \max\{0,3 \cdot l_{b,rqd} ; 10\varnothing ; 100\text{mm}\} \quad \dots (8.6)$$

ancrages de barres comprimées :
$$l_{b,min} > \max\{0,6 \cdot l_{b,rqd} ; 10\varnothing ; 100\text{mm}\} \quad \dots (8.7)$$

Figure 8.3 Valeurs de c_d pour les poutres et les dalles



Simplification au calcul de la longueur d'ancrage de calcul [8.4.4 (2)]

(2) Une simplification à 8.4.4 (1) consiste à considérer que l'ancrage de barres tendues selon les formes de la Figure 8.1 peut être assuré moyennant la prise en compte d'une longueur d'ancrage équivalente $l_{b,eq}$ (définie sur cette même figure), qui peut être prise égale à :

- $\alpha_1 l_{b,rqd}$ pour les formes des Figures 8.1b) à 8.1d) (voir Tableau 8.2 pour les valeurs de α_1)
- $\alpha_4 l_{b,rqd}$ pour les formes de la Figure 8.1e) (voir Tableau 8.2 pour les valeurs de α_4)

où :

- α_1 et α_4 sont définis en (1) et dans le Tableau 8.2
- $l_{b,rqd}$ est calculé au moyen de l'Expression (8.3).

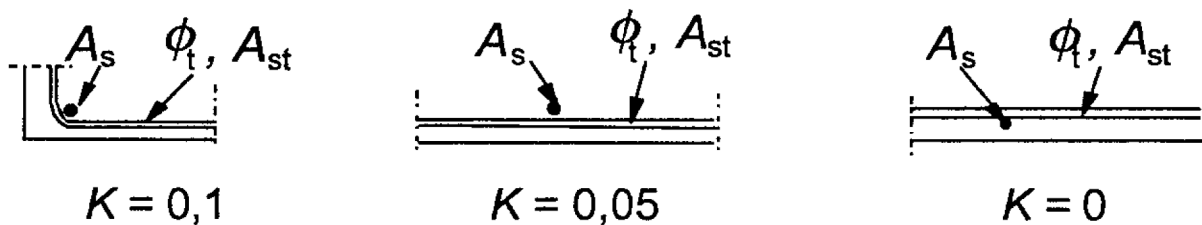
Tableau X.2 : Valeurs des coefficients α_1 , α_2 , α_3 , α_4 et α_5 [Tab. 8.2]

Facteur d'influence	Type d'ancrage	Armature de béton armé	
		tendue	comprimée
Forme des barres	Droit	$\alpha_1 = 1,0$	
	Autre (voir Figure 8.1b), c) et d)	$\alpha_1 = 0,7$ si $c_d > 3\emptyset$ sinon $\alpha_1 = 1,0$ c_d défini en Figure 8.3	$\alpha_1 = 1,0$
Enrobage	Droit	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \emptyset)/\emptyset$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ c_d défini en Figure 8.3	$\alpha_2 = 1,0$
	Autre (voir Figure 8.1b), c) et d)	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - 3\emptyset)/\emptyset$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ c_d défini en Figure 8.3	$\alpha_2 = 1,0$
Confinement par des armatures transversales non soudées aux armatures principales	Tous types	$\alpha_3 = 1 - k\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$A_3 = 1,0$
Confinement par des armatures transversales non soudées	Tous types, positions et diamètres comme indiqué sur la Figure 8.1 e)	$\alpha_4 = 0,7$	
Confinement par compression transversale	Tous types	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	--

où :

- $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$
- ΣA_{st} = aire de la section des armatures transversales le long de l_{bd} longueur d'ancrage de calcul
- $\Sigma A_{st,min}$ = aire de la section minimale d'armatures transversales = $0,25 A_s$ pour les poutres et 0 pour les dalles
- A_s = aire de la section d'une barre ancrée individuelle de diamètre maximal
- k = valeurs apparaissant sur la figure 8.4
- p pression transversale à l'état limite ultime le long de l_{bd} en MPa

