

Pierre Guillemont

EDITIONS

LE MONITEUR

Aide-mémoire des **OUVRAGES** **EN BÉTON ARMÉ**

4^e édition

- ▶ Règles générales
- ▶ Poteaux, poutres, dalles, planchers-dalles
- ▶ Comportement au feu
- ▶ Fondations, murs de soutènement

DUNOD

Le pictogramme qui figure ci-contre mérite une explication. Son objet est d'alerter le lecteur sur la menace que représente pour l'avenir de l'écrit, particulièrement dans le domaine de l'édition technique et universitaire, le développement massif du photocopillage.

Le Code de la propriété intellectuelle du 1^{er} juillet 1992 interdit en effet expressément la photocopie à usage collectif sans autorisation des ayants droit. Or, cette pratique s'est généralisée dans les établissements

d'enseignement supérieur, provoquant une baisse brutale des achats de livres et de revues, au point que la possibilité même pour

les auteurs de créer des œuvres nouvelles et de les faire éditer correctement est aujourd'hui menacée.

Nous rappelons donc que toute reproduction, partielle ou totale, de la présente publication est interdite sans autorisation de l'auteur, de son éditeur ou du Centre français d'exploitation du

droit de copie (CFC, 20, rue des Grands-Augustins, 75006 Paris).



© Dunod, Paris, 1997, 2006, 2009, 2013
978-2-10-059126-8

Le Code de la propriété intellectuelle n'autorisant, aux termes de l'article L. 122-5, 2° et 3° a), d'une part, que les « copies ou reproductions strictement réservées à l'usage privé du copiste et non destinées à une utilisation collective » et, d'autre part, que les analyses et les courtes citations dans un but d'exemple et d'illustration, « toute représentation ou reproduction intégrale ou partielle faite sans le consentement de l'auteur ou de ses ayants droit ou ayants cause est illicite » (art. L. 122-4).

Cette représentation ou reproduction, par quelque procédé que ce soit, constituerait donc une contrefaçon sanctionnée par les articles L. 335-2 et suivants du Code de la propriété intellectuelle.

Table des matières

Avant-propos	1
1 ■ Présentation	3
1.1 Les Eurocodes	3
1.2 L'Eurocode 0 – Bases des calculs de structure	6
1.3 L'Eurocode 1 – Actions	13
1.4 L'Eurocode 2 – Structures en béton	14
1.5 Notations utilisées dans les Eurocodes	14

A

Règles générales

2 ■ Matériaux	21
2.1 Béton	21
2.2 Aciers de béton armé	32
2.3 Association acier-béton	33
2.4 Durabilité et dispositions constructives	45
3 ■ Actions	55
3.1 Actions permanentes	55
3.2 Actions variables	58
3.3 Actions accidentelles	63

4 ■ Sollicitations 65

- 4.1 Analyse structurale 65
- 4.2 Modélisation 66

5 ■ États limites ultimes 77

- 5.1 Flexion simple et composée 77
- 5.2 Effort tranchant 91
- 5.3 Liaison entre les membrures d'une poutre et l'âme 106
- 5.4 Torsion 107
- 5.5 Poinçonnement 121
- 5.6 Modèles bielles et tirants 128
- 5.7 Pressions localisées 138

6 ■ États limites de service 141

- 6.1 Généralités 141
- 6.2 Limitation des contraintes 141
- 6.3 Maîtrise de la fissuration 143
- 6.4 État limite de déformation 157

B

Règles applicables aux éléments courants

7 ■ Poteaux et voiles 169

- 7.1 Effets du second ordre 169
- 7.2 Méthodes d'analyse 172
- 7.3 Poteaux 178
- 7.4 Voiles 192
- 7.5 Dispositions constructives des murs 196

8 ■ Poutres 203

8.1 Sollicitations	203
8.2 Armatures longitudinales	217
8.3 Armatures transversales	225

9 ■ Dalles 229

9.1 Définitions	229
9.2 Sollicitations	230
9.3 Armatures de flexion	231
9.4 Dispositions sur les appuis	233
9.5 Armatures d'effort tranchant	233
9.6 Armatures de chaînage	239
9.7 Éléments saillants	242

C**Règles particulières****10 ■ Planchers-dalles 245**

10.1 Analyse des planchers-dalles	245
10.2 Dispositions constructives	246

11 ■ Comportement au feu 251

11.1 Généralités	251
11.2 Valeurs tabulées	253
11.3 Méthodes simplifiées	260
11.4 Effort tranchant, torsion et ancrage des armatures	272
11.5 Éclatement	274
11.6 Jonctions	276
11.7 Revêtements de protection	276

12 ■ Fondations superficielles 277

12.1	Domaine d'application	277
12.2	Modèle de comportement	281
12.3	Justifications vis-à-vis du sol de fondation	286
12.4	Justifications vis-à-vis des matériaux	290
12.5	Dispositions constructives	304

13 ■ Fondations profondes 307

13.1	Domaine d'application	307
13.2	Modèle de comportement	307
13.3	Justifications vis-à-vis du sol	318
13.4	Justifications vis-à-vis des matériaux	319

14 ■ Murs de soutènement 339

14.1	Généralités	339
14.2	Actions	339
14.3	Justifications	345

Bibliographie 353

Index 355

Avant-propos

La rédaction du présent Aide-mémoire a été conduite avec l'idée constante que l'ingénieur de bureau d'études doit trouver rapidement dans cet ouvrage la réponse à la question qu'il se pose pour la justification d'un élément ou d'un ouvrage de béton armé qu'il peut rencontrer dans le cadre d'un projet de bâtiment.

Cette 4^e édition est conforme aux Eurocodes. Elle traite aussi bien des règles générales (partie A) que des règles applicables aux éléments courants que sont les poteaux et voiles, les poutres et les dalles (partie B).

Elle traite également des règles particulières relatives aux planchers-dalles, au calcul du comportement au feu et des fondations superficielles ou profondes, ainsi que les murs de soutènement (partie C).

Il peut être utile de préciser qu'il ne s'agit pas dans cet Aide-mémoire de procéder à une analyse exhaustive de la réglementation, mais d'en présenter les prescriptions pour une utilisation pratique, volontairement limitée aux cas les plus courants.

C'est ainsi par exemple que ne sont pas traités la question de la fatigue, les structures préfabriquées, les structures en béton de granulats légers ou les structures en béton non armé ou faiblement armé. Les bétons de classe de résistance supérieure à 50 MPa ne sont pas pris en compte.

Cet ouvrage prend également en compte les *Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 et de son annexe nationale relatives au calcul des structures en béton*.

Les références entre crochets renvoient au numéro de l'article correspondant de l'Eurocode 2.

1

Présentation

1.1 Les Eurocodes

1.1.1 La réglementation

Parallèlement à l'évolution technique, la codification et la réglementation dans le domaine de la construction se sont développées, en intégrant les acquisitions faites quant à la connaissance du comportement des matériaux et les enseignements tirés de l'expérience.

Pour ce qui concerne les règles de conception des ouvrages en béton armé, les premières théories donnent lieu en France aux circulaires de 1906 et 1934.

La première génération de réglementation est dite « aux contraintes admissibles ». Il s'agit des Règles BA 45 et BA 60, CCBA 68.

La génération en vigueur en France est dite « aux états limites ». Il s'agit des **Règles BAEL** 83, 91 et 99. Les **Règles BAEL** font partie d'une réglementation nationale dont l'ensemble couvre l'essentiel du domaine de la construction.

Les Eurocodes sont des codes de conception-calcul des ouvrages de structure établis au plan européen et destinés à se substituer progressivement aux normes nationales correspondantes dans chacun des États membres.

1.1.2 Les Eurocodes

Dans le domaine des règles de conception-calcul, il s'agit de dix textes codificatifs formant un ensemble cohérent se déclinant comme suit :

- ▶ EN 1990 – Bases de calcul des structures.
- ▶ EN 1991 – Actions sur les structures.
- ▶ EN 1992 – Calcul des structures en béton.
- ▶ EN 1993 – Calcul des structures en acier.
- ▶ EN 1994 – Calcul des structures mixtes acier-béton.
- ▶ EN 1995 – Calcul des structures en bois.
- ▶ EN 1996 – Calcul des structures en maçonnerie.
- ▶ EN 1997 – Calcul géotechnique.
- ▶ EN 1998 – Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes.
- ▶ EN 1999 – Calcul des structures en alliage d'aluminium.

Indice EN	Titre EN
EN 1991	Actions sur les structures
1991-1-1	Densités, poids propres et charges d'exploitation
1991-1-2	Actions sur les structures exposées au feu
1991-1-3	Charges de neige
1991-1-4	Actions du vent
1991-1-5	Actions thermiques
1991-1-6	Charges et déformations imposées pendant l'exécution
1991-1-7	Actions accidentelles
1991-2	Charges sur les ponts dues au trafic
1991-3	Actions induites par les ponts roulants, les grues et la machinerie
1991-4	Actions dans les silos et réservoirs
EN 1992	Calcul des structures en béton
1992-1-1	Règles communes pour les structures de bâtiment et de génie civil
1992-1-2	Calcul de la résistance au feu
1992-2	Ponts
1992-3	Structures de soutènement et réservoirs
EN 1993	Calcul des structures en acier
1993-1-1	Généralités – Règles communes
1993-1-2	Résistance au feu
1993-1-3	Généralités – Profilés et plaques à parois minces formés à froid
1993-1-4	Généralités – Structures en acier inoxydable

1993-1-5	Généralités – Résistance des plaques planes raidies chargées dans leur plan
1993-1-6	Généralités – Résistance et stabilité des structures en coques
1993-1-7	Généralités – Résistance des plaques planes raidies chargées hors de leur plan
1993-1-8	Calcul des assemblages
1993-1-9	Résistance à la fatigue
1993-1-10	Évaluation de résistance à la rupture fragile
1993-1-11	Utilisation des câbles à haute résistance
1993-2	Ponts
1993-3	Bâtiments
1993-4-1	Silos
1993-4-2	Réservoirs
1993-4-3	Pipelines
1993-5	Pieux
1993-6	Structures de chemins de roulement
1993-7-1	Pylônes et mâts haubanés
1993-7-2	Cheminées
EN 1994	Calcul des structures mixtes acier-béton
1994-1-1	Règles communes
1994-1-2	Résistance au feu
1994-2	Ponts
EN 1995	Calcul des structures en bois
1995-1-1	Règles communes applicables aux bâtiments
1995-1-2	Résistance au feu
1995-2	Ponts
EN 1996	Calcul des structures en maçonnerie
1996-1-1	Règles pour maçonneries renforcées ou non
1996-1-2	Calcul de la résistance au feu
1996-1-3	Règles détaillées pour les charges latérales
1996-2	Choix des matériaux et exécution des structures en maçonnerie
1996-3	Méthode de calcul simplifiée pour les structures en maçonnerie
EN 1997	Calcul géotechnique
1997-1	Règles générales
1997-2	Conception assistée par les essais de laboratoire
1997-3	Conception assistée par les essais en place

EN 1998	Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes
1998-1	Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments
1998-2	Ponts
1998-3	Renforcement et réparation des bâtiments
1998-4	Silos, réservoirs et canalisations
1998-5	Fondations, structures de soutènement et aspects géotechniques
1998-6	Tours, mâts et cheminées
EN 1999	Calcul des structures en alliage d'aluminium
1999-1-1	Règles générales et règles applicables aux bâtiments
1999-1-2	Calcul de la résistance au feu
1999-2	Structures susceptibles à la fatigue

1.2 L'Eurocode 0 – Bases des calculs de structure

L'Eurocode 0 (EN 1990) traite des bases des calculs de structure.

1.2.1 Exigences de base

Le calcul des structures en béton doit être conforme aux règles générales données dans l'EN 1990.

