



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/m^3
- 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

VIII. POUTRE EN BÉTON ARMÉ SOUMISE À UN EFFORT TRANCHANT

1. Introduction

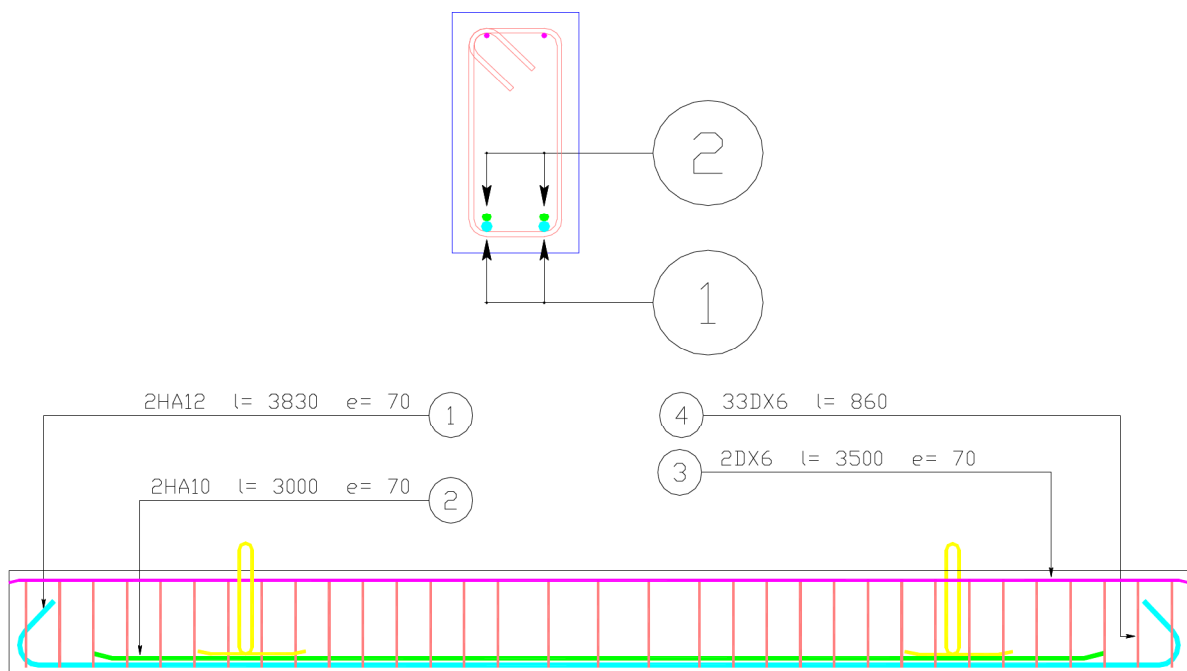
La mécanique des structures vous a appris que sous l'effet d'une action exercée sur une poutre, des sollicitations de flexion et d'effort tranchant apparaissent. Pour votre poutre de travaux pratiques en particulier vous avez observé les comportements des matériaux dans les zones comprimées et tendues.

Les armatures longitudinales placées en zone tendue d'une poutre fléchie équilibrent les contraintes de traction qui s'y développent. Elles fonctionnent en traction là où le béton n'est pas capable de résister en traction.

Dans les structures de bâtiment ou de génie civil courantes l'intensité de la sollicitation agissante de flexion est variable le long de la fibre moyenne de la structure modélisée. Il y a donc un effort tranchant dans la structure.

Cette sollicitation d'effort tranchant amène des tractions supplémentaires et un cisaillement dans le plan de la section droite. Pour équilibrer ces nouvelles contraintes il faut disposer des armatures supplémentaires dites armatures transversales. Votre poutre de travaux pratiques présentait les deux types d'armatures : armatures longitudinales dites de flexion (repérées 1 et 2 sur l'élévation ci-dessous) et armatures transversales d'effort tranchant (repérées 4 sur la section droite ci-dessous).

Ces deux types d'armatures sont cependant calculées simultanément car la détermination des unes influe sur le choix des autres comme nous allons le voir.



L'objectif de ce chapitre est de présenter les outils qui permettront à l'étudiant :

- d'expliquer le rôle mécanique des différentes armatures présentes dans une poutre fléchie,
- de justifier les armatures transversales à disposer dans la poutre en fonction des différents paramètres,

a. Comportement expérimental d'une poutre sous sollicitation de flexion et d'effort tranchant

L'intérêt des armatures transversales peut être mis en évidence expérimentalement de deux manières :

- en ne disposant pas d'armatures transversales dans une poutre fléchie puis en observant son comportement,
- en disposant une quantité insuffisante d'armatures transversales au regard du calcul qui les justifie.

Expérimentalement il est relativement facile de mettre en évidence le comportement d'une poutre qui présente une absence d'armature d'effort tranchant. Ce cas d'école ne doit pas se produire sur un chantier, a priori, compte tenu de la compétence des intervenants, des contrôles réguliers aux différentes étapes du projet, et du risque encouru.

La poutre ainsi ferrillée est mise en place sur le même banc de flexion que celui qui a servi durant l'essai sur votre poutre. On observe une déformation de la poutre avec l'accroissement de l'action variable au vérin, puis l'ouverture d'une fissure qui provoque immédiatement la ruine de la poutre.

Schéma de ferrillage et photographie à la ruine de la poutre présentant une absence d'armatures transversales.