Figure 8.4 Valeurs de k pour les poutres et les dalles

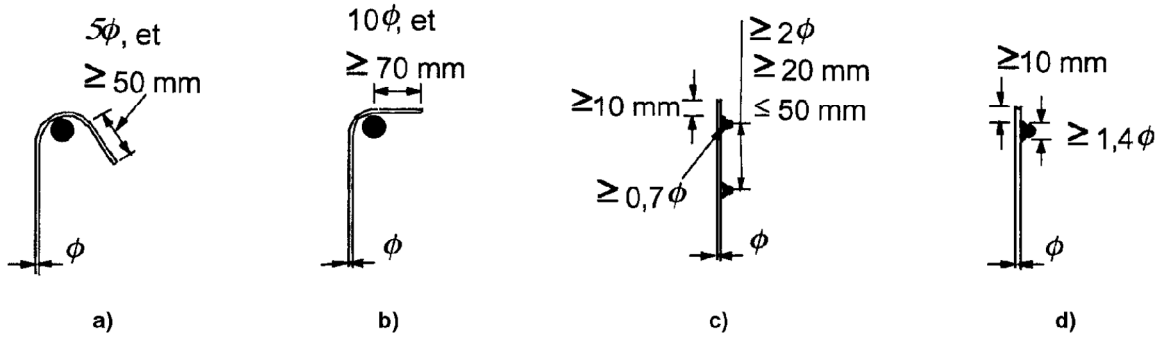


d. Ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales [8.5]

(1) Il convient normalement de réaliser l'ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales au moyen de coudes et de crochets, ou à l'aide d'armatures transversales soudées, en prévoyant une barre à l'intérieur du crochet ou du coude.

(2) Il convient que l'ancrage soit conforme à la Figure 8.5. Par ailleurs, il convient de réaliser le soudage conformément à l'EN ISO 17660, les soudures présentant une résistance conforme à 8.6(2).

Figure 8.5 Ancrage des armatures transversales

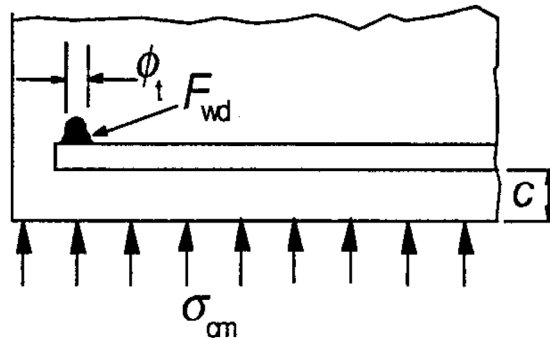


NOTE Pour c) et d), il convient que l'enrobage ne soit ni inférieur à 3ϕ , ni à 50mm si cette valeur est plus faible.

e. Ancrage au moyen de barres soudées [8.6]

(1) Outre les ancrages indiqués en 8.4 et 8.5, on peut réaliser un ancrage au moyen de barres transversales soudées (voir Figure 8.6) s'appuyant sur le béton. Il convient de démontrer que la qualité des assemblages soudés est correcte.

Figure 8.6 Barre transversale soudée servant à l'ancrage



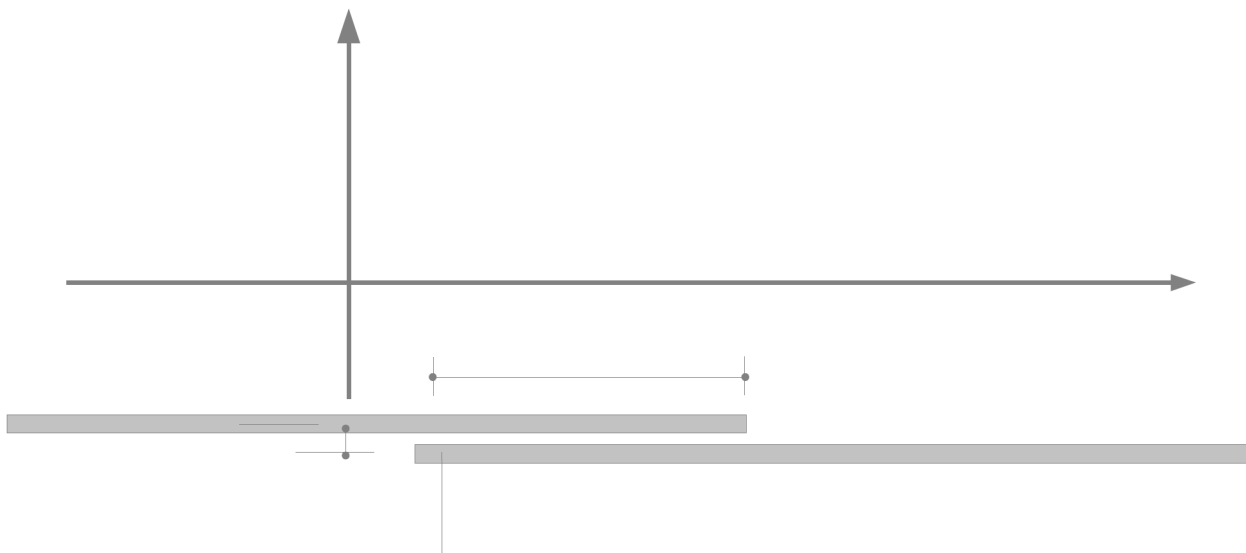
Le détail du calcul et les cas particuliers sont présentés en alinéa 2 de l'article [6] de l'Eurocode 2