Les exigences de base de l'EN 1990 section 2 sont réputées satisfaites lorsque sont remplies conjointement les conditions ci-après :

- ▶ calcul aux états limites avec la méthode des coefficients partiels et combinaisons d'actions selon l'EN 1990 ;
- ▶ actions conformes à l'EN 1991 ;
- ▶ résistance, durabilité et aptitude au service conformes à l'EN 1992-1-1.

1.2.2 Gestion de la fiabilité

La fiabilité requise pour les structures doit être obtenue :

- ▶ par un dimensionnement conforme aux EN 1990 à 1999 ;
- ▶ par des mesures appropriées en matière d'exécution, et de gestion de la qualité.

1.2.3 Durée d'utilisation de projet

La durée d'utilisation de projet doit être normalement spécifiée. Elle est fonction de la catégorie de durée d'utilisation de projet (tableau ci-après).

Durée d'utilisation – Valeurs de l'Annexe nationale

Catégorie	Durée d'utilisation	Exemples
1	10 ans	Structures provisoires
2	25 ans	Éléments structuraux remplaçables, par exemple appareils d'appui
3	25 ans	Structures agricoles et similaires
4	50 ans	Structures de bâtiments et autre structures courantes
5	100 ans	Structures monumentales de bâtiments, ponts et autres ouvrages de génie civil

1.2.4 Principes du calcul aux états limites

Les états limites sont des états idéalisés qui ne doivent pas être atteints sous peine de ne plus permettre à la construction de satisfaire les exigences du projet.

■ Situations de projet

Le recensement des états limites suppose une analyse des différentes situations que l'on peut raisonnablement s'attendre à rencontrer lors de l'exécution ou de l'utilisation de la construction.

Dans les cas courants, on distingue :

- ▶ les situations durables, qui font référence aux conditions d'utilisation normales ;
- ▶ les situations transitoires, qui font référence à des conditions temporaires, par exemple en cours de construction ou de réparation ;
- ▶ les situations accidentelles, qui font référence à des conditions exceptionnelles comme un incendie, une explosion ou un choc ;
- ▶ les situations sismiques, qui font référence aux conditions rencontrées lors de tremblements de terre.

■ États limites ultimes

Les états limites ultimes sont associés à une rupture. Ils concernent la sécurité des personnes et/ou la sécurité de la structure.

L'Eurocode classe les états limites ultimes en EQU, qui correspond à une perte d'équilibre statique, STR, qui correspond à une défaillance d'éléments structuraux, GEO, qui correspond à une défaillance du sol, et FAT, qui correspond à une défaillance due à la fatigue.

■ États limites de service

Les états limites de service rendent l'usage incompatible avec les exigences de fonctionnement, de confort pour les usagers ou d'aspect.

Une distinction doit être faite entre les états limites de services réversibles, pour lesquels on considère les combinaisons fréquentes et quasi-permanentes, et les états limites irréversibles pour lesquels on considère les combinaisons caractéristiques.

1.2.5 Vérification par la méthode des coefficients partiels

Les règles relatives à la méthode des coefficients partiels, et les formats de combinaisons d'actions pour les états limites ultimes et de service sont donnés dans l'EN 1990 section 6.

On doit vérifier que dans toutes les situations de projet à examiner, aucun état limite n'est dépassé.

■ Valeurs de calcul des effets des actions

La valeur de calcul F_d d'une action F peut s'exprimer sous forme générale par :

$$F_d = \gamma_f F_{\text{rep}}$$

où F_{rep} est la valeur représentative appropriée de l'action, et γ_f un coefficient partiel pour l'action ; $F_{\text{rep}} = \psi F_k$; F_k est la valeur caractéristique de l'action.

Pour un cas de charge spécifique, la valeur de calcul E_d de l'effet des actions peut s'exprimer sous forme générale par :

$$E_d = \gamma_{\text{sd}} E\{\gamma_{f,i} F_{\text{rep},i} ; a_d\}$$

avec a_d la valeur de calcul des données géométriques, et γ_{sd} un coefficient partiel tenant compte des incertitudes dans la modélisation des effets des actions.

Dans la plupart des cas, on peut simplifier en écrivant :

$$E_d = E\{\gamma_{F,i} F_{\text{rep},i} ; a_d\}$$

avec $\gamma_{F,i} = \gamma_{\text{sd}} \gamma_{f,i}$

■ Valeurs de calcul de la résistance

La valeur de calcul X_d d'une propriété de matériau peut s'exprimer sous forme générale par :

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m}$$

où X_k est la valeur caractéristique du matériau ; η est un coefficient de conversion qui tient compte des paramètres tels que les effets du volume, de l'humidité ou de la température ; γ_m est un coefficient partiel pour la propriété du matériau.

La valeur de calcul R_d de la résistance peut s'exprimer sous forme générale par :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\left\{\eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right\}$$

avec γ_{Rd} un coefficient partiel qui couvre l'incertitude du modèle de résistance.

Dans la plupart des cas, on peut simplifier en écrivant :

$$R_d = R\left\{\eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d\right\}$$

avec $\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \gamma_{m,i}$

■ Coefficients partiels γ_M sur les matériaux

Le coefficient partiel sur le béton γ_c et le coefficient de sécurité partiel sur l'acier γ_s ont les valeurs suivantes :

	γ_c	γ_s
Pour les combinaisons fondamentales	1,5	1,15
Pour les combinaisons accidentelles, à l'exception du séisme	1,2	1,0
Pour les états limites de service	1,0	1,0

■ Coefficients partiels réduits γ_M sur les matériaux

L'Annexe A, informative, donne des recommandations pour des coefficients partiels réduits relatifs aux matériaux.

□ Réduction basée sur des tolérances réduites

Si l'exécution est soumise à un système de contrôle de la qualité qui garantit que les écarts défavorables des dimensions de la section droite sont inférieurs aux tolérances réduites données dans le tableau ci-dessous, le coefficient partiel pour les armatures peut être réduit à la valeur $\gamma_{s,red1} = 1,1$.

En outre, s'il est démontré que le coefficient de variation de la résistance du béton n'est pas supérieur à 10 %, le coefficient partiel relatif au béton peut être réduit à la valeur $\gamma_{c,red1} = 1,4$.

Tolérances réduites

h ou b (mm)	≤ 150	400	$\geq 2\ 500$
Tolérance sur les dimensions de la section transversale $\pm\Delta h$, $\pm\Delta b$ (mm)	5	10	30
Tolérance sur la position moyenne des armatures dans la direction défavorable pour la hauteur utile (mm)	5	10	20

On peut effectuer une interpolation pour les valeurs intermédiaires.

□ **Réduction basée sur l'utilisation, pour le calcul, de données géométriques réduites ou mesurées**

Si le calcul de la résistance est basé sur des données géométriques critiques, y compris la hauteur utile, qui sont, soit réduites par les imperfections, soit mesurées dans la structure finie, les coefficients partiels peuvent être réduits aux valeurs $\gamma_{s,red2} = 1,05$ et $\gamma_{c,red2} = 1,45$.

En outre, s'il est démontré que le coefficient de variation de la résistance du béton n'est pas supérieur à 10 %, le coefficient partiel relatif au béton peut être réduit à la valeur $\gamma_{c,red3} = 1,35$.

□ **Réduction basée sur l'évaluation de la résistance du béton dans la structure finie**

Pour des valeurs de résistance du béton mesurées sur des essais dans un élément ou une structure terminés (voir l'EN 137911, l'EN 206-1 et les normes de produit appropriées), γ_c peut être réduit au moyen du coefficient de conversion $\eta = 0,85$.

Cependant, après application des réductions éventuelles telles qu'envisagées précédemment, la valeur résultante du coefficient partiel ne devrait pas être prise inférieure à $\gamma_{c,red4} = 1,3$.

1.2.6 États limites ultimes

■ Vérification de l'équilibre statique et de la résistance

Lorsque l'on considère un état limite d'équilibre statique (EQU), il faut vérifier que :

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

avec $E_{d,dst}$ la valeur de calcul de l'effet des actions déstabilisatrices, et $E_{d,stab}$ la valeur de calcul de l'effet des actions stabilisatrices.

Lorsque l'on considère un état limite de rupture ou de déformation excessive (STR ou GEO), il faut vérifier que :

$$E_d \leq R_d$$

avec E_d la valeur de calcul de l'effet des actions, et R_d la valeur de calcul de la résistance correspondante.

■ Combinaisons d'actions pour situations durables ou transitoires

Les combinaisons fondamentales à considérer s'écrivent symboliquement :

□ Vérification des états limites EQU (ensemble A)

$$1,10G_{k,sup} + 0,90G_{k,inf} + 1,50Q_{k,1} + 1,50 \sum \psi_{0,i} Q_{k,i>1}$$

□ Vérification des états limites STR ou GEO (ensemble B)

$$1,35G_{k,sup} + 1,00G_{k,inf} + 1,50Q_{k,1} + 1,50 \sum \psi_{0,i} Q_{k,i>1}$$

- ▶ $G_{k,sup}$ actions permanentes défavorables. Lorsque la prise en compte des effets du retrait est requise pour l'état limite ultime, il convient d'utiliser un coefficient partiel relatif aux effets du retrait $\gamma_{SH} = 1,0$.
- ▶ $G_{k,inf}$ actions permanentes favorables.
- ▶ $Q_{k,1}$ action variable dominante. Lorsqu'une action variable est physiquement bornée, le coefficient 1,50 est remplacé par 1,35.
- ▶ $Q_{k,i>1}$ actions variables d'accompagnement.

■ Combinaisons d'actions pour situations accidentelles ou sismiques

Les combinaisons accidentelles à considérer s'écrivent symboliquement :

$$G_{k,sup} + G_{k,inf} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i>1}$$

Les combinaisons sismiques à considérer s'écrivent symboliquement :

$$G_{k,\text{sup}} + G_{k,\text{inf}} + A_{E_d} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i \geq 1}$$

1.2.7 États limites de service

■ Vérifications

Lorsque l'on considère un état limite de service, il faut vérifier que :

$$E_d \leq C_d$$

avec E_d la valeur de calcul de l'effet des actions spécifiée dans le critère d'aptitude au service considéré, et C_d la valeur limite de calcul du critère d'aptitude au service considéré.

■ Combinaisons d'actions

Les combinaisons caractéristiques à considérer s'écrivent symboliquement :

$$G_{k,\text{sup}} + G_{k,\text{inf}} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i > 1}$$

Les combinaisons fréquentes à considérer s'écrivent symboliquement :

$$G_{k,\text{sup}} + G_{k,\text{inf}} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i > 1}$$

Les combinaisons quasi-permanentes à considérer s'écrivent symboliquement :

$$G_{k,\text{sup}} + G_{k,\text{inf}} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i \geq 1}$$

1.3 L'Eurocode 1 – Actions

Les actions peuvent être données par les parties concernées de l'EN 1991 :

- ▶ 1991-1-1 – Poids propre des matériaux – Charges d'exploitation des bâtiments.
- ▶ 1992-1-2 – Action sur les structures exposées au feu.

- ▶ 1991-1-3 – Actions de la neige.
- ▶ 1991-1-4 – Actions du vent.
- ▶ 1991-1-5 – Actions thermiques.
- ▶ 1991-1-6 – Actions en cours d'exécution.

Voir le chapitre 3 pour plus d'informations.

1.4 L'Eurocode 2 – Structures en béton

L'Eurocode 2 s'applique au calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en béton non armé, en béton armé et en béton précontraint.

On se limite ici aux ouvrages en béton armé et on ne traite ni des ouvrages en béton non armé ni des ouvrages en béton précontraint.

L'Eurocode 2 est destiné à être utilisé conjointement avec les normes EN 1990, EN 1991, EN 1997 et EN 1998, ainsi qu'avec les textes relatifs aux produits de construction en rapport avec les structures en béton et à l'exécution des ouvrages en béton.