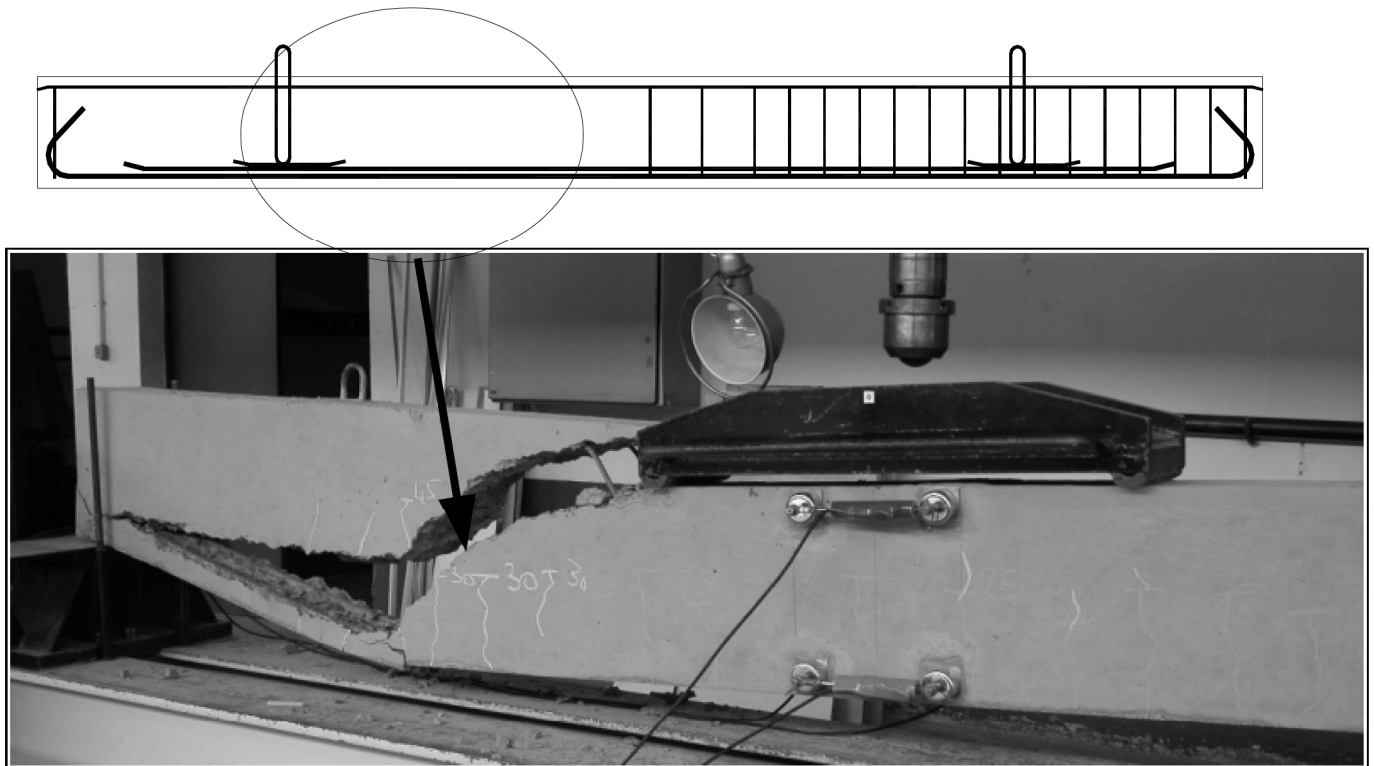


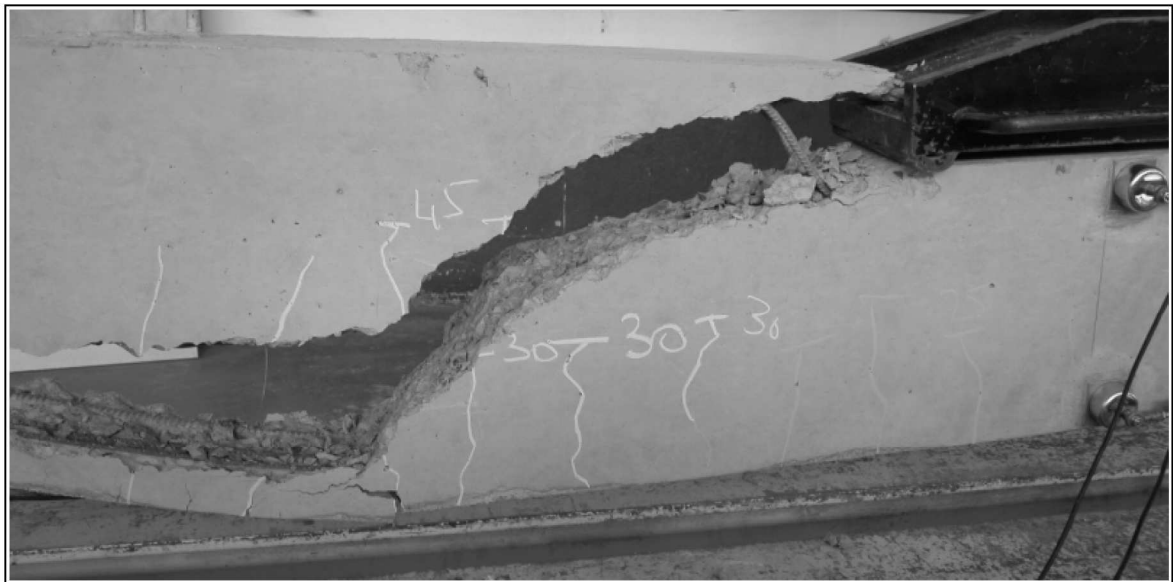
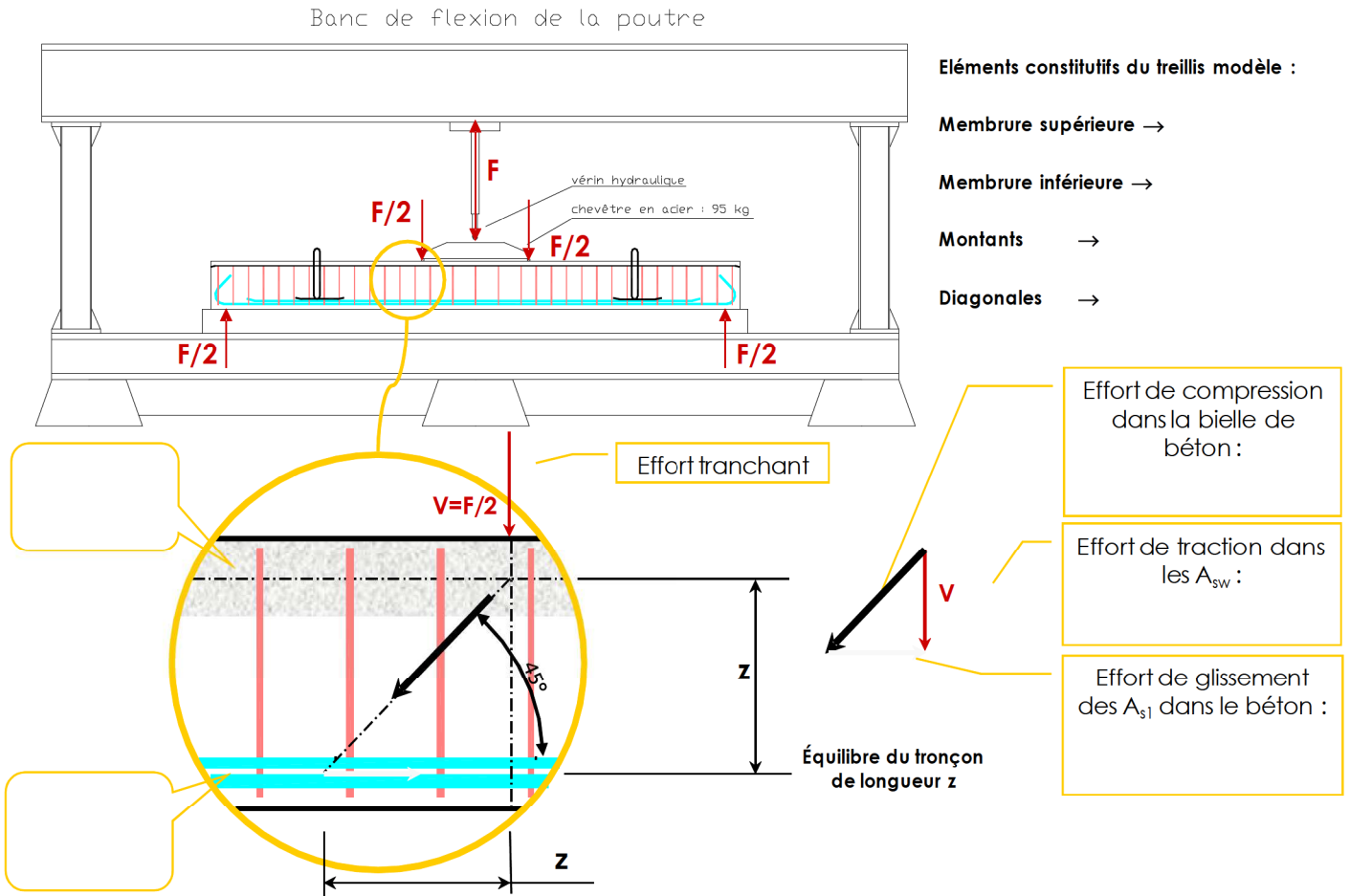
Illustration 18 : ruine à l'effort tranchant d'une poutre fléchie non armée transversalement

Les fissures apparaissent principalement sur la zone où les armatures transversales sont absentes, sur la gauche de la poutre. La photographie montre bien que les premières fissures sont verticales (jusqu'à 45 kN), puis que la ruine intervient par ouverture d'une autre fissure, inclinée de 45° environ par rapport à l'horizontale.

Contrairement aux essais réalisés sur des poutres armées transversalement, on peut observer plusieurs différences :

- La ruine n'a pas lieu sur la zone où le moment de flexion est maximal mais sur la zone d'effort tranchant maximal (voir détail des valeurs des sollicitations dans le compte rendu TP poutre).
- Les fibres inférieures sous la zone centrale de moment de flexion maximal sont peu fissurées (au niveau de l'extensomètre inférieur).