f. Recouvrements et coupleurs [8.7]

(1)P La transmission des efforts d'une barre à l'autre s'effectue par :

- recouvrement des barres, avec ou sans coudes ou crochets :
- soudage ;
- organes mécaniques assurant la transmission à la fois des efforts de traction et de compression ou des efforts de compression uniquement.

Dans le cas du recouvrement des barres l'effort est transmis d'une barre à l'autre sur la longueur de recouvrement.



g. Recouvrements et longueur de recouvrement [8.7.2] et [8.7.3]

[8.7.2] Recouvrements

(1) P Les recouvrements des barres doivent être tels que :

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

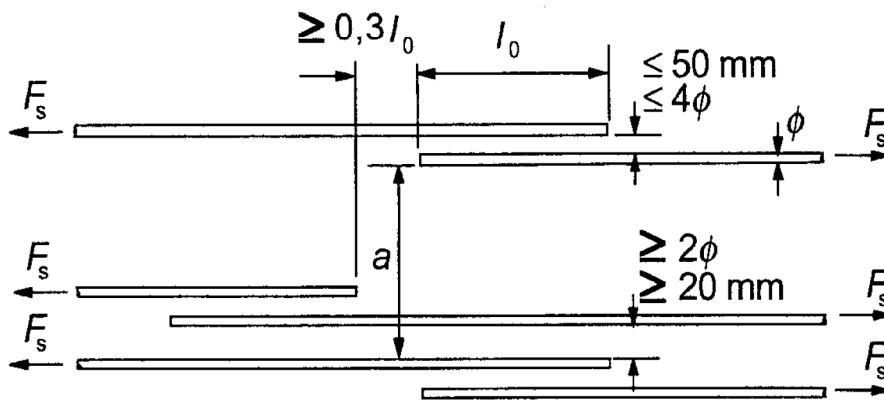
(2) Il convient normalement :

- de décaler les recouvrements et de ne pas les disposer dans des zones fortement sollicitées (rotules plastiques, par exemple);
- de disposer les recouvrements de manière symétrique quelle que soit la section.

(3) Il convient de respecter les dispositions des barres de la Figure 8.7 :

- il convient de limiter à 4ϕ ou à 50 mm la distance libre entre barres comportant un recouvrement ; si cette condition n'est pas satisfaite, il convient d'augmenter la longueur de recouvrement d'une valeur égale à la distance libre entre les barres ;
- il convient d'espacer longitudinalement les recouvrements voisins d'au moins 0,3 fois la longueur du recouvrement l_0 ;
- dans le cas de recouvrements voisins, il convient de respecter une distance libre minimale de 2ϕ ou 20 mm entre barres adjacentes.

Figure 8.7 Recouvrements voisins



[8.7.3] Longueur de recouvrement

(1) La longueur de recouvrement de calcul vaut : $l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$ (8.10)

où : $l_{b,rqd}$ est calculée au moyen de l'Expression (8.3) $l_{0,min} > \max \{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} ; 15\phi ; 200mm\}$ (8.11)