Rappel

Dans l'ouvrage, les références entre crochets renvoient au numéro de l'article correspondant de l'Eurocode 2.

1.5 Notations utilisées dans les Eurocodes

■ Notations en majuscules latines

A	Action accidentelle
A	Aire de la section droite
A_c	Aire de la section droite du béton
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
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 courante 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 courante
E_s	Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de béton armé
EI	Rigidité en flexion
EQU	Équilibre 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)
Q_k	Valeur caractéristique d'une action variable
R	Résistance
S	Efforts et moments internes (Sollicitations)
S	Moment statique
SLS	État limite de service (ELS)
T	Moment de torsion
T_{Ed}	Valeur de calcul du moment de torsion agissant
ULS	État limite ultime (ELU)
V	Effort tranchant
V_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant

■ Notations en 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
d	Diamètre ; profondeur
d	Hauteur utile d'une section droite
d_g	Dimension nominale supérieure du plus gros granulat
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
$f_{0,2k}$	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)	Longueur ; portée
m	Masse
r	Rayon
$1/r$	Courbure en une section donnée

T	Épaisseur
t	Instant considéré
t_0	Âge 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

■ Notations en 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
γ_G	Coefficient partiel relatif aux actions permanentes G
γ_M	Coefficient partiel relatif à une propriété d'un matériau, compte tenu des incertitudes sur la propriété elle-même, sur les imperfections géométriques et sur le modèle de calcul utilisé
γ_Q	Coefficient partiel relatif aux actions variables Q
γ_S	Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé
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
ζ	Coefficient de réduction ; coefficient de distribution
ε_c	Déformation relative en compression du béton
ε_{cl}	Déformation relative en compression du béton au pic de contrainte
$f_c \varepsilon_{cu}$	Déformation relative ultime du béton en compression

ε_u	Déformation relative de l'acier de béton armé sous charge maximale
ε_{uk}	Valeur caractéristique de la déformation relative de l'acier de béton armé sous charge maximale
θ	Angle
λ	Coefficient d'élanement
μ	Coefficient de frottement
ν	Coefficient de Poisson
ν	Coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré en cisaillement
ρ	Masse volumique du béton séché en étuve, en kg/m ³
ρ_l	Pourcentage d'armatures longitudinales
ρ_w	Pourcentage d'armatures d'effort tranchant
σ_c	Contrainte de compression du béton
σ_{cp}	Contrainte de compression du béton due à un effort normal
σ_{cu}	Contrainte de compression du béton correspondant à la déformation ultime en compression
$\varepsilon_{cu} \tau$	Contrainte de cisaillement en torsion
$\varnothing$	Diamètre d'une barre d'armature
$\varnothing_n$	Diamètre équivalent d'un paquet de barres
$\varphi(t, t_0)$	Coefficient de fluage, définissant le fluage entre les temps t et t_0 , par rapport à la déformation élastique à 28 jours
$\varphi(\infty, t_0)$	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
ψ_2	pour les valeurs quasi-permanentes

A

Règles générales

2

Matériaux

2.1 Béton

2.1.1 Classes de résistance du béton [3.1.2.4]

Le projet doit être élaboré à partir d'une classe de résistance du béton correspondant à une valeur spécifiée de résistance caractéristique en compression.

On utilise la dénomination, par exemple C25/30, en référence à la résistance caractéristique sur cylindre/sur cube.

2.1.2 Résistance en compression [3.1.2]

■ Résistance caractéristique

La résistance en compression est désignée par la classe de résistance liée à la résistance caractéristique (fractile 5 %) mesurée sur cylindre f_{ck} , ou sur cube $f_{ck,cube}$ définie comme la valeur au-dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5 % de l'ensemble des résultats d'essais de résistance possibles du béton spécifié.

La résistance moyenne en compression du béton à l'âge t , $f_{cm}(t)$, peut être estimée pour une température moyenne de 20 °C et une cure conforme à l'EN 12390 à :

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$$

avec :

- ▶ $f_{cm} = f_{ck} + 8$, est la résistance moyenne en compression à 28 jours.
- ▶ $\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\}$
- ▶ t est l'âge du béton, en jours.
- ▶ s est un coefficient qui dépend du type du ciment :
 - 0,20 pour les ciments de classe de résistance CEM 42,5 R, CEM 52,5 N et CEM 52,5 R (Classe R)
 - 0,25 pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 R et CEM 42,5 N (Classe N)
 - 0,38 pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 N (Classe S)

Lorsqu'il est nécessaire de spécifier la résistance en compression caractéristique du béton à l'instant t , on considère :

$$\begin{aligned} f_{ck}(t) &= f_{cm}(t) - 8 && \text{pour } 3 < t < 28 \text{ jours} \\ f_{ck}(t) &= f_{ck} && \text{pour } t \geq 28 \text{ jours} \end{aligned}$$

■ Résistance de calcul

La résistance de calcul en compression f_{cd} est définie comme :

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

α_{cc} est un coefficient compris entre 0,8 et 1,0, fourni par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est 1,0.

2.1.3 Résistance à la traction [3.1.2]

■ Résistance moyenne à la traction

La résistance à la traction se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction uni-axiale centrée.

En première approximation, on peut admettre que la résistance à la traction $f_{ctm}(t)$ vaut :

$$f_{ctm}(t) = \{\beta_{cc}(t)\}^\alpha f_{ctm}$$

avec :

- ▶ $\alpha = 1$ pour $t < 28$ jours
- ▶ $\alpha = 2/3$ pour $t \geq 28$ jours
- ▶ $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)}$ est la valeur moyenne de la résistance à la traction.

En outre, on définit :

$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ la valeur inférieure de la résistance caractéristique à la traction (fractile 5 %),

$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ la valeur moyenne de la résistance caractéristique à la traction (fractile 95 %).

■ Résistance à la traction en flexion

La résistance moyenne à la traction en flexion dépend de la résistance moyenne en traction directe et de la hauteur de la section droite. La relation donnée pour la résistance moyenne s'applique également aux valeurs caractéristiques.

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{100} \right) f_{ctm} ; f_{ctm} \right\}$$

h étant la hauteur totale en mm.

■ Résistance de calcul

La résistance de calcul en traction f_{ctd} est définie comme :

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

α_{ct} est un coefficient fourni par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est 1,0.

2.1.4 Déformations [3.1.3]

■ Déformation élastique

La déformation du béton dépend de la classe de résistance du béton, mais également des granulats et d'autres paramètres relatifs à la composition et à l'environnement.

Des valeurs approchées de E_{cm} , module sécant entre $\sigma_c = 0$ et $\sigma_c = 0,4 f_{cm}$, sont données dans le tableau récapitulatif ci-après (§ 2.1.9).

Les valeurs sont données pour des granulats de quartzite. Pour des granulats calcaires ou issus de grès, il convient de réduire la valeur de 10 % respectivement 30 %. Il convient de l'augmenter de 20 % pour des granulats issus de basalte.

L'évolution dans le temps du module d'élasticité peut être estimée par :

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} E_{cm}$$

■ Relation contrainte-déformation pour l'analyse structurale non linéaire

Pour une analyse structurale non linéaire, on peut utiliser le **diagramme contrainte-déformation sous chargement de courte durée** (fig. 2.1).

L'équation de la courbe, dans laquelle les contraintes et les raccourcissements sont pris en valeur absolue, est :

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$$

avec :

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}$$

ε_{cl} est la déformation sous contrainte de compression maximale f_{cm}

$$k = \frac{1,05 E_{cm} |\varepsilon_{cl}|}{f_{cm}}$$

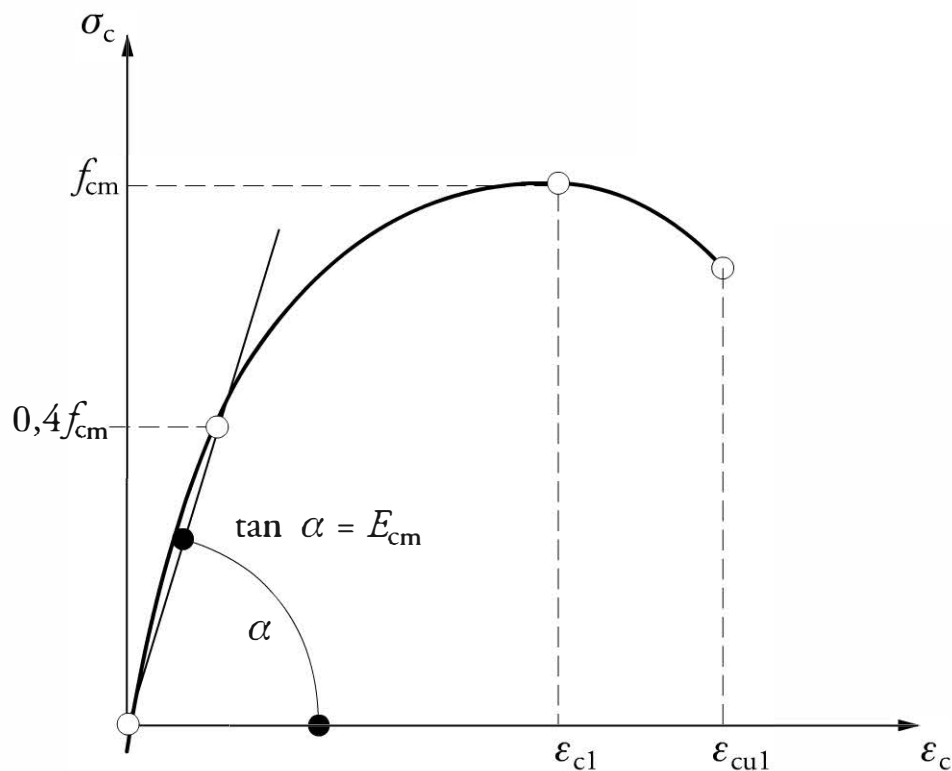


Figure 2.1

$\varepsilon_{cu1} = 3,5 \text{ ‰}$ est la déformation ultime du béton pour des bétons de classe inférieure ou égale à 50.

■ Relation contrainte-déformation pour le calcul des sections

Pour le calcul des sections, on peut utiliser le **diagramme parabole-rectangle** (fig. 2.2).

L'équation de la courbe, dans laquelle les contraintes et les raccourcissements sont pris en valeur absolue, est :

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{c2} - \varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad \text{pour } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{pour } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

$\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$ (pour des bétons de classe inférieure ou égale à 50).

$\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ (pour des bétons de classe inférieure ou égale à 50).

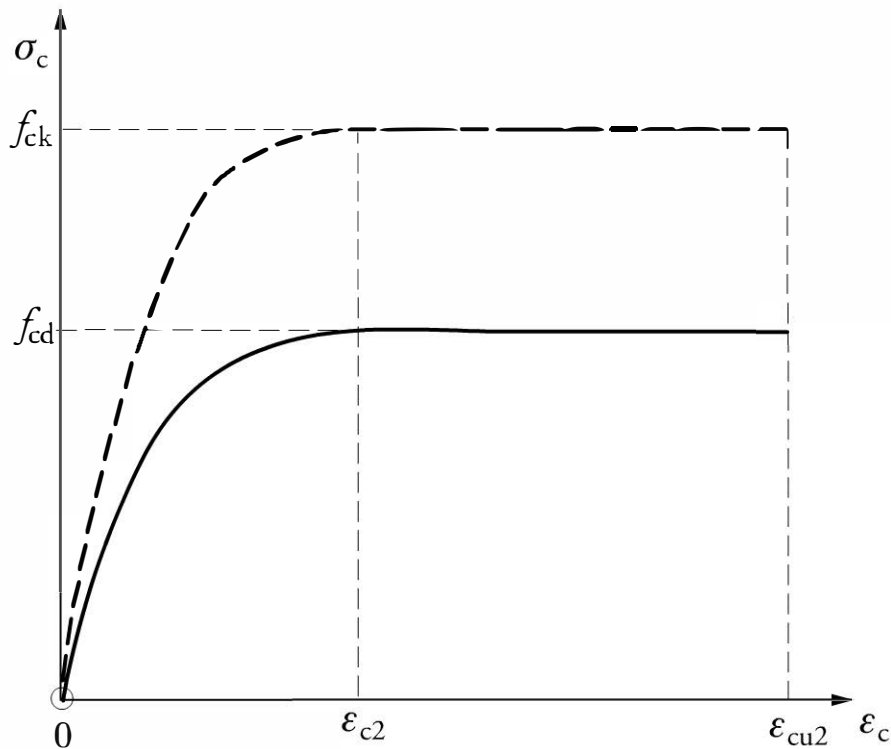


Figure 2.2

On peut utiliser d'autres diagrammes équivalents, comme le diagramme bilinéaire (fig. 2.3).