b. Modélisation en treillis de RITTER



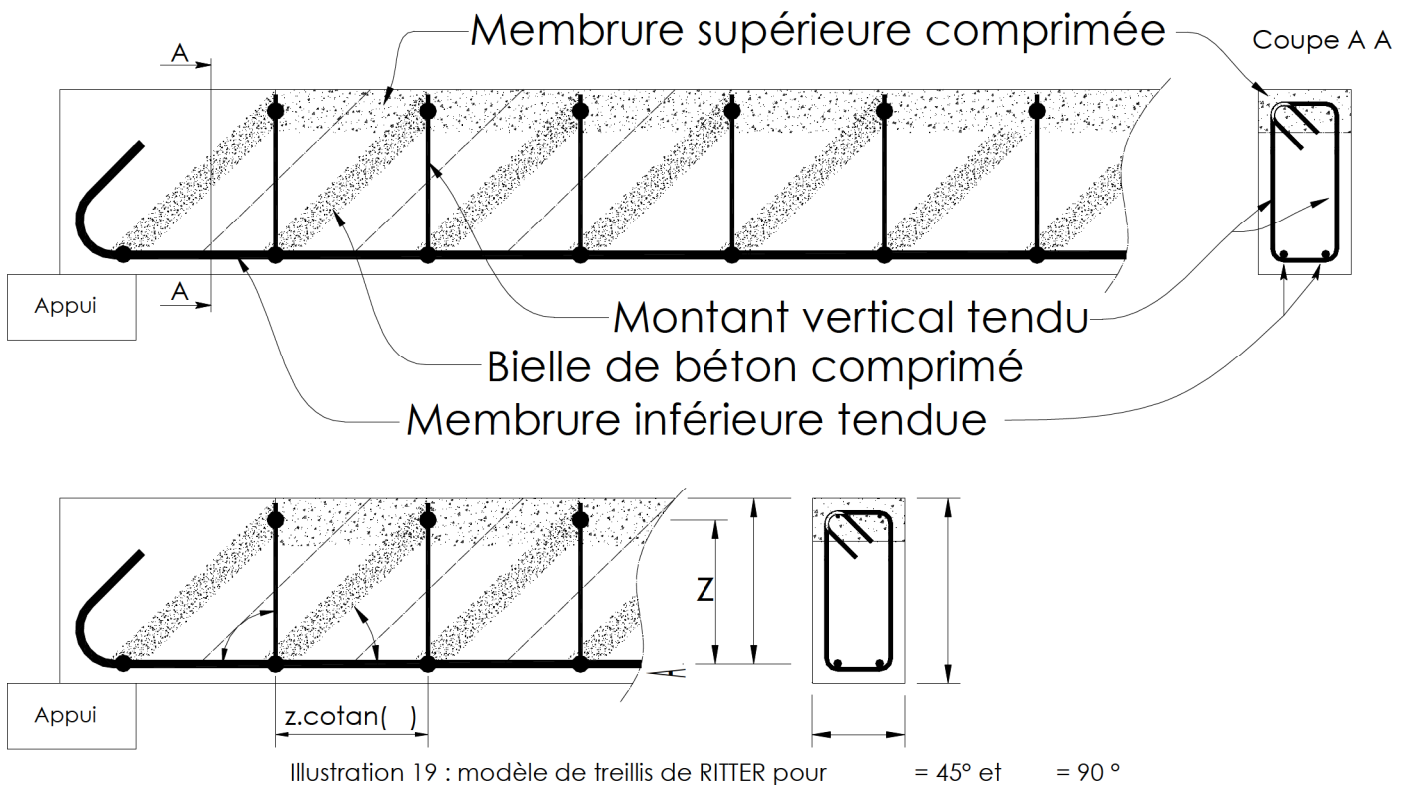
Transmission de l'effort tranchant dans une poutre

Le fonctionnement mécanique d'une poutre normalement ferrillée est modélisé par une poutre treillis à nœuds articulés que l'on nomme treillis (le treillis de Ritter-Mörsch). Cette modélisation suppose que les barres du treillis sont soumises à des efforts normaux de compression ou de traction. **En béton armé les "barres ou éléments comprimés" sont appelés bielles, les barres tendues sont des tirants.**

Modèle de la poutre treillis

Le treillis complet est donc constitué :

- d'une membrure supérieure comprimée qui équilibre les contraintes de compression qui se développent en partie supérieure de la poutre
- Une membrure inférieure tendue, constituée par les armatures dites de flexion, équilibre les contraintes de traction en partie tendue de la poutre.
- L'effort tranchant est équilibré par les bielles de béton comprimé **et** par les montants tendus qui sont les armatures transversales.



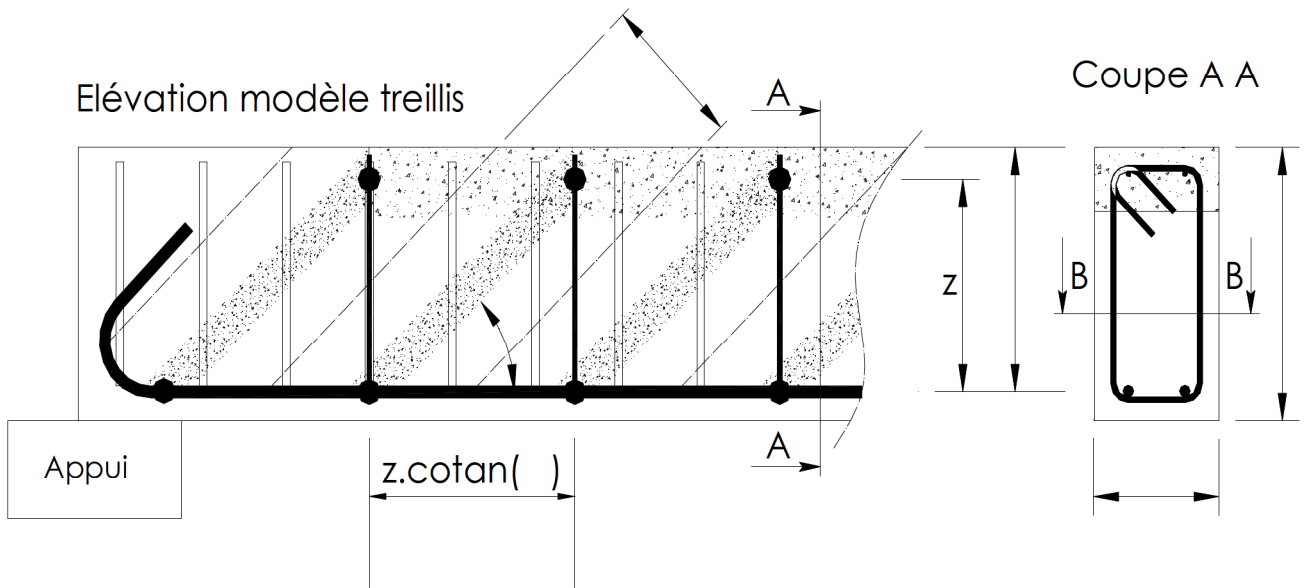
Remarques :

- Pour déterminer l'aire d'une section d'acier d'une armature il faut connaître l'effort normal qu'elle doit équilibrer. Pour déterminer l'aire des armatures transversales il faut donc établir l'effort de traction dans les montants en fonction de la valeur de calcul de la sollicitation agissante, notée V_{Ed} , et de la géométrie de la section droite. Il faudra vérifier que les armatures transversales sont suffisantes pour équilibrer leur effort normal de traction et que la section de béton représentant la bielle comprimée est suffisante également.
- Pour des raisons de facilité de montage sur chantier les armatures transversales sont montées verticales, l'EC2 autorise cependant une inclinaison d'âme de 45° à 90° .
- Le montant vertical tendu désigné sur la figure ci-dessus est constitué par l'ensemble des armatures transversales, cadre, épingle, étrier.
- Les armatures transversales assurent une autre fonction : maintenir les armatures longitudinales en place avant coulage, et éviter leur flambement dans les zones comprimées.

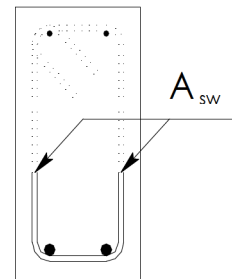
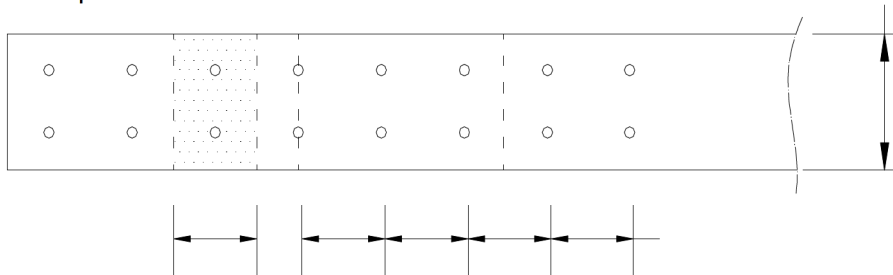
Notations Eurocode 2 [6.2.3.1]

- F_s est la valeur de calcul de l'effort de traction dans les armatures longitudinales
- F_c est la valeur de calcul de l'effort de compression dans le béton dans la direction de l'axe longitudinal de l'élément.
- b_w est la plus petite largeur de la section comprise entre la membrure tendue et la membrure comprimée.
- z est le bras de levier des forces internes, pour un élément de hauteur constante, correspondant au moment fléchissant dans l'élément considéré. Pour les calculs à l'effort tranchant d'une section de béton armé sans effort normal, on peut normalement adopter la valeur approchée $z = 0,9x_d$