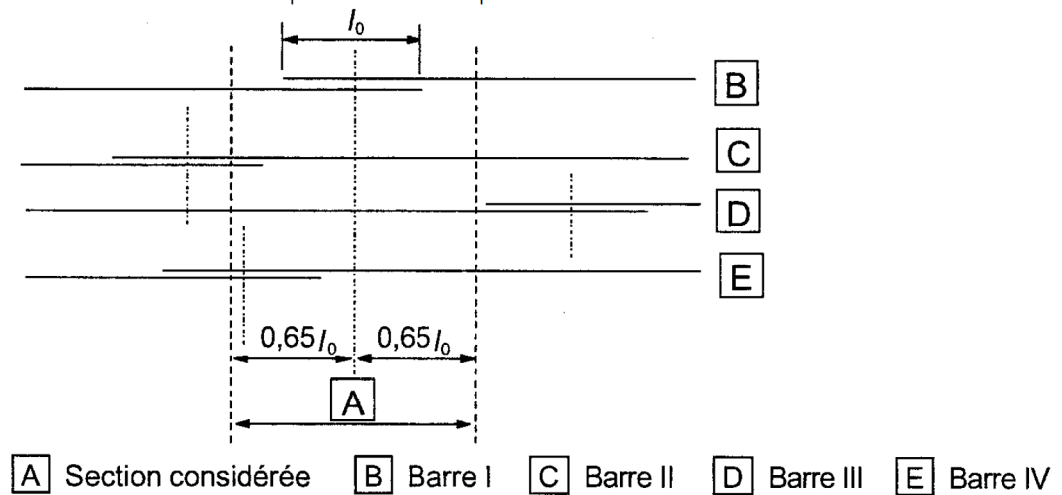
Les valeurs de $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ et α_5 peuvent être prises dans le Tableau 8.2 ; il convient toutefois, pour le calcul de α_3 , de prendre $\Sigma A_{st,min} = 1,0 A_s \cdot (\sigma_{sd} / f_{yd})$, avec A_s = aire de la section d'une des barres comportant un recouvrement.

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$, limité à l'intervalle défini par les valeurs 1 et 1,5, avec ρ_1 , proportion de barres avec recouvrement dont l'axe se situe à moins de $0,65 l_0$ de l'axe du recouvrement considéré (voir Figure 8.8). Le Tableau 8.3 donne des valeurs de α_6 .

Tableau X.3 : Valeur du coefficient α_6

ρ_1	< 25 %	33,00%	50,00%	> 50 %
α_6	1	1,15	1,4	1,5
Valeurs intermédiaires interpolées				

Figure 8.8 Proportion de recouvrements à prendre en compte dans une section de recouvrement donnée



Exemple : Les barres II et III sont en dehors de la section considérée : $\rho_1 = 50 \%$ et $a_6 = 1,4$.

h. Armatures transversales dans une zone de recouvrement [8.7.4]

Armatures transversales dans le cas de barres tendues [8.7.4.1]

(1) Des armatures transversales sont nécessaires au droit des recouvrements pour s'opposer aux efforts transversaux de traction.

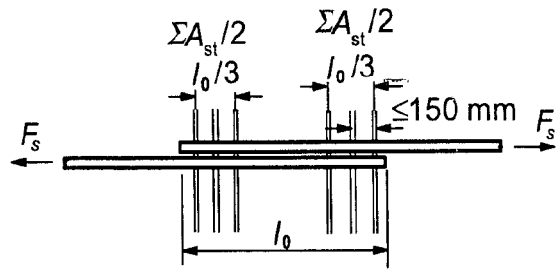
(2) Lorsque le diamètre ϕ des barres ancrées par recouvrement est inférieur à 20 mm, ou lorsque, dans une section quelconque, la proportion des barres avec recouvrement est inférieure à 25 %, alors on peut, sans plus de justification, considérer que les armatures transversales nécessaires par ailleurs suffisent pour équilibrer les efforts transversaux de traction.

(3) Lorsque le diamètre ϕ des barres ancrées par recouvrement est supérieur ou égal à 20 mm, il convient que la section totale A_{st} des armatures transversales (somme de tous les brins parallèles au lit des barres de la jonction) soit supérieure ou égale à la section A_s d'une des barres du recouvrement ($\Sigma A_{st} \geq 1,0 \cdot A_s$). Il convient de disposer les barres transversales perpendiculairement à la direction du recouvrement, entre celui-ci et le parement de béton.

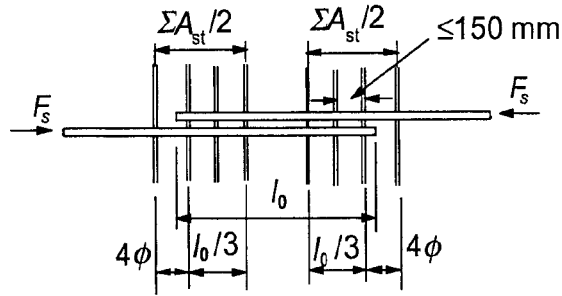
Si plus de 50 % des armatures sont ancrées par recouvrement dans une section donnée, et si la distance a entre recouvrements adjacents dans une section est $\leq 10 \phi$ (voir Figure 8.7), il convient d'utiliser comme armatures transversales des cadres, étriers ou épingles ancrés dans la section.