$\varepsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$ (pour des bétons de classe inférieure ou égale à 50).

$\varepsilon_{cu3} = 3,50 \text{ ‰}$ (pour des bétons de classe inférieure ou égale à 50).

Il est également possible d'utiliser le diagramme rectangulaire simplifié dans lequel la hauteur de béton comprimée est égale à $0,8x$, x désignant la position de l'axe neutre, la contrainte étant constante et égale f_{cd} , ou $0,9f_{cd}$ si la largeur de la zone comprimée diminue vers la fibre la plus comprimée.

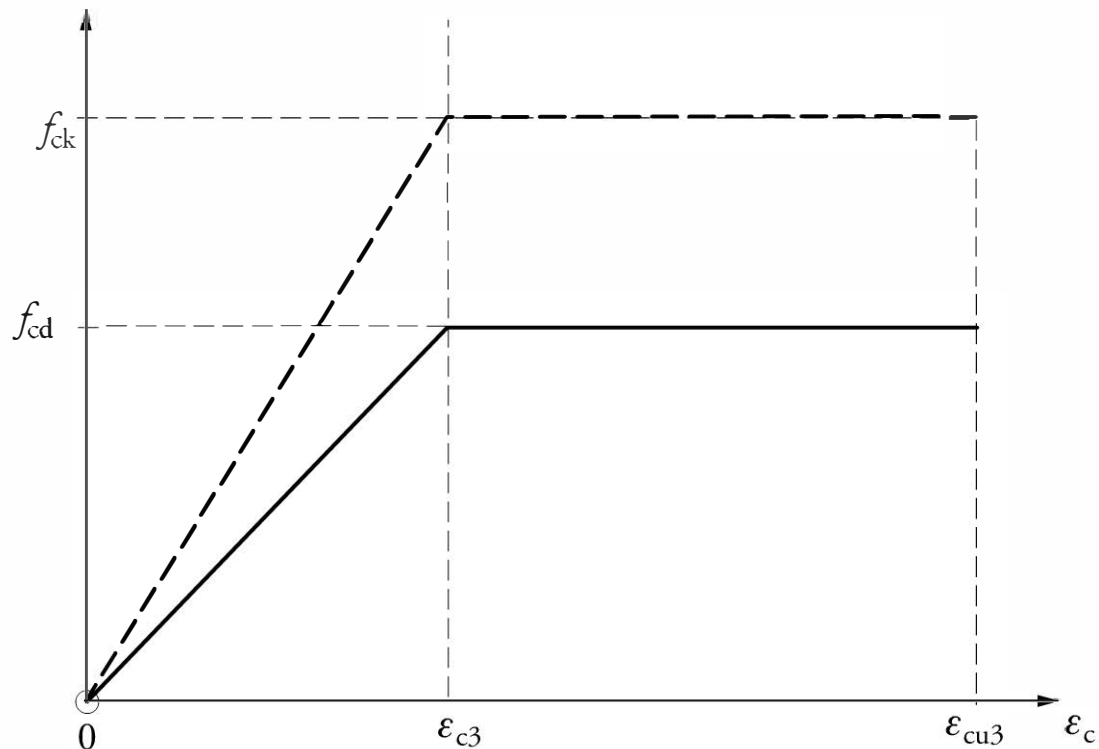


Figure 2.3

2.1.5 Fluage [3.1.4]

Le fluage et le retrait dépendent de l'humidité ambiante, des dimensions de l'élément et de la composition du béton.

Le fluage dépend également de la maturité du béton lors du premier chargement ainsi que de la durée et de l'intensité de la charge.

La déformation de fluage à l'instant $t = \infty$, $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ sous une contrainte de compression constante σ_c inférieure à $0,45 f_{ck}(t_0)$ appliquée à l'âge du béton t_0 est donnée par :

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \frac{\sigma_c}{E_c}$$

E_c est le module tangent qui peut être pris égal à $1,05 E_{cm}$.

Lorsque la contrainte de compression est supérieure à $0,45 f_{ck}(t_0)$, il convient de tenir compte de la non-linéarité du fluage. C'est par exemple le cas de la précontrainte par pré-tension.

■ Équations de base pour le coefficient de fluage [annexe B]

La valeur de coefficient de fluage $\varphi(\infty, t_0)$ est donnée par l'abaque de la figure 3.1 de l'Eurocode 2. À titre tout à fait indicatif, le coefficient $\varphi(\infty, 30)$ est proche de 2 pour une pièce de rayon moyen 300 mm et un béton de classe C30/37.

L'annexe B donne les équations de base pour la détermination des déformations de fluage et de retrait.

Le coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ peut être calculé à partir de :

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0)$$

- où φ_0 est le coefficient de fluage conventionnel :

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)$$

- où φ_{RH} tient compte de l'humidité relative :

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2$$

- RH est l'humidité relative de l'environnement ambiant en %.

- $h_0 = \frac{2A_c}{u}$ est le rayon moyen de l'élément, A_c l'aire de la section du béton, u le périmètre de la partie de la section en contact avec l'atmosphère ;

- $\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \leq 1$ (ou $\alpha_1 = 1$ pour $f_{cm} \leq 35$ MPa)

- $\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} \leq 1$ (ou $\alpha_2 = 1$ pour $f_{cm} \leq 35$ MPa)

- $\beta(f_{cm})$ tient compte de l'influence de la résistance du béton :

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

- $\beta(t_0)$ tient compte de l'âge du béton au moment du chargement :

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$$

- $\beta_c(t, t_0)$ rend compte du développement du fluage après chargement :

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3}$$

- β_H dépend de l'humidité relative et du rayon moyen :

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012RH)^{18}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1\,500\alpha_3$$

- $\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \leq 1$ (ou $\alpha_3 = 1$ pour $f_{cm} \leq 35$ MPa)

2.1.6 Retrait [3.1.4]

Le retrait est un phénomène particulier au béton, dû à la diminution de la teneur en eau du béton, qui correspond à un raccourcissement évoluant sur 2 ou 3 ans, mais dont plus de la moitié est réalisée un mois après le bétonnage.

La déformation totale de retrait se compose de la déformation due au retrait de dessiccation et de la déformation due au retrait endogène.

La déformation due au retrait de dessiccation évolue lentement, car elle est fonction de la migration de l'eau à travers le béton durci.

La déformation due au retrait endogène se développe au cours du durcissement du béton : elle se produit par conséquent en majeure partie au cours des premiers jours suivant le coulage. Le retrait endogène est une fonction linéaire de la résistance du béton.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

où ε_{cs} est la déformation totale de retrait ; ε_{cd} est la déformation due au retrait de dessiccation ; ε_{ca} est la déformation due au retrait endogène.

- La valeur du retrait de dessiccation dans le temps est donnée par :

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0}$$

où :

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}}$$

où :

- t est l'âge du béton à l'instant considéré, en jours ;
- t_s est l'âge du béton, en jours, au début du retrait de dessiccation, c'est-à-dire normalement à la fin de la cure ;
- $h_0 = \frac{2A_c}{u}$ est le rayon moyen, en mm, de la section transversale, avec A_c l'aire de la section du béton, et u le périmètre de la partie de la section exposée à la dessiccation.

k_h dépend du rayon moyen h_0 et vaut :

h_0 (mm)	100	200	300	≥ 500
k_h	1,00	0,85	0,75	0,70

$\varepsilon_{cd,0}$ est la valeur nominale du retrait de dessiccation non gêné en ‰. Pour le béton avec des ciments CEM de classe N, en fonction de l'humidité relative en % :

Classe \ RH	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00

► La déformation due au retrait endogène dans le temps est donnée par :

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty)$$

où :

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2\sqrt{t})}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6}$$

t est l'âge du béton à l'instant considéré, en jours.

2.1.7 Coefficient de Poisson [3.1.3]

- Le coefficient de Poisson relatif aux déformations élastiques du béton non fissuré est pris égal à **0,20**.
- Lorsque le béton est fissuré, il est égal à **zéro**.

2.1.8 Coefficient de dilatation thermique [3.1.3]

Le coefficient de dilatation thermique peut être pris égal à $10 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

Tableau récapitulatif des caractéristiques des bétons

Classe de résistance du béton	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ck,cube}$	15	20	25	30	37	45	50	55	60
f_{cm}	20	24	28	33	38	43	48	53	58
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
$f_{ctk,0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3
E_{cm}	27 000	29 000	30 000	31 000	33 000	34 000	35 000	36 000	37 000
ϵ_{cl}	1,8 ‰	1,9 ‰	2,0 ‰	2,1 ‰	2,2 ‰	2,25 ‰	2,3 ‰	2,4 ‰	2,45 ‰

Les valeurs du tableau sont exprimées en MPa, et restreintes aux bétons de résistance caractéristique inférieure ou égale à 50 MPa.

2.2 Aciers de béton armé [3.2]

2.2.1 Résistance [3.2.3]

La **limite d'élasticité** f_{yk} et la **résistance à la traction** f_t sont respectivement définies comme les valeurs caractéristiques de la limite d'élasticité et de la charge maximale sous traction directe, chacune de ces valeurs étant divisée par l'aire nominale de la section.

Si besoin est, la valeur f_{yk} peut être remplacée par la limite caractéristique d'élasticité conventionnelle à 0,2 % d'allongement rémanent $f_{0,2k}$.

Les règles de l'Eurocode sont valables pour des armatures dont la limite d'élasticité f_{yk} est comprise dans la gamme de 400 à 600 MPa. La valeur maximale à utiliser est 500 MPa en général et 600 MPa sous réserve de justification effective à l'ELS, y compris de l'ouverture des fissures.

La limite d'élasticité maximale réelle $f_{yk,max}$ **ne doit pas dépasser** $1,3 f_{yk}$.

2.2.2 Classes de ductilité [annexe C]

Un produit est réputé de la classe de ductilité adéquate s'il satisfait aux exigences suivantes :

classe A	$\varepsilon_{uk} > 25 \text{ ‰}$	$k = (f_t/f_y)_k \geq 1,05$
classe B	$\varepsilon_{uk} \geq 50 \text{ ‰}$	$k = (f_t/f_y)_k \geq 1,08$
classe C	$\varepsilon_{uk} \geq 75 \text{ ‰}$	$1,35 > k = (f_t/f_y)_k \geq 1,15$

ε_{uk} est la valeur caractéristique de l'allongement sous charge maximale.

2.2.3 Déformations longitudinales et diagramme contrainte-déformation [3.2.7]

Le **module d'élasticité** $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

Pour un calcul courant, on peut utiliser l'un ou l'autre des deux diagrammes suivants (figure 2.4).

ε_{ud} est donnée par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est $0,9\varepsilon_{uk}$.