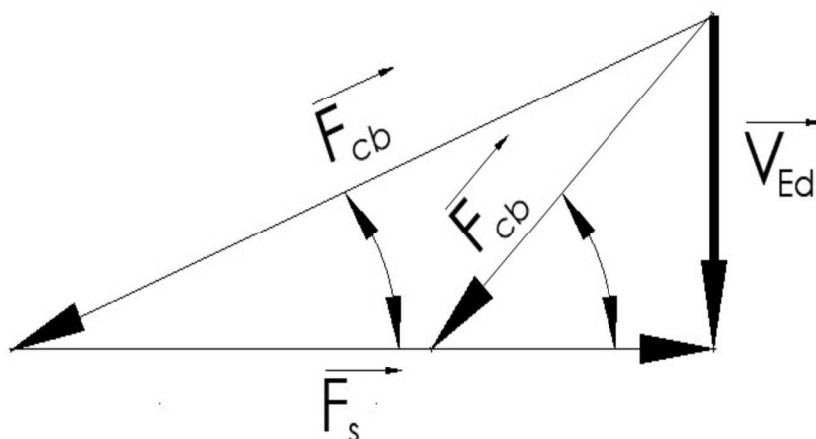
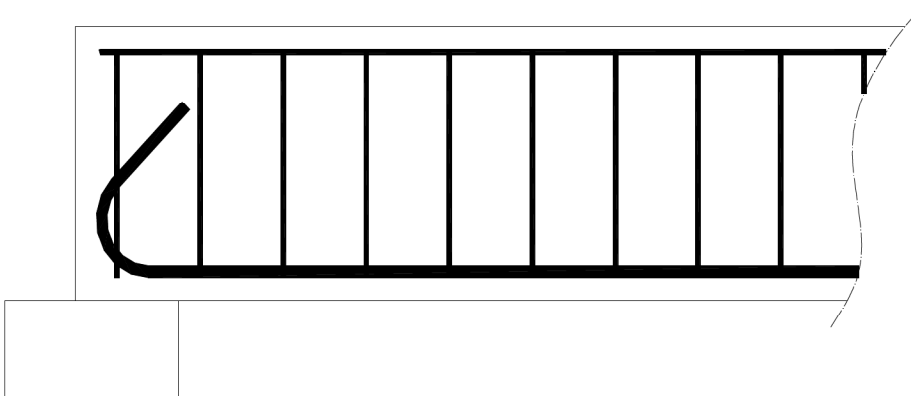
Les notations



Coupe B B



Elévation cage d'armatures



$F_s =$

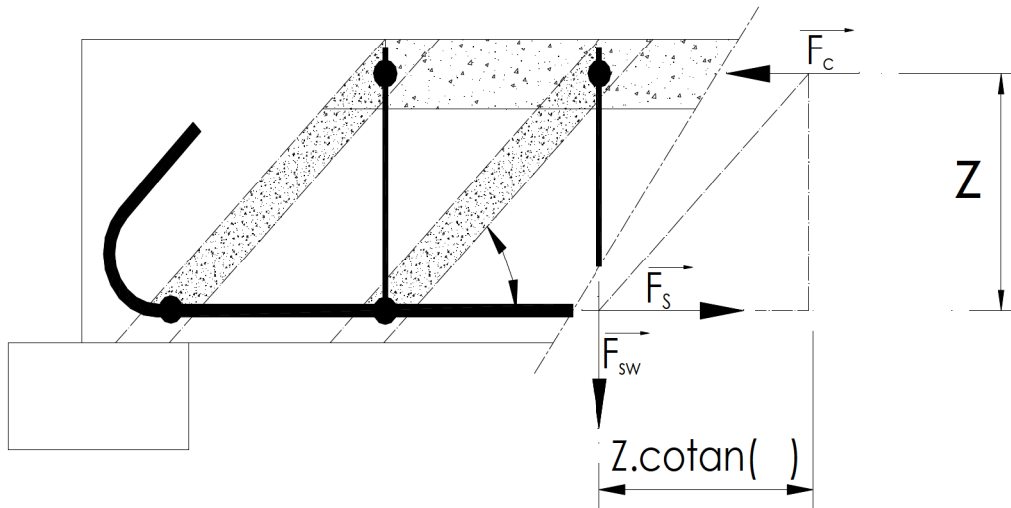
$F_{cb} =$

Effort dans le montant vertical du treillis

La méthode des coupures de Ritter peut être utilisée pour déterminer les efforts dans les différents éléments constitutifs du treillis..

La section droite étudiée est soumise aux sollicitations agissantes dont les valeurs de calcul sont M_{Ed} et V_{Ed} . Si on considère les efforts appliqués aux nœuds, ce qui est le cas pour une structure treillis articulée, alors l'effort tranchant est constant dans l'intervalle compris entre deux nœuds de la membrure supérieure.

L'équilibre de la section au niveau de la coupure permet d'écrire immédiatement : $F_{swd} = V_{Ed}$



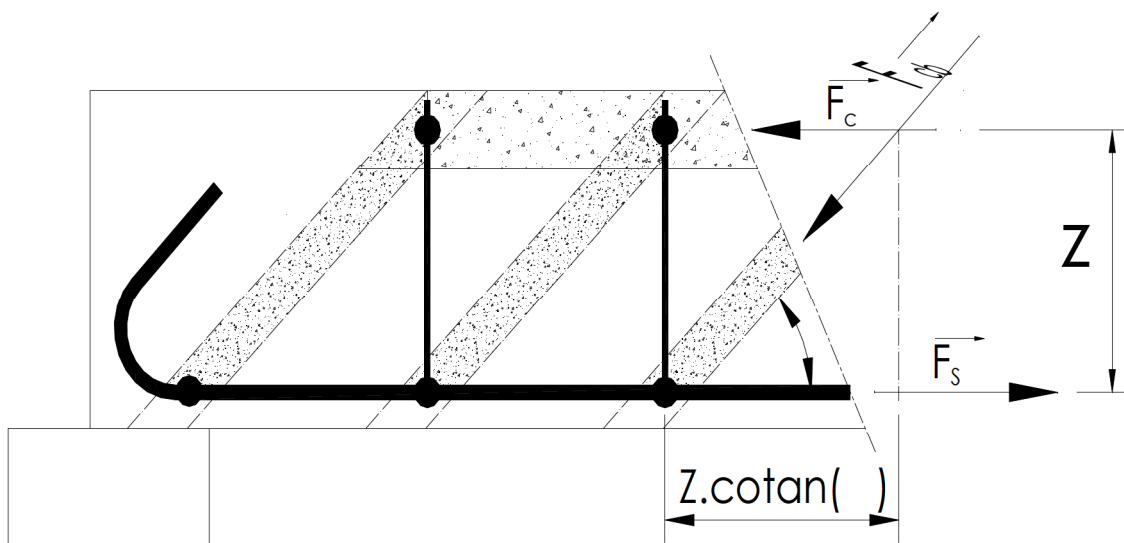
Efforts dans la bielle de béton comprimé du treillis : F_{cb}

L'équilibre des forces internes dans le tronçon de longueur $z \cdot \cotan(\theta)$ permet d'écrire :

$$V_{Ed} = F_{cb} \cdot \sin(\theta) \text{ soit}$$

$$F_{cb} = V_{Ed} / \sin(\theta) \text{ pour le cas général.}$$

Quand on augmente θ alors l'effort dans la bielle diminue, dans le cas de bielles à 45° , $F_{cb} = V_{Ed} \sqrt{2}$
De même, l'effort de compression dans la bielle augmente quand θ diminue.



2. Contexte réglementaire

C'est dans sa Section 6 états-limites ultimes (ELU) que l'Eurocode 2 présente la procédure générale de vérification d'une section à l'effort tranchant. Tous les calculs sont menés uniquement à l'état limite Ultime. Les valeurs de calcul des actions agissantes sont établies avec les combinaisons et les cas de charge donnant les valeurs à l'état limite ultime les plus importantes à chaque appui.

a. Procédure générale de vérification [6.2.1]

(1) Pour la vérification de la résistance à l'effort tranchant, on définit :

- $V_{Rd,c}$ est l'effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armatures d'effort tranchant, ($V_{Rd,c}$ étant donné par l' Expression (6.2))
- $V_{Rd,s}$ est l'effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité f_{ywd} . ($V_{Rd,s}$ étant donné par l' Expression (6.8) et (6.13))
- $V_{Rd,max}$ est la valeur de calcul de l'effort tranchant maximal pouvant être repris par l'élément, avant écrasement des bielles de compression.

(3) Dans les zones de l'élément où $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, aucune armature d'effort tranchant n'est requise par le calcul. V_{Ed} est l'effort tranchant agissant de calcul dans la section considérée, résultant des charges extérieures appliquées et de la précontrainte (armatures adhérentes ou non).

(4) Même lorsque aucune armature d'effort tranchant n'est requise, il convient de prévoir un ferrailage transversal minimal (comme indiqué dans l'article 9.2.2 page 69 du cours). Ce ferrailage minimal peut être omis dans les éléments tels que les dalles (pleines, nervurées ou alvéolées) lorsqu'une redistribution transversale des charges est possible. Le ferrailage minimal peut également être omis dans les éléments secondaires (linteaux de portée ≤ 2 m par exemple) qui ne contribuent pas de manière significative à la résistance et à la stabilité d'ensemble de la structure.