(4) Il convient de disposer les armatures transversales prévues selon (3) ci-dessus aux extrémités du recouvrement, comme indiqué sur la Figure 8.9 a).

Figure 8.9 Armatures transversales de couture pour les jonctions par recouvrement



a) Barres tendues



b) Barres comprimées

Armatures transversales dans le cas de barres toujours comprimées [8.7.4.2]

(1) En complément aux règles applicables aux barres tendues, il convient de disposer une barre transversale de part et d'autre du recouvrement, à une distance inférieure à 4ϕ des extrémités (Figure 8.9 b)).

i. Recouvrements des treillis soudés constitués de fils à haute adhérence [8.7.5]

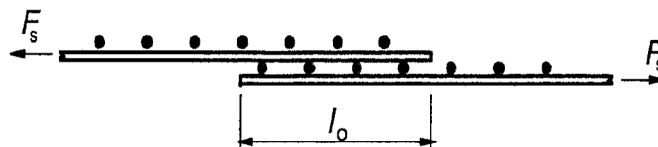
Recouvrements des armatures principales [8.7.5.1]

(1) Les jonctions peuvent être obtenues par recouvrement des panneaux dans un même plan ou dans des plans différents (Figure 8.10).

Figure 8.10 Recouvrement des treillis soudés



a) Recouvrement des panneaux dans un même plan
(coupe longitudinale)



b) Recouvrement des panneaux dans des plans distincts
(coupe longitudinale)

(3) Dans le cas de recouvrement de panneaux dans un même plan, il convient, pour les barres longitudinales principales, de respecter les dispositions de recouvrement énoncées en 8.7.2 et d'ignorer tout effet favorable des barres transversales : ainsi, on adoptera $\alpha_3 = 1,0$.

(4) Dans le cas du recouvrement des panneaux dans des plans distincts, il convient, de manière générale, de disposer les recouvrements des armatures principales dans des zones où la contrainte dans l'acier à l'état-limite ultime est inférieure ou égale à 80 % de la résistance de calcul.

(5) Lorsque la condition (4) ci-dessus n'est pas satisfaite, il convient, pour le calcul de la résistance en flexion selon 6.1 ci-dessus, d'adopter, pour la hauteur utile du ferrailage, la valeur relative au lit le plus éloigné de la face tendue. Par ailleurs, lors de la vérification de l'ouverture des fissures à proximité de l'extrémité du recouvrement, il convient, du fait de la discontinuité aux extrémités des recouvrements, de majorer de 25 % la contrainte dans l'acier à utiliser dans les Tableaux 7.2N et 7.3N.

(6) En ce qui concerne la proportion admissible d'armatures principales à ancrer par recouvrement dans une section, il convient de respecter les conditions suivantes :

Dans le cas du recouvrement des panneaux dans un même plan, les valeurs applicables sont celles données dans le Tableau 8.3. Dans le cas du recouvrement des panneaux dans des plans distincts, la proportion admissible d'armatures principales à ancrer par recouvrement dans une section quelconque, dépend de l'aire de la section d'acier par unité de longueur $(A_s / s)_{prov}$, où s est l'espacement des fils :

- 100 % si $(A_s / s)_{prov} \leq 1\,200 \text{ mm}^2/\text{m}$
- 60 % si $(A_s / s)_{prov} > 1\,200 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Il convient de décaler au minimum de $1,3 \cdot l_0$ les jonctions des différents panneaux (l_0 étant déterminé comme indiqué en 8.7.3).

(7) Aucune armature transversale supplémentaire n'est nécessaire dans la zone de recouvrement.

Recouvrements des armatures de répartition [8.7.5.2]

(1) Toutes les armatures de répartition peuvent être ancrées par recouvrement dans une même section. Les valeurs minimales de la longueur de recouvrement l_0 sont données dans le Tableau 8.4 ; il convient que la longueur de recouvrement d'armatures de répartition recoupe au moins deux armatures principales.