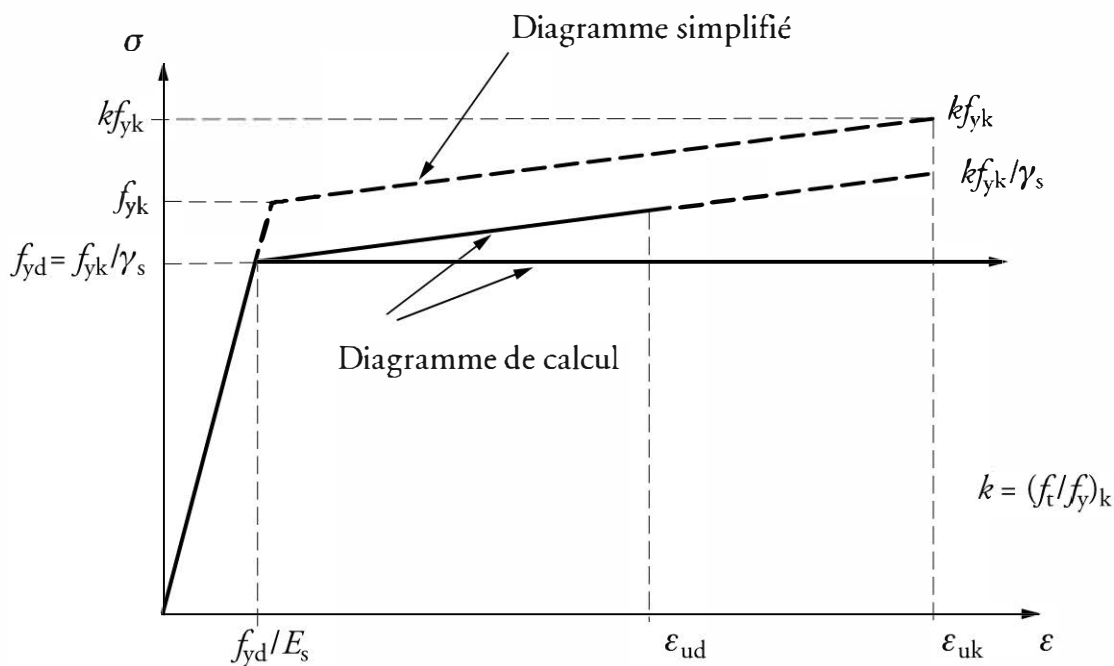


Figure 2.4

2.2.4 Propriétés [3.2.4.1]

Le comportement des armatures de béton armé est également caractérisé par les propriétés suivantes :

- ▶ l'aptitude au pliage, notamment en regard des diamètres minimaux de cintrage,
- ▶ les caractéristiques d'adhérence,
- ▶ la résistance de fatigue, lorsqu'elle est requise,
- ▶ la soudabilité,
- ▶ la résistance au cisaillement et la résistance des soudures pour les treillis soudés.

2.3 Association acier-béton

2.3.1 Contrainte ultime d'adhérence [8.4.2]

La contrainte ultime d'adhérence f_{bd} doit être suffisante pour éviter toute rupture d'adhérence. Pour les armatures à haute adhérence, on peut prendre :

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

- η_1 est un coefficient lié aux conditions d'adhérence et à la position des barres au cours du bétonnage. η_1 vaut 1 lorsque les conditions d'adhérence sont « bonnes », et 0,7 dans tous les autres cas.

Les conditions d'adhérence sont « bonnes » dans les quatre configurations, considérées pendant le bétonnage, suivantes :

- la barre est située en partie inférieure de l'élément et forme un angle entre 45° et 90° avec l'horizontale ;
 - la barre appartient à un élément de hauteur inférieure ou égale à 250 mm ;
 - la barre est située dans les 250 mm inférieurs d'un élément de hauteur comprise entre 250 et 600 mm ;
 - la barre n'est pas située dans les 300 mm supérieurs d'un élément de hauteur supérieure à 600 mm.
- η_2 vaut 1 pour les barres de $\varnothing$ jusqu'à 32 mm et $\frac{132 - \varnothing}{100}$ pour $\varnothing > 32$ mm.

Selon les Recommandations professionnelles, le respect des conditions de mise en œuvre des classes d'exécution 2 et 3 de la norme l'EN13670-1 est supposé satisfaire les « bonnes » conditions d'adhérence.

2.3.2 Façonnage des barres [8.3]

Le façonnage d'une barre par pliage doit être tel qu'il évite toute fissure de l'armature ainsi que toute rupture du béton dans la partie courbe.

Diamètre minimal du mandrin	Armature dans le cas des coudes, crochets ou boucles
	– $4\varnothing$, pour les barres et fils de diamètre inférieur ou égal à 16 mm ;
	– $7\varnothing$, pour les barres et fils de diamètre supérieur à 16 mm.
	Armature pliées après soudure d'une armature perpendiculaire
	– $5\varnothing$, si l'armature soudée est située du côté intérieur au pliage ;
	– $5\varnothing$, si l'armature soudée est située du côté extérieur au pliage et distante d'au moins $3\varnothing$ du point de départ du pliage ;
	– $20\varnothing$, si l'armature soudée est située du côté extérieur au pliage et distante de moins de $3\varnothing$ du point de départ du pliage, ou dans la partie courbe.

- La justification du diamètre du mandrin n'est pas nécessaire vis-à-vis de la rupture du béton si les conditions ci-après sont remplies :
 - l'ancrage nécessaire de la barre ne dépasse pas $5\varnothing$ au-delà de l'extrémité de la partie courbe ;
 - le plan de flexion n'est pas proche du parement et il existe une barre de diamètre supérieur ou égal à $\varnothing$ à l'intérieur de la partie courbe ;
 - le diamètre du mandrin respecte le diamètre minimal fixé pour éviter un dommage à l'armature.

Cette clause relative à la rupture du béton ne s'applique pas aux cadres, épingles et étriers.

- Dans le cas contraire, il convient d'augmenter le diamètre du mandrin selon l'expression :

$$\varnothing_m \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left(\frac{1}{a_b} + \frac{2}{2\varnothing} \right)$$

où :

- F_{bt} est l'effort de traction dû aux charges ultimes dans une barre ou un groupe de barres en contact à l'origine de la partie courbe
- a_b pour une barre donnée (ou groupe de barres en contact), est la moitié de l'entraxe entre les barres (ou groupes de barres) perpendiculairement au plan de la courbure. Pour une barre ou un groupe de barres proches du parement de l'élément, il convient de prendre pour a_b l'enrobage majoré de $\varnothing/2$.

2.3.3 Ancrage par scellement d'une armature [8.4]

Les barres ou treillis soudés doivent être ancrés de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout éclatement du béton. Un ferrailage transversal est à prévoir si nécessaire.

Les coudes et les crochets ne contribuent pas à l'ancrage des barres comprimées.

■ Longueur d'ancrage de référence

En admettant une contrainte d'adhérence constante et égale f_{bd} , la longueur d'ancrage de référence $\ell_{b,rqd}$ nécessaire pour ancrer l'effort $A_s \sigma_{sd}$ d'une barre droite est :

$$\ell_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

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

Dans le cas de barres pliées, il convient de distinguer la longueur d'ancrage de calcul ℓ_{bd} , mesurée le long de l'axe de la barre, et la longueur d'ancrage de référence ℓ_b .

■ Longueur minimale d'ancrage

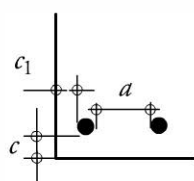
La longueur minimale d'ancrage $\ell_{b,min}$ en l'absence de tout autre limitation vaut :

$$\begin{aligned} \ell_{b,min} &= \max\{0,3\ell_{b,rqd} ; 10\varnothing ; 100 \text{ mm}\} \text{ pour des barres tendues} \\ \ell_{b,min} &= \max\{0,6\ell_{b,rqd} ; 10\varnothing ; 100 \text{ mm}\} \text{ pour des barres comprimées} \end{aligned}$$

■ Enrobage minimal d'une barre

Cette notion caractérise les conditions effectives d'enrobage d'une barre au sens large, qui conditionnent la mise en jeu des forces d'adhérence.

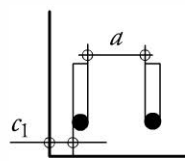
L'enrobage minimal c_d d'une barre est défini de la façon suivante (figure 2.5) :



(a) Barres droites

$$c_d = \min(a/2, c_1, c)$$

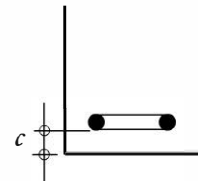
pour une barre droite, c_d est le minimum de l'enrobage horizontal c_1 , de l'enrobage vertical c et de la moitié de la distance entre nus à l'acier voisin



(b) Barres terminées par un coude ou un crochet

$$c_d = \min(a/2, c_1)$$

pour une barre avec un coude ou un crochet, c_d est le minimum de l'enrobage horizontal c_1 et de la moitié de la distance entre nus à l'acier voisin



(c) Barres terminées par une boucle

$$c_d = c$$

pour une barre avec une boucle horizontale, c_d est l'enrobage vertical c .

Figure 2.5

■ Longueur d'ancrage équivalente

□ Ancrage par courbure

Par simplification, on considère que l'ancrage par courbure des barres tendues avec un pliage supérieur à 90° est assuré moyennant une longueur d'ancrage équivalente qui peut être prise égale à :

$$\ell_{b,eq} = \alpha_1 \ell_{b,rqd}$$

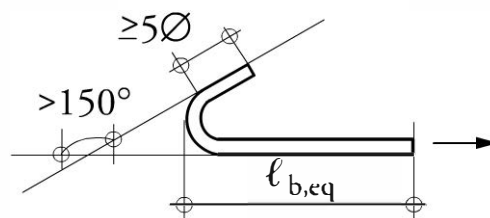


Figure 2.6 Longueur d'ancrage équivalente pour un crochet normal

α_1 tient compte de la forme des barres :

- $\alpha_1 = 1,0$ dans le cas général ;
- $\alpha_1 = 0,7$ si $c_d > 3\varnothing$.

L'Eurocode distingue le coude normal dont le pliage est compris entre 90° et 150° et le crochet dont le pliage est supérieur à 150° .

□ Ancrage avec barre transversale soudée

Par simplification, on considère que l'ancrage avec une barre transversale soudée, de diamètre $\varnothing_t \geq 0,6\varnothing$, à une distance supérieure ou égale à $5\varnothing$ de la section d'origine de l'ancrage, est assuré moyennant une longueur d'ancrage équivalente qui peut être prise égale à :

$$\ell_{b,eq} = \alpha_4 \ell_{b,rqd}$$

avec $\alpha_4 = 0,7$

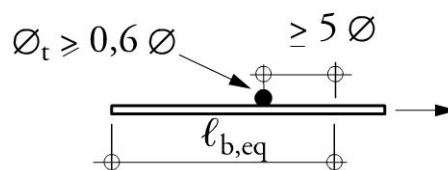


Figure 2.7 Longueur d'ancrage équivalente avec barre transversale soudée

■ Longueur d'ancrage de calcul

La longueur d'ancrage de calcul ℓ_{bd} vaut :

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

avec $\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7$

□ Barres tendues

► α_1 tient compte de la forme des barres (voir ci-dessus) :

- $\alpha_1 = 1,0$ dans le cas général ;
- $\alpha_1 = 0,7$ si $c_d > 3\varnothing$ pour une barre tendue munie d'un ancrage courbe.

► α_2 tient compte de l'effet de l'enrobage minimal, avec $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$:

- $\alpha_2 = 1 - 0,15 \frac{c_d - \varnothing}{\varnothing}$, pour une barre droite ;
- $\alpha_2 = 1 - 0,15 \frac{c_d - 3\varnothing}{\varnothing}$, pour une barre munie d'un ancrage courbe.