(5) Dans les régions où $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ il convient de prévoir des armatures d'effort tranchant en quantité suffisante de telle sorte que $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ (voir l' Expression (6.8) page 63 du cours).

b. Éléments pour lesquels aucune armature d'effort tranchant n'est requise [6.2.2]

Il existe des éléments porteurs en béton armé qui ne possèdent pas d'armature transversale pour équilibrer les efforts tranchants, par exemple les dalles, les poutres de portée réduite comme les linteaux, les semelles de fondation superficielles, voiles en béton armé.

(1) L'effort tranchant résistant de calcul $V_{Rd,c}$ est donné par :

$$V_{Rd,c} = b_w \cdot d \cdot \max \left\{ \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right); \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \right\} \quad \dots (6.2a-b)$$

expression de $V_{Rd,c}$ en Newtons dans laquelle :

- f_{ck} est en MPa
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ avec d en mm
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- A_{sl} est l'aire de la section des armatures tendues, prolongées sur une longueur $\geq (l_{bd} + d)$ au-delà de la section considérée (voir Figure 6.3)
- b_w est la plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue, en mm
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$ en MPa
- N_{Ed} est l'effort normal agissant dans la section droite, dû aux charges extérieures appliquées et/ou à la précontrainte, en newtons ($N_{Ed} > 0$ pour la compression). L'influence des déformations imposées sur N_{Ed} peut être négligée
- A_c est l'aire de la section droite du béton, en mm²

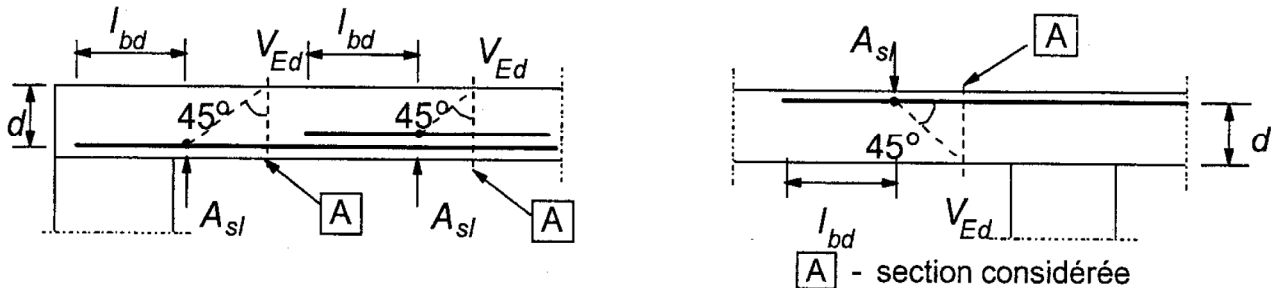
Dans le cas de la flexion simple, l'effort normal agissant est nul, les expressions sont donc simplifiées :

$$V_{Rd,c} = b_w \cdot d \cdot \max \left\{ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min} \right\}$$

NOTE : Les valeurs de $C_{Rd,c}$, v_{min} et k_1 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. La valeur recommandée pour $C_{Rd,c}$ est $0,18/\gamma_c$, la valeur recommandée pour v_{min} est donnée par l' Expression (6.3N) et la valeur recommandée pour k_1 est 0,15.

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \dots(6.3N)$$

Figure 6.3 Définition de A_{sl} dans l' Expression (6.2)



c. Éléments pour lesquels des armatures d'effort tranchant sont requises [6.2.3]

L'Eurocode 2 propose comme modèle un treillis comportant des bielles de béton comprimées inclinées d'un angle θ , et d'armatures transversales inclinées d'un angle α . Ce modèle est présenté sous une forme simplifiée en début de chapitre. Le règlement borne les valeurs de l'angle d'inclinaison de la bielle de béton comprimée.

(2) Il convient de limiter l'angle θ .

Les valeurs limites de $\cot \theta$ à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les limites recommandées sont données par l' Expression (6.7N).

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad \dots(6.7N)$$

Remarques :

- cet alinéa permet de choisir un angle θ tel que : $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
- L'inclinaison des armatures transversales est également encadrée, dans un article de l' Eurocode 2 concernant les dispositions constructives [9.2.2.1] : $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

(3) Dans le cas des éléments comportant des armatures d'effort tranchant verticales, la résistance à l'effort tranchant V_{Rd} est la plus petite des valeurs ci-dessous :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad \dots(6.8)$$

et

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad \dots(6.9)$$

où :

- A_{sw} est l'aire de la section des armatures d'effort tranchant
- s est l'espacement des cadres ou étriers ou épingles
- f_{ywd} est la limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant
- v_1 est un coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant

$$v_1 = v \quad \text{avec } v = 0,6[1 - f_{ck}/250] \quad \dots (6.6N)$$

- α_{cw} est un coefficient tenant compte de l'état de contrainte dans la membrure comprimée, $\alpha_{cw} = 1$ pour les structures non précontraintes

(4) Dans le cas des éléments comportant des armatures d'effort tranchant inclinées, l'effort tranchant résistant est la plus petite des valeurs ci-dessous :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} (\cot \theta + \tan \alpha) \sin \alpha \quad \dots(6.13)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \frac{(\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)} \quad \dots(6.14)$$

L'aire effective maximale de la section $A_{sw,max}$, pour $\cot \theta = 1$, est donnée par :

$$\frac{A_{sw,max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{2 \cdot \sin \alpha} \quad \dots(6.15)$$

Remarques : Les effets de la réduction de l'angle d'inclinaison θ des bielles de béton comprimé sont multiples.

- Le ratio d'armatures transversales diminue puisque le terme $\cot \theta$ augmente, voir (6.13) ci-avant,
- La contrainte de compression dans les bielles augmente, voir équilibre graphique en paragraphe 1.b. "les notations" page 58,
- L'effort de traction supplémentaire dans les armatures longitudinales augmente, ce qui augmente théoriquement l'aire de la section des armatures longitudinales.

d. Vérification de la contrainte de compression dans les bielles de béton

La relation (6.9) du paragraphe précédent met en évidence la relation entre l'angle d'inclinaison de la bielle de compression et la contrainte de compression dans celle-ci.

- pour $\theta = 45^\circ$ alors $\cot \theta = 1$ et le dénominateur de la relation (6.9) devient égal à 0,5
- pour $\theta = 21,8^\circ$ alors $\cot \theta = 2,5$ et le dénominateur de la relation (6.9) devient égal à 0,345

Pour le cas courant en bâtiment, sans précontrainte et avec des armatures verticales et un angle $\theta = 45^\circ$, alors l'expression (9.9) devient :

$$V_{Rd,max} = 0,5 b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}$$

La relation (6.9) peut alors être écrite différemment pour un béton armé non précontraint et devient :

$21,8^\circ$	\leq	θ	\leq	45°
$0,345 \cdot v_1 \cdot F_{cd}$	\leq	$V_{Rd,max} / (b_w \cdot z)$	\leq	$0,5 \cdot v_1 \cdot f_{cd}$

où :

- $V_{Rd,max} / (b_w \cdot z)$ est la contrainte de cisaillement dans la section droite,
- $v_1 \cdot f_{cd}$ représente la contrainte limite de compression dans la bielle comprimée,
- $V_{Rd,max} / (b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd})$ représente le rapport des deux contraintes.

alors $0,345 \leq V_{Rd,max} / (b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}) \leq 0,5$

Trois cas peuvent se produire :

- $V_{Rd,max} / (b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}) > 0,5$: alors $V_{Ed} > V_{Rd,max}$ il faut redimensionner la section droite ou mettre en œuvre un béton à performance supérieure car la contrainte de compression est supérieure à la limite.
- $0,5 > V_{Rd,max} / (b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}) > 0,345$: alors $V_{Ed} < V_{Rd,max}$ c'est le cas le plus courant.
- $0,345 > V_{Rd,max} / (b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}) > 0$: alors $V_{Ed} < V_{Rd,max}$ c'est le cas où l'effort tranchant est très faible, ou bien le cas où la section droite a des dimensions importantes. La contrainte de compression dans la bielle est inférieure à la limite.

e. Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant V_{Ed}

La valeur de calcul de la sollicitation d'effort tranchant agissante peut être calculée avec les outils de la mécanique. Dans ce cas, et à défaut d'indication complémentaire, la portée de calcul est la distance entre nus d'appuis. C'est cette valeur qui est prise en compte pour vérifier la résistance de la bielle comprimée d'appuis.

charges uniformément réparties

[6.2.1] (8) Dans le cas des éléments soumis principalement à des charges uniformément réparties, il n'y a pas lieu d'effectuer de vérification à l'effort tranchant à une distance au nu de l'appui inférieure à d . Il convient de maintenir les armatures d'effort tranchant requises jusqu'au droit de l'appui. Il convient également de vérifier que l'effort tranchant sur appui n'excède pas $V_{Rd,max}$ (voir également 6.2.2 (6) et 6.2.3 (8)).