Tableau X.4 : longueurs de recouvrement requises pour les fils de répartition des treillis [Tab 8.4]

Diamètre des fils de répartition (mm)	Longueurs de recouvrement
$\emptyset \leq 6$	$\geq 150 \text{ mm}$; au moins 1 maille (2 soudures) dans la longueur de recouvrement
$6 \leq \emptyset \leq 8,5$	$\geq 250 \text{ mm}$; au moins 2 mailles (3 soudures)
$8,5 \leq \emptyset \leq 12$	$\geq 350 \text{ mm}$; au moins 2 mailles (3 soudures)

Remarque : Un recouvrement d'une longueur de 2 soudures, respectivement 3 soudures, correspond à une longueur de $2E$, respectivement $3E$. E est la plus petite dimension de la maille du treillis soudé. C'est la distance entre deux armatures principales du treillis.

j. Règles supplémentaires pour les barres de gros diamètre [8.8]

(1) Les règles ci-après remplacent celles énoncées en 8.4 et 8.7 dans le cas des barres d'un diamètre supérieur à ϕ_{large} .

NOTE : La valeur de ϕ_{large} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\phi_{large} = 32 \text{ mm}$.

... l'article [8.8] comporte 8 alinéas. Il convient de s'y référer pour traiter les points particuliers.

k. Paquets de barres [8.9]

(1) Sauf indication contraire, les règles pour les barres individuelles s'appliquent également aux paquets de barres. Il convient que toutes les barres d'un paquet aient les mêmes caractéristiques (type et nuance). **Des barres de diamètres différents peuvent être groupées en paquet sous réserve que le rapport des diamètres n'excède pas 1,7.**

Dans ce cas des règles particulières sont applicables, elles sont définies dans les 10 autres alinéas de l'article [8.9].

4. Choix des sections d'armatures, nombre de barres par lit, diamètre nominal et réel

a. Aires des sections d'acier pour armatures Haute Adhérence...tableau à compléter

Tableau X.5 : Aires des sections d'aciers pour armatures Hautes Adhérence par diamètre (mm, cm²)

Diamètre encombrement		Nombre d'acier												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
5	kg/ml	0,15	0,31	0,46	0,62	0,77	0,92	1,08	1,23	1,39	1,54			
	cm ²	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,76	1,96			
6	kg/ml	0,22	0,44	0,67	0,89	1,11	1,33	1,55	1,78	2,00				
	cm ²	0,28	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	3,40	3,96	4,53
8	kg/ml	0,40	0,79	1,19	1,58	1,98	2,37	2,77	3,16	3,56				
	cm ²	0,50	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	6,04	7,04	8,05
10	kg/ml	0,62	1,23	1,85	2,47	3,09	3,70	4,32	4,94	5,55	6,17	7,40	8,64	9,87
	cm ²	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	9,42	11,00	12,60
12	kg/ml	0,89	1,78	2,66	3,55	4,44	5,33	6,22	7,10	7,99	8,88	10,70	12,40	14,20
	cm ²	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,20	11,30	13,60	15,80	18,10
14	kg/ml	1,21	2,42	3,63	4,84	6,05	7,26	8,47	9,68	10,90	12,10	14,50	16,90	19,40
	cm ²	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,80	12,30	13,90	15,40	18,50	21,60	24,60
16	kg/ml	1,58	3,16	4,74	6,32	7,90	9,48	11,10	12,60	14,20	15,80	19,00	22,10	25,30
	cm ²	2,01	4,02	6,03	8,04	10,10	12,10	14,10	16,10	18,10	20,10	24,10	28,10	32,20
20	kg/ml	2,47	4,94	7,41	9,88	12,40	14,80	17,30	19,80	22,20	24,70	29,60	34,60	39,50
	cm ²	3,14	6,28	9,42	12,60	15,70	18,80	22,00	25,10	28,30	31,40	37,70	44,00	50,20
25	kg/ml	3,85	7,70	11,60	15,40	19,30	23,10	27,00	30,80	34,70	38,50	46,20	53,90	61,60
	cm ²	4,91	9,82	14,70	19,60	24,60	29,50	34,40	39,30	44,20	49,10	58,90	68,70	78,60
32	kg/ml	6,31	12,60	18,90	25,20	31,50	37,90	44,20	50,50	56,80	63,10	75,70	88,30	101,00
	cm ²	8,04	16,10	24,10	32,20	40,20	48,20	56,30	64,30	72,40	80,40	96,50	113,00	129,00
40	kg/ml	9,86	19,70	29,60	39,40	49,30	59,20	69,00	78,90	88,70	98,60	118,00	138,00	158,00
	cm ²	12,60	25,20	37,80	50,40	63,00	75,60	88,20	101,00	113,00	126,00	151,00	176,00	202,00

b. Diamètre moyen

Le **diamètre moyen** D_{moy} est le diamètre qui, appliqué à la longueur totale de tous les aciers donnerait la même masse d'acier (ou le même volume) que l'ensemble des aciers utilisés.