► α_3 tient compte de l'effet de confinement par des armatures transversales non soudées :

$$\alpha_3 = 1 - K \lambda \quad \text{avec } 0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0 \text{ et } \lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_{st}}$$

- $\sum A_{st}$ est la somme des sections des armatures transversales le long de ℓ_{bd} ;
- $\sum A_{st,min}$ est l'aire minimale des armatures transversales, soit $0,25A_s$ pour les poutres et 0 pour les dalles ;
- A_s est l'aire de la section de la barre ancrée ;
- K dépend de la forme et de la position des armatures transversales :

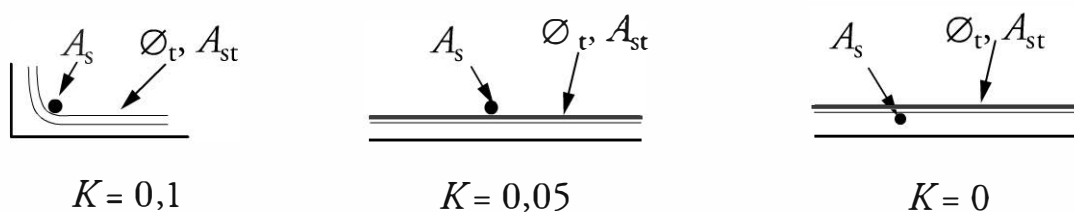


Figure 2.8

- ▶ α_4 tient compte de l'influence des barres transversales soudées et vaut 0,7 sous réserve des dispositions requises (voir ci-dessus).
- ▶ α_5 tient compte de la pression orthogonale au plan de fendage :

$$\alpha_5 = 1 - 0,04p$$

avec p la pression transversale en MPa à l'état limite ultime le long de ℓ_{bd} .

□ Barres comprimées

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1,0 \text{ et } \alpha_4 = 0,7 \quad \text{soit } \ell_{bd} = 0,7\ell_{b,rqd}$$

2.3.4 Ancrage des armatures transversales [8.5]

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

■ Ancrage par courbure

Il convient de prolonger la partie courbe du coude ou du crochet par une partie rectiligne de longueur au moins égale à (figure 2.9) :

- ▶ $10\varnothing$ et 70 mm à la suite d'un arc de cercle entre 90° et 150° ;
- ▶ $5\varnothing$ et 50 mm à la suite d'un arc de cercle supérieur à 150° .

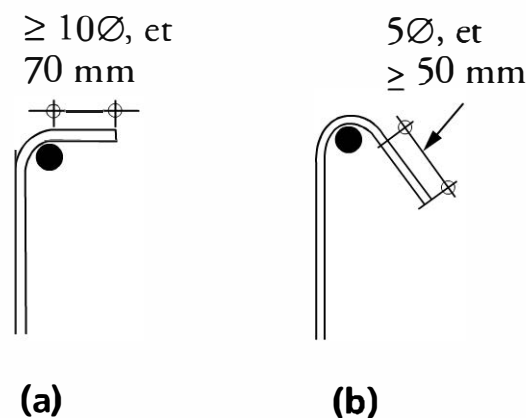


Figure 2.9

■ Ancrage avec une armature transversale soudée

Si une seule armature transversale est soudée (figure 2.10a), le nu de la barre transversale doit être distant d'au moins 10 mm de l'extrémité de la barre à ancrer et la barre transversale a un diamètre au moins égal à $1,4\varnothing$.

Si deux armatures transversales sont soudées (figure 2.10b), le nu de la première barre transversale doit être distant d'au moins 10 mm de l'extrémité de la barre à ancrer, et la distance entre axes des deux barres transversales doit être au moins égale à $2\varnothing$ et 20 mm, tout en restant inférieure à 50 mm. Les barres transversales ont un diamètre au moins égal à $0,7\varnothing$.

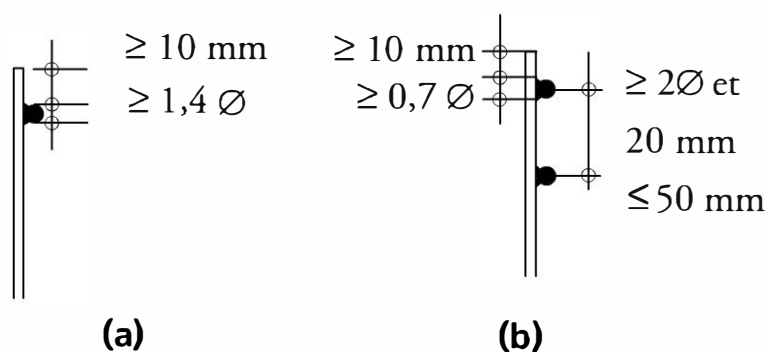


Figure 2.10

2.3.5 Ancrage au moyen de barres soudées

Outre les ancrages décrits précédemment, l'Eurocode 2 prévoit dans son [paragraphe \[8.6\]](#) la réalisation d'un ancrage au moyen de barres transversales soudées s'appuyant sur le béton.

2.3.6 Recouvrements des barres [8.7]

La transmission des efforts d'une barre à l'autre peut s'effectuer par :

- ▶ recouvrement des barres,
- ▶ soudage,
- ▶ coupleurs.

■ Dispositions des recouvrements

Les recouvrements des barres doivent être tels que :

- ▶ la transmission des efforts soit assurée ;
- ▶ il ne se produise pas d'éclatement du béton ;
- ▶ il n'apparaisse pas de fissures.

Il convient normalement :

- ▶ de décaler les recouvrements et de les disposer hors des zones très sollicitées (rotules plastiques) ;
- ▶ de disposer les recouvrements symétriquement quelle que soit la section.

Il convient de respecter les dispositions suivantes (figure 2.11) :

- ▶ la distance libre entre barres en recouvrement doit être limitée à 50 mm ou 4ϕ . À défaut, la longueur de recouvrement sera augmentée de la distance libre ;
- ▶ les recouvrements successifs sont espacés longitudinalement entre eux d'au moins $0,3\ell_0$;
- ▶ les recouvrements parallèles sont espacés latéralement d'une distance libre au moins égale à 20 mm ou 2ϕ ;
- ▶ lorsque ces dispositions sont respectées, toutes les barres d'un même lit peuvent comporter un recouvrement dans la même section. La proportion est réduite à 50 % s'il s'agit de barres disposées en plusieurs lits.

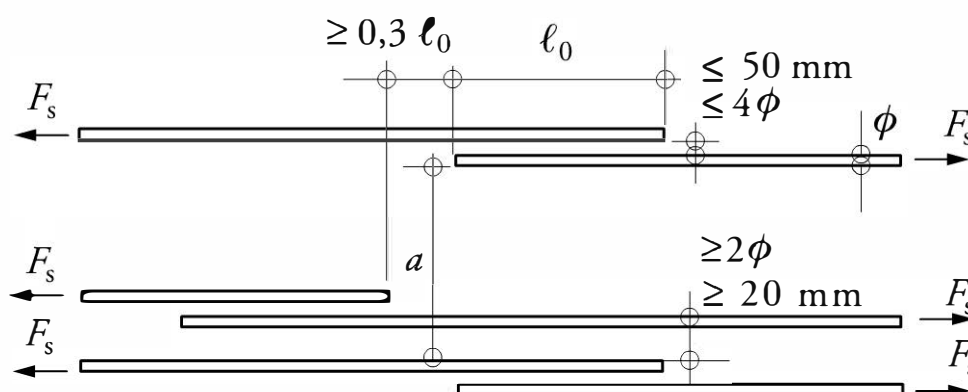


Figure 2.11

■ Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement de calcul ℓ_0 vaut :

$$\ell_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 \ell_{b,rqd} \geq \ell_{0,min}$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$, et α_5 ont les mêmes valeurs que pour le calcul de la longueur d'ancrage, avec toutefois une différence pour α_3 : la valeur de $\sum A_{st,min}$ est égale à $A_s \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}}$, avec A_s l'aire de la section d'une des barres comportant un recouvrement.

$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}}$, avec ρ_1 le pourcentage de barres avec recouvrement tel que l'axe dudit recouvrement se situe à moins de $0,65\ell_0$ du recouvrement considéré (figure 2.12). La valeur de α_6 est bornée inférieurement à 1 et supérieurement à 1,5.

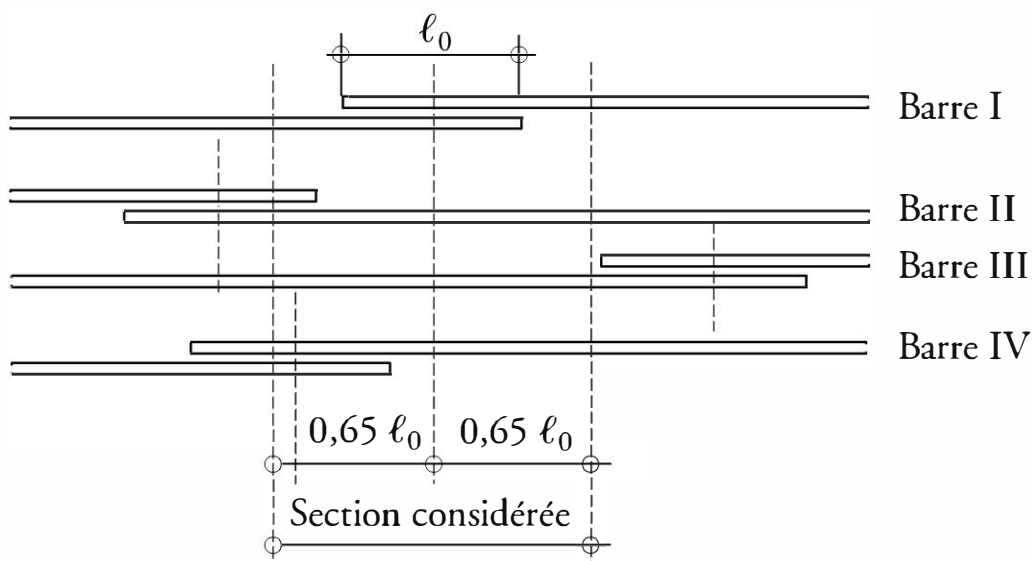


Figure 2.12

Par exemple, les barres II et III sont en dehors de la section considérée :
 $\rho_1 = 50 \%$ et $\alpha_6 = 1,4$

■ Longueur minimale de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement $\ell_{0,min}$ vaut :

$$\ell_{0,min} = \max\{0,3\alpha_6 \ell_{b,rqd} ; 15\varnothing ; 200 \text{ mm}\}$$

■ Armatures transversales dans une zone de recouvrement

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

- ▶ Lorsque le diamètre des barres d'une jonction par recouvrement est inférieur à 20 mm, ou lorsque la proportion des barres avec recouvrement, en toute section, est inférieure à 25 %, on peut considérer, sans justification, que les armatures transversales nécessaires par ailleurs suffisent pour équilibrer les efforts transversaux de traction.
- ▶ Lorsque le diamètre des barres d'une jonction par recouvrement est supérieur ou égal à 20 mm, il convient de disposer des barres transversales perpendiculairement à la direction du recouvrement, entre celui-ci et le parement de béton de façon que la section totale A_{st} des armatures transversales soit supérieure ou égale à la section A_s d'une des barres du recouvrement.
- ▶ Lorsque la proportion des armatures en recouvrement dans une section donnée est supérieure à 50 %, et si la distance a entre les barres de deux recouvrements adjacents dans une section est telle que $a \leq 10\varnothing$, il convient d'utiliser comme armatures transversales des cadres, étriers ou épingles ancrés dans la section.

Lorsque des armatures transversales spécifiques sont nécessaires, elles sont disposées pour moitié sur chacun des deux tiers de la longueur ℓ_0 , à chaque extrémité de la zone de recouvrement, avec un espacement au plus égal à 150 mm.

Dans le cas de recouvrement de barres comprimées, on dispose en plus, de part et d'autre du recouvrement, une barre transversale à une distance inférieure à $4\varnothing$ des extrémités du recouvrement.