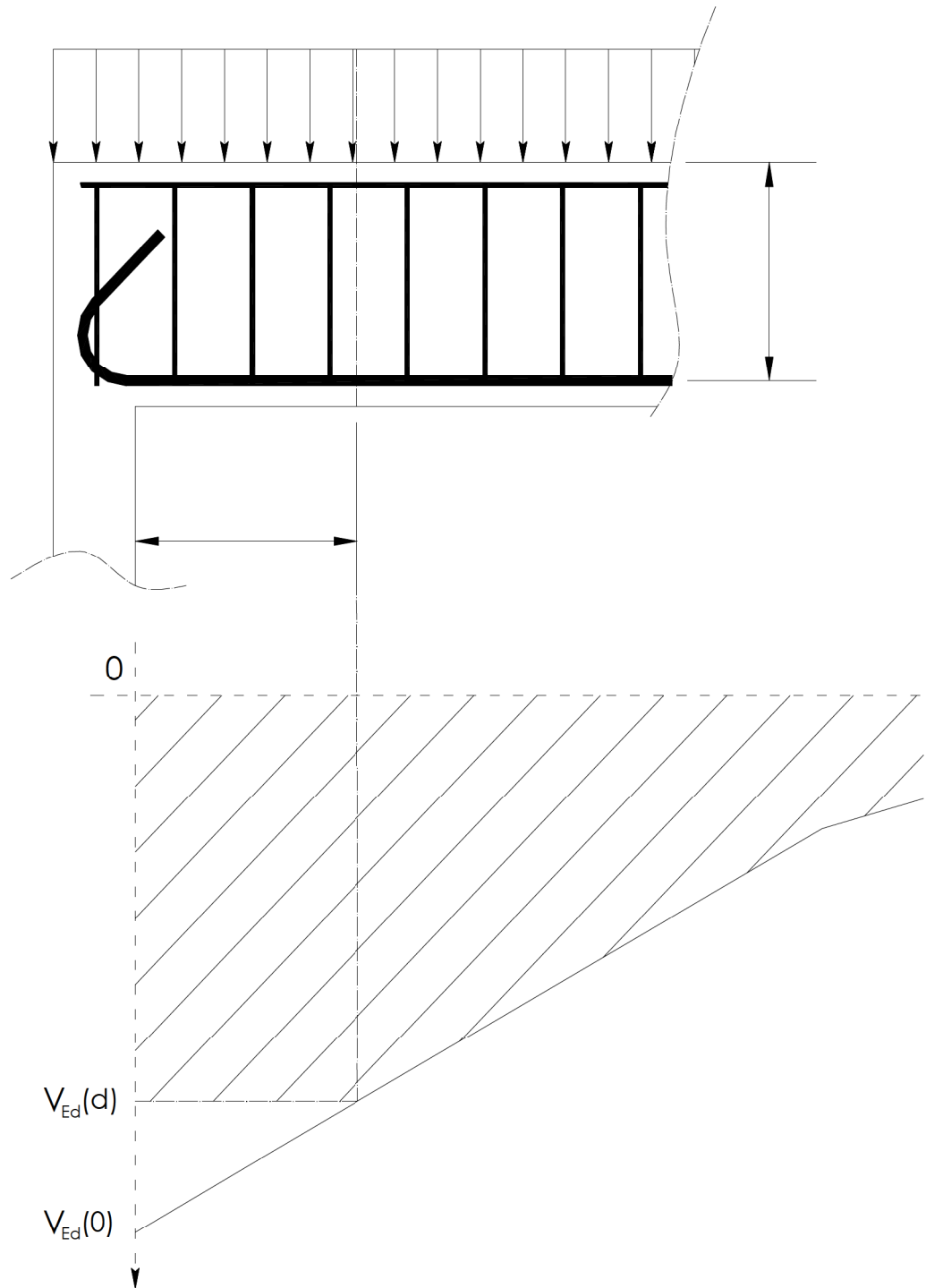


Illustration 20 : valeur de calcul de l'effort tranchant agissant dans le cas d'un chargement réparti uniformément

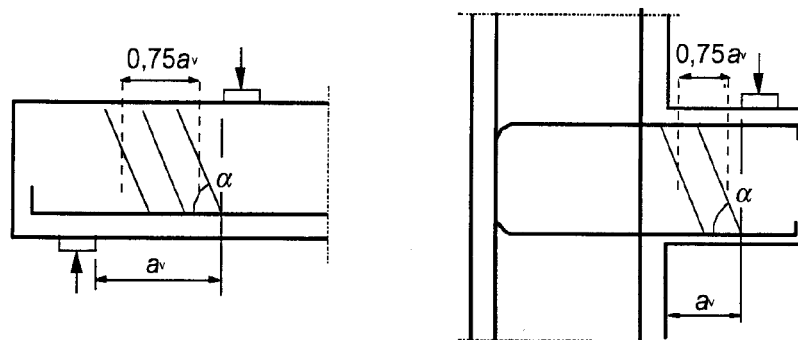
Charge ponctuelles appliquées au voisinage d'appuis [6.2.3 (8)]

(8) Lorsque des charges sont appliquées sur la face supérieure de l'élément, à une distance a_v du nu de l'appui telle que $0,5 d \leq a_v \leq 2,0 d$, la contribution de cette charge à l'effort tranchant agissant V_{Ed} peut être minorée par $\beta = a_v / l$. Pour l'effort tranchant V_{Ed} ainsi calculé, il convient de satisfaire la condition :

$$V_{Ed} \leq A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \quad \dots(6.19)$$

où $A_{sw} \cdot f_{ywd}$ est la résistance des armatures qui traversent les fissures d'effort tranchant dans la zone chargée (voir Figure 6.6). Il convient de ne tenir compte des armatures d'effort tranchant que dans la partie centrale, sur une longueur de $0,75 a_v$. Il convient d'appliquer la réduction par β pour le seul calcul des armatures d'effort tranchant. Cette réduction est uniquement valable lorsque les armatures longitudinales sont complètement ancrées au droit de l'appui.

Figure 6.6 Armatures d'effort tranchant dans des travées courtes, avec bielle de transmission directe



Pour $a_v < 0,5 \cdot d$, il convient d'adopter $a_v = 0,5 \cdot d$

f. Répartition des armatures transversales, détermination des espacements.

L'aire des armatures transversales telle qu'elle est calculée en c) dépend donc directement de la valeur de calcul de l'effort tranchant agissant, noté V_{Ed} . Il en résulte que la quantité d'armatures transversales est plus importante dans les zones où l'effort tranchant agissant est élevé que dans les zones où il est faible, voire nul. Pour des raisons évidentes d'économie de matière et de main d'œuvre, il est indispensable d'optimiser la quantité d'armatures transversales en modulant l'espacement des cours d'armatures.

La relation (6.8) permet de déterminer un couple de valeur, A_{sw} et s , plus précisément le rapport des deux valeurs. Ainsi le choix constructif permettant de déterminer A_{sw} donne l'espacement s , inversement, le choix d'un espacement permet de déduire la valeur de A_{sw} ⁷. Cette répartition se construit sur le diagramme enveloppe des efforts tranchants agissants. Un préalable indispensable est donc l'établissement des diagrammes enveloppes et des valeurs maximales de calcul des sollicitations agissantes, V_{Ed} et M_{Ed} .

Données : Diagramme enveloppe des sollicitations agissantes d'effort tranchant, géométrie complète de la poutre, aire des armatures longitudinales dites de flexion. La détermination commence quand le choix du premier couple de valeurs ($A_{sw} ; s_0$) est fait (s_0 doit être fixé si possible dans la série de Caquot⁸)

Espacement $s_0 / 2$: Premier espacement entre le nu d'appui et la première armature transversale de la travée.

Espacement s_0 : Calculé avec la sollicitation agissante d'effort tranchant, il est répété n fois.

Espacement s_1 : Après quelques répétitions, on constate que l'effort tranchant agissant est inférieur à l'effort tranchant résistant $V_{Rd,0}$. Il devient économique d'augmenter s en choisissant une nouvelle valeur, s_1 . L'effort tranchant résistant $V_{Rd,1}$ est alors plus faible que $V_{Rd,0}$ conformément à la relation (6.8).

⁷ Un espacement en zone d'appuis ou en travée peut être imposé par exemple par le passage d'une réservation dans l'âme de la poutre ou bien la position d'une poutre transversale.