Il est un indicateur du coût de production d'une cage d'armatures.

$$S_{moy} = \frac{\sum_i (S * L)}{\sum_i (L)}$$

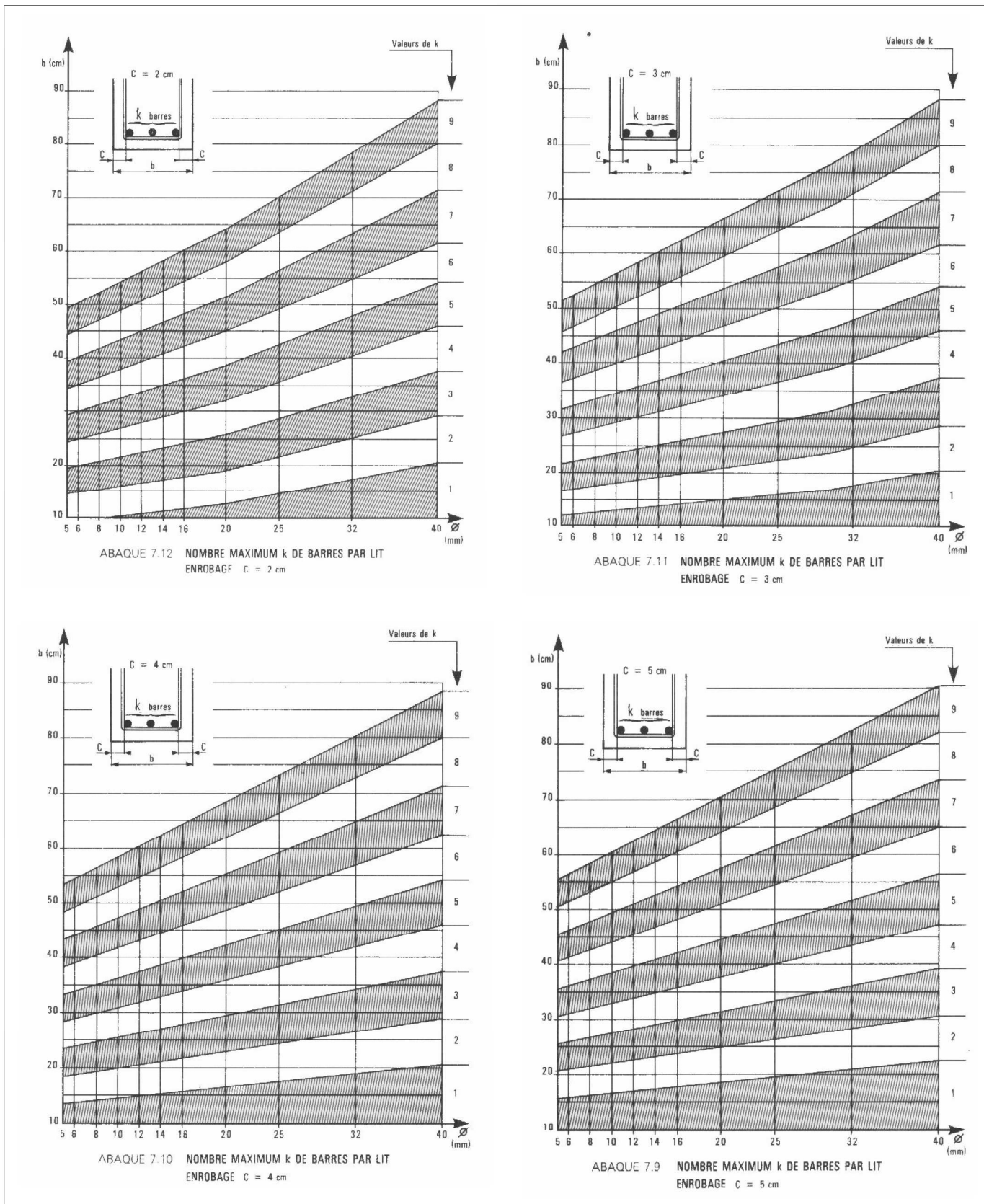
$$S_{moy} = \frac{\sum_i \left(\frac{\pi d^2}{4} * L \right)}{\sum_i (L)}$$

$$D_{moy} = \sqrt{\frac{4 * S_{moy}}{\pi}}$$

Nombre de barres par lit

ABAQUES DE DAVIDOVICI-CAPRA.