2.3.7 Barres de gros diamètre [8.8]

L'Eurocode 2 prévoit des règles supplémentaires pour les barres de gros diamètre, supérieur à $\varnothing$ large 40 mm.

2.3.8 Paquets de barres [8.9]

L'Eurocode 2 prévoit des dispositions spécifiques dans le cas de groupes de barres par paquets, leur ancrage et leur recouvrement.

Il convient que toutes les barres d'un paquet aient les mêmes caractéristiques de type et de nuance.

Les diamètres des barres peuvent différer jusqu'à un rapport de 1,7 entre les différents diamètres.

Sauf indication contraire, les règles applicables aux barres isolées s'appliquent également aux paquets de barres.

Pour le calcul, le paquet est remplacé par une barre fictive équivalente, de même section et de même centre de gravité.

Le diamètre équivalent de cette barre est tel que $\varnothing_n = \varnothing \sqrt{n_b}$, borné par 55 mm, où n_b est le nombre de barres du paquet.

Le nombre de barres n_b est limité à :

- ▶ 4 dans le cas de barres verticales comprimées et des barres à l'intérieur d'une jonction par recouvrement ;
- ▶ 3 dans tous les autres cas.

2.3.9 Recouvrement des treillis soudés HA [8.7.5]

■ Recouvrement des armatures principales

On prend en considération le sens de pose des panneaux en recouvrement l'un par rapport à l'autre :

- ▶ les armatures principales sont dans des plans confondus ;
- ▶ les armatures principales sont dans deux plans distincts (écartés du diamètre du fil de répartition).

Dans le cas où les armatures principales sont dans des plans confondus, on applique les règles relatives aux barres à haute adhérence, avec $\alpha_3 = 1,0$.

Dans le cas où les armatures principales sont dans deux plans distincts, on dispose les recouvrements dans les zones où la contrainte de l'acier à l'état limite ultime est inférieure à 80 % de la résistance de calcul.

Si cette disposition n'est pas satisfaite, on tiendra compte pour le calcul de la résistance en flexion de la hauteur utile la plus défavorable. Par ailleurs, la contrainte de référence utilisée lors de la vérification de l'ouverture des fissures est à majorer de 25 %.

■ Disposition des panneaux en recouvrement

- ▶ Dans le cas où les armatures principales sont dans des plans confondus, on applique les règles relatives aux barres à haute adhérence.
- ▶ Dans le cas où les armatures principales sont dans deux plans distincts, la proportion admissible d'armatures principales en recouvrement dépend de la section par unité de longueur :
 - si $A \leq 12 \text{ cm}^2/\text{ml}$, la proportion admissible est 100 % ;
 - si $A > 12 \text{ cm}^2/\text{ml}$, la proportion admissible est 60 %.

Il convient de décaler au minimum de $1,3\ell_0$ les jonctions de différents panneaux.

Aucune armature transversale supplémentaire n'est nécessaire.

■ Recouvrement des armatures de répartition

La longueur de recouvrement des fils de répartition est donnée en fonction de leur diamètre :

$\varnothing \leq 6$	$\ell_0 \geq 150 \text{ mm}$ et au moins une maille (2 soudures)
$6 < \varnothing \leq 8,5$	$\ell_0 \geq 250 \text{ mm}$ et au moins deux mailles (3 soudures)
$8,5 < \varnothing \leq 12$	$\ell_0 \geq 350 \text{ mm}$ et au moins deux mailles (3 soudures)

La longueur de recouvrement des fils de répartition recoupe au moins deux armatures principales.

Toutes les armatures de répartition peuvent être ancrées par recouvrement dans une même section.

2.4 Durabilité et dispositions constructives

2.4.1 Généralités

Une structure durable doit satisfaire aux exigences d'aptitude au service, de résistance et de stabilité pendant toute la durée d'utilisation de projet, sans perte significative de fonctionnalité ni maintenance imprévue excessive.

La protection requise du ferrailage contre la corrosion dépend de la compacité, de la qualité et de l'épaisseur de l'enrobage d'une part, de la fissuration d'autre part.

La compacité et la qualité de l'enrobage sont obtenues par la maîtrise de la valeur maximale du rapport eau/ciment et de la teneur minimale en ciment (voir EN 206-1) ; elles peuvent être associées à une classe de résistance minimale du béton.

2.4.2 Conditions d'environnement [4.2]

■ Eurocode 2

Les conditions d'exposition sont les conditions physiques et chimiques auxquelles la structure est exposée, en plus des actions mécaniques.

Tableau 2.1 Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement, conformément à l'EN 206-1

Classe	Description de l'environnement	Exemples informatifs
1 Aucun risque de corrosion ni d'attaque		
X0	Béton armé : très sec	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible
2 Corrosion par carbonatation		
XC1	Sec ou en permanence mouillé	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible Béton submergé en permanence par l'eau
XC2	Humide, rarement sec	Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau Un grand nombre de fondations
XC3	Humidité modérée	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé Béton extérieur abrité de la pluie
XC4	Alternativement humide et sec	Surfaces de béton soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2

3 Corrosion par chlorure

XD1	Humidité modérée	Surfaces de béton exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
XD2	Humide, rarement sec	Piscines Éléments en béton exposés à des eaux industrielles contenant des chlorures
XD3	Alternativement humide et sec	Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures Chaussées Dalles de parcs de stationnement de véhicules

4 Corrosion par chlorure en provenance de l'eau de mer

XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel pas en marin mais contact direct avec l'eau de mer	Structures sur la côte ou à proximité de la côte
XS2	Immergé en permanence	Éléments de structures marines
XS3	Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns	Éléments de structures marines

5 Attaque par gel et dégel

XF1	Saturation modérée en eau, sans agent de déverglaçage	Surfaces verticales de béton exposées à la pluie et au gel
XF2	Saturation modérée en eau, avec agent de déverglaçage	Surfaces verticales de béton des ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage
XF3	Forte saturation en eau, sans agent de déverglaçage	Surfaces horizontales de béton exposées à la pluie et au gel
XF4	Forte saturation en eau, avec agent de déverglaçage ou eau de mer	Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage Surfaces de béton verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel

6 Attaque chimique

XA1	Environnement à faible agressivité chimique selon EN 206-1, table 2	Sols naturels et eau dans le sol
XA2	Environnement d'agressivité chimique modérée selon EN 206-1, table 2	Sols naturels et eau dans le sol
XA3	Environnement à forte agressivité chimique selon EN 206-1, table 2	Sols naturels et eau dans le sol

■ **Annexe nationale**

Pour ce qui concerne l'enrobage, la colonne d'exemples informatifs du tableau 2.1 est rendue normative compte tenu des notes suivantes :

- **Note 1** Les parties des bâtiments à l'abri de la pluie, que ceux ci soient clos ou non, sont à classer en XC1 à l'exception des parties exposées à des condensations importantes à la fois par leur fréquence et leur durée qui sont alors à classer en XC3. C'est le cas notamment de certaines parties d'ouvrages industriels, de buanderies, de papeteries, de locaux de piscines...
- **Note 2** Sont à classer en XC4 les parties aériennes des ouvrages d'art et les parties extérieures des bâtiments non protégées de la pluie, comme par exemple les façades, les pignons et les parties saillantes à l'extérieur, y compris les retours de ces parties concernés par les cheminements et/ou rejaillissements de l'eau.
- **Note 3** Ne sont à classer en XD3 que les parties d'ouvrages soumises à des projections fréquentes et très fréquentes et contenant des chlorures et sous réserve d'absence de revêtement d'étanchéité assurant la protection du béton.

Ne sont donc à classer en XD3 que les parties des parcs de stationnement de véhicules exposées directement aux sels contenant des chlorures (par exemple les parties supérieures des dalles et rampes) et ne comportant pas de revêtement pouvant assurer la protection du béton pendant la durée de vie du projet.

► **Note 4** Sont à classer en XS3 les éléments de structures en zone de mar-nage et/ou exposés aux embruns lorsqu'ils sont situés à moins de 100 m de la côte, parfois plus, jusqu'à 500 m, suivant la topographie particulière. Sont à classer en XS1 les éléments de structures situés au delà de la zone de classement XS3 et situés à moins de 1 km de la côte, parfois plus, jusqu'à 5 km, lorsqu'ils sont exposés à un air véhiculant du sel marin, suivant la topographie particulière.

► **Note 5** En France, les classes d'exposition XF1, XF2, XF3 et XF4 sont indiquées dans la carte donnant les zones de gel, sauf spécification particulière notamment fondée sur l'état de saturation du béton (voir l'Annexe nationale de l'EN 206-1).

Pour les classes d'exposition XF, et sous réserve du respect des dispositions liées au béton (EN 206-1 et documents normatifs nationaux), l'enrobage $c_{\min, \text{dur}}$ sera déterminé par référence à une classe d'exposition XC ou XD, selon le type de salage.

► **Note 6** Les exemples informatifs donnés pour les classes XA1, XA2 et XA3 sont à comprendre et préciser comme suit :

- Éléments de structures en contact avec le sol ou un liquide agressif
- Ouvrages de Génie Civil soumis à des attaques chimiques suivant les documents particuliers du marché.

► **Note 7** Les risques de lixiviation et d'attaque par condensation d'eau pure sont à traiter dans les classes d'exposition XA1, XA2 et XA3 suivant leur sévérité.

2.4.3 Classification structurale [tableau 4.3NF]

Il est prévu 6 classes structurales, S1 à S6. La classe minimale est la classe S1. La classe structurale à utiliser pour les bâtiments et ouvrages de génie-civil courants (durée d'utilisation de projet de 50 ans) est la classe S4.

Plusieurs critères apportent une modification à la classe structurale :

- une durée d'utilisation de projet de 100 ans impose une majoration de 2 classes ;
- une durée d'utilisation de projet inférieure ou égale à 25 ans permet une minoration de 1 classe ;

- ▶ le choix d'une classe de résistance minimale du béton, en fonction de la classe d'exposition, permet de considérer une minoration de une classe :

Classe d'exposition	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1/ XA1	XD2/XS2/ XA2	XD3/XS3/ XA3
Classe de résistance	≥ C30/37	≥ C30/37	≥ C30/37	≥ C35/45	≥ C40/50	≥ C40/50	≥ C45/55

La limite peut être réduite d'une classe de résistance si l'air entraîné est supérieur à 4 %.

- ▶ Dans le cas d'une corrosion induite par carbonatation, c'est-à-dire les classes XC, l'utilisation d'un béton de classe supérieure ou égale à C35/45 pour les classes XC1, XC2 et XC3, respectivement C40/50 pour la classe XC4, à base de CEM I sans cendres volantes permet de considérer une minoration de une classe ;
- ▶ la garantie d'une bonne compacité de l'enrobage permet de considérer une minoration de une classe. Il s'agit notamment des faces coffrées des éléments plans, (assimilables à des dalles, éventuellement nervurées), coulés horizontalement sur coffrages industriels ou des éléments préfabriqués industriellement ;
- ▶ un élément assimilable à une dalle c'est-à-dire pour lequel la position des armatures n'est pas affectée par le processus de construction, permet de considérer une minoration d'une classe ;
- ▶ la maîtrise particulière de la qualité de production du béton permet de considérer une minoration d'une classe.

2.4.4 Classe indicative de résistance pour la durabilité [Annexe E]

Le choix d'un béton à durabilité convenable pour la protection du béton et la protection des armatures de béton armé vis-à-vis de la corrosion passe par la considération de sa composition.

Ceci peut amener à une résistance à la compression du béton plus élevée que celle exigée pour le dimensionnement de la structure. Le lien entre

les classes de résistance du béton et les classes d'exposition peut être décrit par des classes indicatives de résistance.