⁸ La série de Caquot est : 10, 11, 13, 16, 20, 25, 35 (cm)

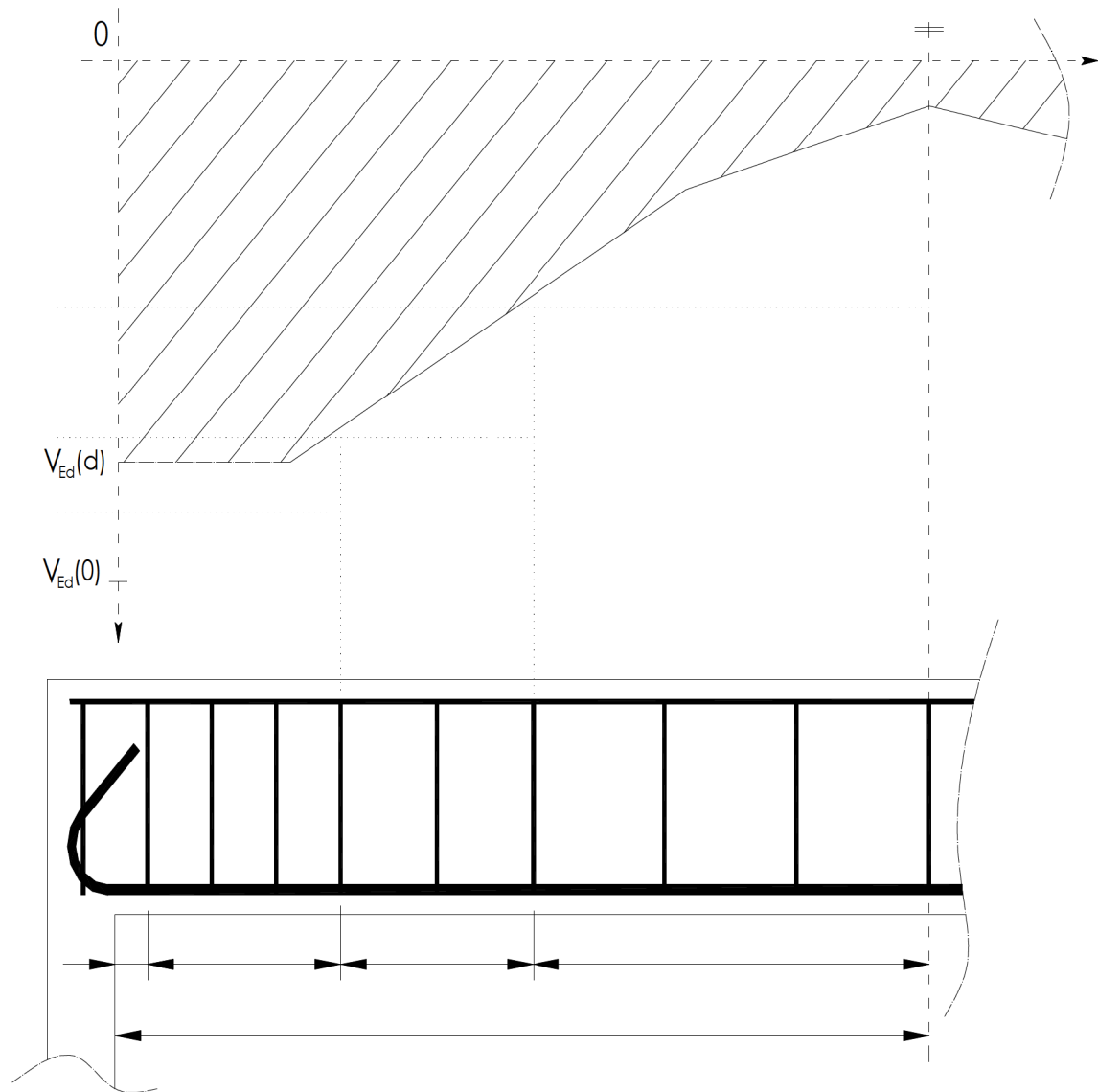


Illustration 21 : épure de répartition des armatures transversales

Remarques :

- La position depuis le nu d'appui du premier cours d'armatures transversales n'est pas calculée. Elle est déterminée « forfaitairement » et est généralement prise égale à $s_0/2$, où s_0 est le premier espacement calculé sur la base de la valeur de calcul de l'effort tranchant agissant.
- Lorsque les premiers espacements sont faibles, de 50 mm à 100 mm, il faut tenir compte des impératifs liés à la mise en œuvre du béton. Il faut que le béton frais s'écoule entre les armatures jusqu'en fond de coffrage. L'aiguille vibrante doit passer entre les armatures afin de vibrer tout le volume de béton et assurer de bonnes conditions de mise en œuvre et donc de durabilité.
- Lorsque le premier espacement calculé est élevé, en particulier supérieur à la valeur maximale alors il faut réduire l'aire de la section des armatures transversales pour une raison d'économie évidente. Cela peut se produire par exemple dans une zone de sollicitation d'effort tranchant faible ou de présence de réservation.
- La mise en œuvre de **réservations dans l'âme de poutres** coulées en place ou préfabriquées pose le problème de la transmission des efforts vers les appuis. Le modèle de treillis tel qu'il est représenté en début de ce chapitre suppose que les bielles de béton comprimées peuvent transmettre l'effort aux armatures transversales. La problématique est posée par la position des réservations et leur dimension.

g. Décalage de la courbe enveloppe des moments de flexion [9.2.1.3] (2)

La figure ci-dessous illustre l'influence de l'inclinaison de la bielle de béton comprimé sur l'effort dans la membrure inférieure tendue. Voir figure du cours sur l'effort tranchant page 59.

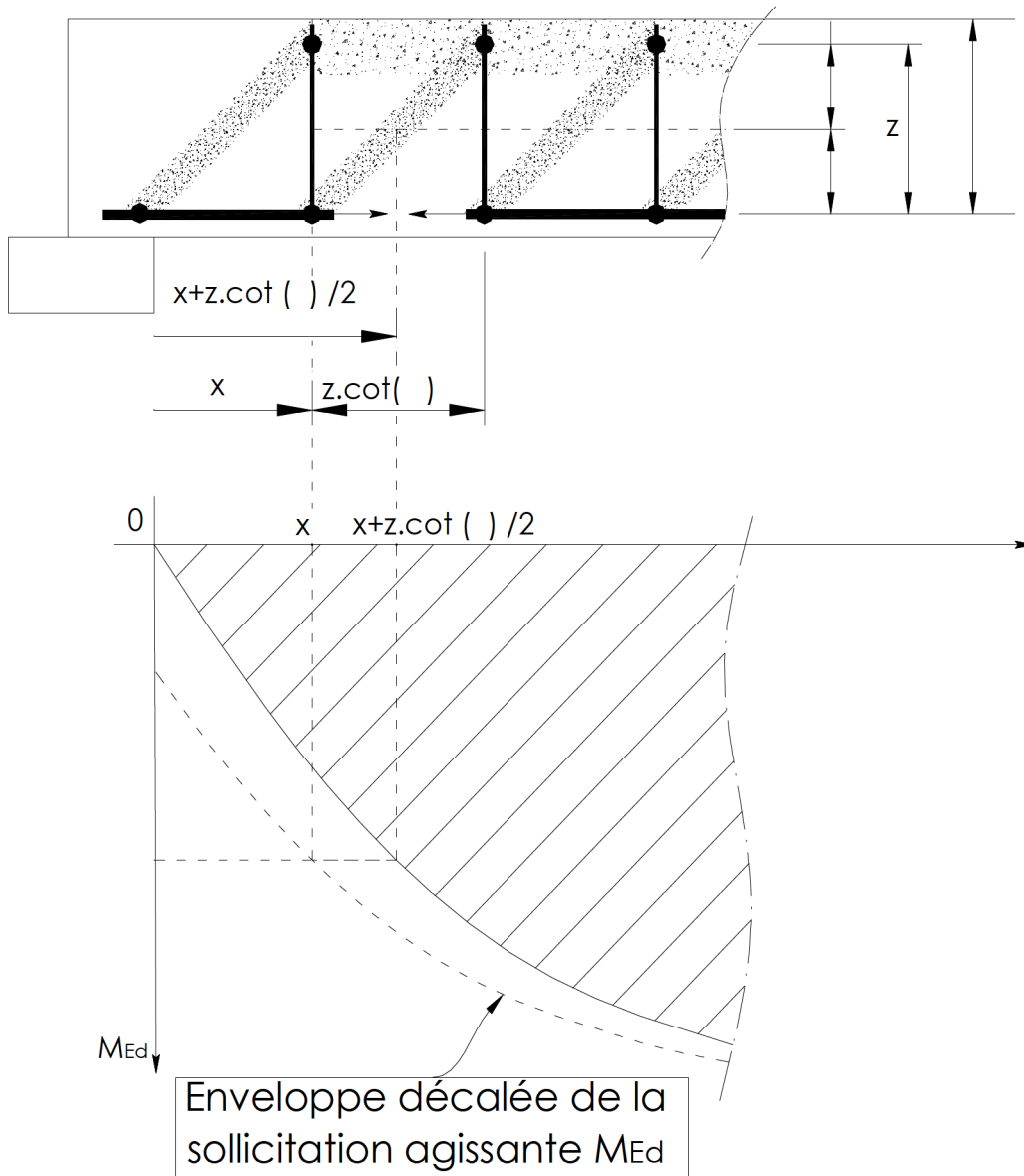


Illustration 22 : décalage de la sollicitation agissante de flexion

Les armatures placées à une abscisse x sont calculées à partir du moment de flexion situé à l'abscisse $x + z \cdot \cot(\theta)/2$. En effet, on démontre que l'effort normal dans l'armature à l'abscisse x dépend de la sollicitation agissante à $x + z \cdot \cot(\theta)/2$:

$$\text{Pour } \theta = 45^\circ, \quad M_{Ed}(x+z) = F_{t,Ed}(x) \cdot z + V_{Ed}(x + \frac{z}{2}) \cdot \frac{z}{2}, \quad V_{Ed}(x + \frac{z}{2}) = \frac{M_{Ed}(x+z) - M_{Ed}(x + \frac{z}{2})}{\frac{z}{2}} \Rightarrow F_s(x) = \frac{M_{Ed}(x + \frac{z}{2})}{z}$$

Il convient donc pour chaque abscisse d'avoir le tracé de l'enveloppe de la sollicitation agissante. Pour cela il faut décaler cette courbe enveloppe de la valeur $Z \cdot \cot(\theta)/2$

Ce décalage horizontal s'effectue du côté qui majore la sollicitation de calcul en valeur absolue. C'est sur cette sollicitation agissante décalée que sera construit l'arrêt des barres longitudinales.

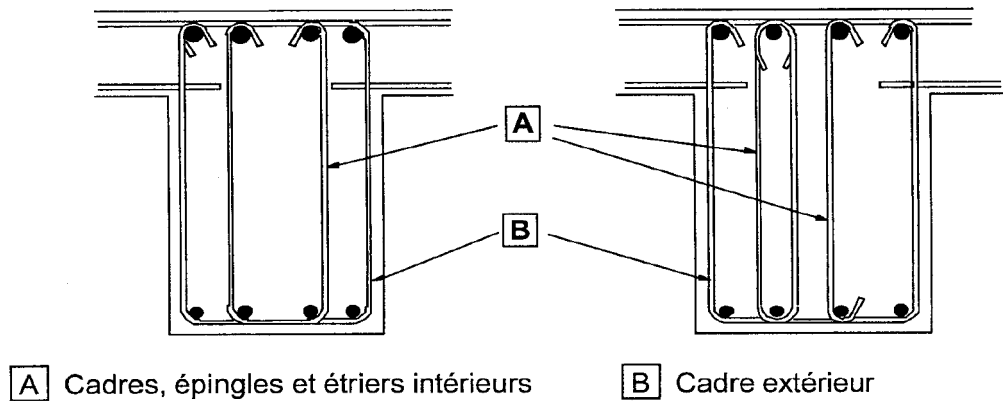
3. dispositions constructives

a. Armatures d'effort tranchant [9.2.2]

(2) Les armatures d'effort tranchant peuvent être composées d'une combinaison de :

- cadres, étriers ou épingles entourant les armatures longitudinales tendues et la zone comprimée (voir Figure 9.5);
- barres relevées;
- cadres ouverts, échelles, épingles, etc., façonnés sans entourer les armatures longitudinales mais correctement ancrés dans les zones comprimées et tendues.

Figure 9.5 Exemples d'armatures d'effort tranchant



A Cadres, épingles et étriers intérieurs

B Cadre extérieur

(3) Il convient que les cadres, étriers et épingles soient efficacement ancrés. Un recouvrement sur le brin vertical situé près de la surface de l'âme est autorisé sous réserve que le cadre ne participe pas à la résistance à la torsion.

(4) Il convient qu'au moins β_3 des armatures d'effort tranchant nécessaires soient sous forme de cadres, étriers ou épingles. La valeur de β_3 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\beta_3 = 0,5$.

(5) Le taux d'armatures d'effort tranchant est donné par l' Expression (9.4) :

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad \dots (9.4)$$

où :

- ρ_w est le taux d'armatures d'effort tranchant ρ_w ne devrait pas être inférieur à $\rho_{w,min}$
- A_{sw} est l'aire de la section des armatures d'effort tranchant régnant sur la longueur s
- s est l'espacement des armatures d'effort tranchant, mesuré le long de l'axe longitudinal de l'élément
- b_w est la largeur de l'âme de l'élément
- α est l'angle d'inclinaison entre les armatures d'effort tranchant et l'axe longitudinal (voir 9.2.2 (1)).

La valeur de $\rho_{w,min}$ à utiliser pour des poutres, dans un pays donné, peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par l' Expression (9.5N) :

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \dots (9.5N)$$

(6) Il convient que l'espacement longitudinal maximal entre les cours d'armatures d'effort tranchant ne soit pas supérieur à $s_{l,max}$. La valeur de $s_{l,max}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par l' Expression (9.6N) :

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d (1 + \cot \alpha) \quad \dots (9.6N)$$

(8) Il convient que l'espacement transversal des brins verticaux dans une série de cadres, étriers ou épingles d'effort tranchant ne soit pas supérieur à $s_{t,max}$. La valeur de $s_{t,max}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par l' Expression (9.8N) $s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$... (9.8N)

b. Démarche calculatoire de projet :

Les indications portent sur le cas où l'inclinaison de la bielle de béton comprimé est $\theta = 45^\circ$

Un organigramme proposera la démarche à suivre pour le cas où on souhaite utiliser la possibilité d'incliner la bielle de compression d'un angle $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$. Cela présente un intérêt car il y aura moins d'armatures transversales. Leur ratio sera plus faible, il y aura donc une double économie de matière et de main d'œuvre.

Données du projet :

- Projet : classe structurale, classe d'environnement, conditions de réalisation.
- Matériaux : acier B..., béton C../..
- Géométrie : b_w, b_{eff}, h, h_f, d est estimée puis contrôlée en fin de calcul. z peut être approché par $z = 0,9 \cdot d$ si aucune information pour déterminer sa valeur exacte.
- Valeurs de calcul des sollicitations agissantes à l' E.L.U. : M_{Ed}, V_{Ed}

Les armatures d'effort tranchant sont-elles requises ?

Deux cas sont possibles :

- **Oui si** la valeur de calcul de l'effort tranchant agissant est supérieur à l'effort tranchant résistant de calcul : $V_{Ed}(d) > V_{Rd,c}$ (6.2a)
- **Non si** $V_{Ed}(d) < V_{Rd,c}$, il convient alors de disposer un pourcentage d'acier transversal minimum (voir [9.2.2.5] dans le paragraphe dispositions constructives).

Vérification de la contrainte de compression dans les bielles

- $V_{Ed}(0) > V_{Rd,max}$ alors il faut redimensionner la section droite afin d'augmenter b_w ou z , ou bien augmenter la valeur de la résistance en compression du béton f_{cd} . Il est également possible de partir de $V_{Rd,max}$ pour définir la géométrie la plus efficace pour ce critère.
- $V_{Ed}(0) < V_{Rd,max}$ alors la résistance des bielles de compression est suffisante.

Vérification des bielles d'appui avec $V_{Ed}(0)$.

Calculer l'effort tranchant résistant $V_{Rd,s}$

L'effort tranchant résistant de calcul $V_{Rd,s}(A_{sw}; s)$ est à comparer à $V_{Ed}(d)$. On doit toujours vérifier :

$$V_{Rd,s} > V_{Ed}(d).$$

Calcul de l'aire des armatures transversales A_{sw}

L'expression de $V_{Rd,s}$ permet d'extraire la valeur de A_{sw} : $A_{sw} / s = V_{Ed}(d) / (z \cdot f_{ywd})$

Le choix constructif d'une section d'acier permet ensuite de déterminer l'espacement associé, noté s .

Choix constructif, dispositions constructives

$s_{l,max}, s_{t,max}, \rho_{w,min}, \rho_{w,max}$

c. Organigramme général de la procédure de calcul.