Les abaques sont tracés pour diverses valeurs d'enrobage c des barres longitudinales du parement et pour de granulats de dimension $c_g < 30$ mm



c. Moment réduit limite

f_{yk} = 400 MPa											
E_s = 200 GPa			β			1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,55
α _{cc}	γ _c	γ _s	f _{ck}	E _{cm}	n						
1	1,5	1,15	12	27	22	0,181	0,192	0,204	0,216	0,228	0,240
EC2			16	29	21	0,205	0,217	0,230	0,243	0,256	0,269
			20	30	20	0,223	0,236	0,249	0,263	0,277	0,291
			25	31	19	0,240	0,254	0,268	0,282	0,297	0,311
			30	33	18	0,254	0,268	0,282	0,297	0,312	0,327
			35	34	18	0,265	0,279	0,294	0,309	0,324	0,339
			40	35	17	0,274	0,289	0,303	0,319	0,334	0,349
			45	36	17	0,281	0,296	0,311	0,327	0,342	0,358
			50	37	16	0,288	0,303	0,318	0,333	0,349	0,365
			55	38	16	0,293	0,309	0,324	0,339	0,355	0,371
			60	39	15	0,298	0,314	0,329	0,344	0,360	0,376
			70	41	15	0,307	0,322	0,337	0,353	0,369	0,385
			80	42	14	0,313	0,329	0,344	0,360	0,376	0,392
			90	44	14	0,319	0,334	0,350	0,365	0,381	0,397

f_{yk} = 500 MPa											
E_s = 200 GPa			β			1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,55
α _{cc}	γ _c	γ _s	f _{ck}	E _{cm}	n						
1	1,5	1,15	12	27	15	0,139	0,148	0,157	0,167	0,177	0,187
EC2			16	29	15	0,166	0,176	0,187	0,198	0,210	0,221
			20	30	15	0,187	0,199	0,211	0,223	0,236	0,248
			25	31	15	0,210	0,222	0,235	0,248	0,261	0,275
			30	33	15	0,227	0,241	0,254	0,268	0,282	0,296
			35	34	15	0,242	0,256	0,270	0,284	0,298	0,313
			40	35	15	0,254	0,268	0,283	0,297	0,312	0,327
			45	36	15	0,265	0,279	0,294	0,309	0,324	0,339
			50	37	15	0,274	0,288	0,303	0,318	0,333	0,349
			55	38	15	0,281	0,296	0,311	0,326	0,342	0,357
			60	39	15	0,288	0,303	0,318	0,334	0,349	0,365
			70	41	15	0,300	0,315	0,330	0,345	0,361	0,377
			80	42	15	0,309	0,324	0,339	0,355	0,371	0,387
			90	44	15	0,316	0,331	0,347	0,363	0,378	0,394

f_{yk} = 600 MPa											
E_s = 200 GPa			β			1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,55
α _{cc}	γ _c	γ _s	f _{ck}	E _{cm}	n						
1	1,5	1,15	12	27	15	0,115	0,122	0,131	0,139	0,147	0,156
EC2			16	29	15	0,140	0,149	0,159	0,168	0,179	0,189
			20	30	15	0,161	0,171	0,182	0,193	0,204	0,216
			25	31	15	0,183	0,195	0,206	0,218	0,231	0,243
			30	33	15	0,202	0,214	0,226	0,239	0,252	0,266
			35	34	15	0,217	0,230	0,243	0,257	0,270	0,284
			40	35	15	0,230	0,244	0,258	0,271	0,285	0,300
			45	36	15	0,242	0,256	0,270	0,284	0,298	0,313
			50	37	15	0,252	0,266	0,280	0,295	0,310	0,325
			55	38	15	0,261	0,275	0,290	0,304	0,319	0,334
			60	39	15	0,268	0,283	0,298	0,313	0,328	0,343
			70	41	15	0,281	0,296	0,311	0,327	0,342	0,358
			80	42	15	0,292	0,307	0,322	0,338	0,353	0,369
			90	44	15	0,301	0,316	0,331	0,347	0,363	0,378