Les valeurs des classes indicatives de résistance sont définies par l'Annexe nationale :

- pour les éléments coulés en place ou préfabriqués :

Corrosion

Classe d'exposition	XC1/XC2	XC3/XC4	XD1	XD2	XD3	XS1/XS2	XS3
Classe indicative de résistance	C20/25	C25/30	C25/30	C30/37	C35/45	C30/37	C35/45

Domage au béton

Classe d'exposition	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3
Classe indicative de résistance	–	C25/30	C25/30	C30/37	C30/37	C35/45	C40/50

- pour les éléments préfabriqués en usine :

Corrosion

Classe d'exposition	XC1	XC2	XC3/XC4	XD1/XD2	XD3	XS1	XS2/XS3
Classe indicative de résistance	C20/25 C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C40/50	C35/45	C40/50

Domage au béton

Classe d'exposition	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3
Classe indicative de résistance	C20/25	C35/45	C35/45	C35/45	C35/45	C35/45	C40/50

Quand la résistance choisie est plus élevée que celle exigée par le dimensionnement de la structure, il convient d'utiliser la valeur de calcul de f_{ctm} associée à la valeur élevée de la résistance dans le calcul du ferrailage minimal et dans la maîtrise de l'ouverture des fissures.

2.4.5 Enrobage [4.4.1]

L'enrobage est la distance de la paroi la plus proche au nu de l'armature prise avec son diamètre nominal.

L'enrobage permet de garantir :

- ▶ la bonne transmission des forces d'adhérence ;
- ▶ la protection de l'acier contre la corrosion ;
- ▶ une résistance au feu convenable.

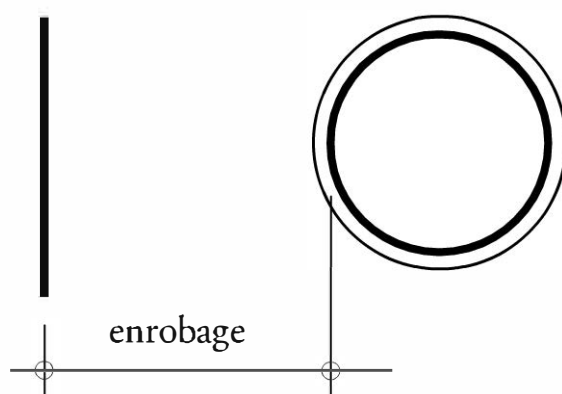


Figure 2.13

■ Enrobage nominal

L'enrobage nominal doit être spécifié sur les plans. Il est défini comme l'enrobage minimal augmenté d'une marge pour tolérance d'exécution :

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

La valeur de l'enrobage minimal est donnée ci-après.

La valeur de Δc_{dev} est fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est **10 mm**.

Lorsque la réalisation est soumise à un système d'assurance qualité dans lequel la surveillance inclut des mesures de l'enrobage des armatures, il est possible de réduire la marge de calcul pour tolérance d'exécution, de sorte que :

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 5 \text{ mm}$$

Lorsqu'on peut garantir l'utilisation d'un appareil de mesure très précis pour la surveillance ainsi que le rejet des éléments non conformes (éléments préfabriqués, par exemple), ou lorsque la conception et l'exécution des éléments d'ouvrages y compris leur ferraillage sont soumis à un système d'assurance qualité couvrant toutes les phases de la conception à l'exécution, il est possible de réduire la marge de calcul pour tolérance d'exécution, de sorte que :

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 0$$

■ Enrobage minimal

La valeur de l'enrobage minimal à utiliser doit satisfaire à la fois aux exigences qui concernent l'adhérence et les conditions d'environnement :

$$c_{\min} = \max \{c_{\min,b} ; c_{\min,\text{dur}} + \Delta c_{\text{dur},\gamma} - \Delta c_{\text{dur,st}} - \Delta c_{\text{dur,add}} ; 10 \text{ mm}\}$$

avec :

- ▶ $c_{\min,b}$ enrobage minimal vis-à-vis de l'adhérence
= diamètre de la barre isolée ou diamètre équivalent d'un paquet
- ▶ $c_{\min,\text{dur}}$ enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement

Classe structurale	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Pour les classes d'exposition XF, l'enrobage $c_{\min,\text{dur}}$ sera déterminé par référence à une classe d'exposition XC ou XD, selon les dispositions suivantes :

Type de salage (cf. recommandations GEL 2003)	Classe d'exposition			
	XF1	XF2	XF3	XF4
Peu fréquent	XC4	Sans objet	XC4 si le béton est formulé sans entraîneur d'air XD1 si le béton est formulé avec entraîneur d'air	Sans objet
Fréquent	Sans objet	XD1, XD3 pour les éléments très exposés	Sans objet	XD2, XD3 pour les éléments très exposés
Très fréquent	Sans objet	Sans objet	Sans objet	XD3

- $\Delta c_{dur,\gamma}$ marge de sécurité, égale à zéro en l'absence de spécifications supplémentaires.
- $\Delta c_{dur,st}$ réduction dans le cas d'utilisation d'acier inoxydable, égale à zéro en l'absence de spécifications supplémentaires.
- $\Delta c_{dur,add}$ réduction dans le cas de protection supplémentaire. La valeur à utiliser est zéro, sauf pour les revêtements adhérents justifiés vis-à-vis de la pénétration des agents agressifs.

Dans le cas de parement irrégulier (surface striée ou béton à granulats apparents, par exemple), il convient d'augmenter l'enrobage minimal d'au moins 5 mm.

Dans le cas d'un béton coulé au contact d'un sol ayant reçu une préparation, l'enrobage minimal est au moins de 30 mm.

Dans le cas d'un béton coulé au contact direct du sol, l'enrobage minimal est au moins de 65 mm.

2.4.6 Condition de bétonnage [8.2] : espacement des armatures

Si l'on désigne par $\varnothing$ le diamètre de l'acier le plus grand d'un paquet et par d_g la grosseur du plus gros granulats utilisé, en général 25 mm, on doit respecter une distance libre horizontalement et verticalement entre barres parallèles ou entre lits horizontaux supérieure ou égale à la plus grande des deux valeurs $\varnothing$ et $(5 \text{ mm} + d_g)$ ou 20 mm.

3

Actions

3.1 Actions permanentes

Les actions permanentes sont, en général, comme pour le poids propre, représentées par leur **valeur caractéristique** G_k .

Lorsque des incertitudes sur les valeurs sont plus importantes on définit une valeur caractéristique maximale $G_{k,\text{sup}}$ et une valeur caractéristique minimale $G_{k,\text{inf}}$.

3.1.1 Actions pondérales

L'annexe A de l'Eurocode 1 contient des tableaux donnant les poids volumiques de très nombreux matériaux et produits utilisés dans la construction ou stockés.

3.1.2 Variations linéaires

■ Retrait et fluage [2.3.2.2]

Il convient de tenir compte des effets du retrait et du fluage pour la vérification aux états limites de service.

Aux états limites ultimes, les effets du retrait et du fluage ne sont à considérer que lorsque ceux-ci sont significatifs, par exemple dans la vérification de la stabilité lorsque les effets du second ordre ont leur importance. Dans ce cas, le coefficient partiel γ_{SH} est pris égal à 1,0.

Dans les bâtiments, les effets de la température et du retrait peuvent être négligés dans l'analyse globale sous réserve que les joints soient espacés de d_{joint} , dont la valeur recommandée est **30 mètres**. La valeur de d_{joint} relève de l'Annexe nationale.

■ Annexe nationale

Pour les bâtiments, on peut ne pas tenir compte dans les calculs des variations linéaires en plan dans les bâtiments dont les superstructures (parties hors sol) sont découpées en blocs, séparés par des joints dits de dilatation, la distance entre ces joints n'excédant pas :

25 m	départements voisins de la Méditerranée (régions sèches à forte opposition de température)
30 m à 35 m	régions de l'Est, Alpes, Massif Central,
40 m	région parisienne, régions du Nord
50 m	régions de l'ouest de la France (régions humides et tempérées)

Les distances précédentes peuvent être augmentées, sur justifications spéciales, par des dispositions constructives appropriées permettant aux variations linéaires de se produire sans gêne.

On peut également ne pas tenir compte des autres effets de la température ainsi que du retrait sous réserve de la justification de dispositions constructives appropriées, adaptées à l'ouvrage. Cependant dans le cas des ouvrages particulièrement sensibles (dallages, radiers, dalles de parking enserrées dans des parois...), des dispositions appropriées doivent être respectées.

Ces dispositions, adaptées à l'ouvrage à concevoir, portent sur tout ou partie des points suivants :

- ▶ la qualité du béton,
- ▶ la conception des ouvrages (type de plancher, sens de portée, préfabrication...),
- ▶ le phasage de mise en oeuvre du béton (zones alternées, damiers...),
- ▶ les procédés de cure,

- ▶ les joints de reprise de bétonnage et/ou les de clavetage ainsi que leur position,
- ▶ les joints de pré-fissuration ainsi que leur position,
- ▶ les dispositions constructives de ferrailage (position, altitude, espacement, pourcentage, armatures de peau...).

■ **Recommandations professionnelles**

Concernant les variations linéaires en plan, on peut ajouter les commentaires suivants.

La règle visant à ne pas tenir compte dans les calculs de ces variations linéaires pour des blocs dont la distance entre joints est inférieure aux limites données ne s'applique qu'aux ossatures de bâtiments en béton dont les appuis sont normalement flexibles.

Il peut être nécessaire de retenir des distances plus petites, ou d'adopter des dispositions constructives complémentaires, dans le cas d'ossatures reposant sur des appuis en maçonnerie ou dans le cas d'ossatures en béton dont le contreventement longitudinal se trouve essentiellement concentré aux extrémités des blocs entre joints.

On peut, à l'opposé admettre un léger dépassement des distances fixées pour des blocs dans lesquels la création d'un joint supplémentaire pourrait conduire à une notable diminution du contreventement longitudinal ou transversal.

Les joints prévus en élévation ne sont pas obligatoirement à prolonger dans les infrastructures lorsqu'il est préférable de n'en pas prévoir afin d'éviter des fondations excentrées ou une notable diminution du contreventement longitudinal ou transversal.

L'attention est attirée sur le cas spécifique des parkings enterrés, enserrés dans des parois périphériques construites préalablement. En effet le retrait des planchers associé à la forte ventilation des locaux à partir de l'air ambiant peut conduire à des variations linéaires importantes des planchers. Il y a alors lieu d'envisager un ensemble de dispositions constructives spécifiques telles que celles listées dans la note de l'Annexe nationale.

3.1.3 Les mouvements différentiels

■ Eurocode 2

Il convient de tenir compte des mouvements différentiels dus au tassement du sol pour la vérification aux états limites de service. Le tassement est alors considéré comme une action permanente, avec application d'un coefficient partiel.

Aux états limites ultimes, le tassement du sol n'est à considérer que lorsque celui-ci est significatif, par exemple dans la vérification de la stabilité lorsque les effets du second ordre ont leur importance.

■ Annexe nationale

On peut ne pas tenir compte dans les calculs des tassements différentiels du sol et des fondations dans les bâtiments dès lors que les dénivellations d'appuis attendues de ces effets n'excèdent pas 1/500 de la portée entre éléments porteurs adjacents. Cette limite est plafonnée à 1 cm ou 2 cm selon que les cloisonnements sont rigides et fragiles ou non.

■ Recommandations professionnelles

Lorsque l'on doit envisager les effets simultanés des variations linéaires verticales sous l'action de la température et ceux des tassements différentiels du sol et des fondations, la limite du 1/500 est portée à 1/300 et les limites absolues de 1 cm et 2 cm sont conservées.

3.2 Actions variables

Les actions variables sont représentées principalement par leur **valeur caractéristique** Q_k .

Les autres valeurs caractéristiques sont :

- ▶ la valeur de combinaison, notée $\psi_0 Q_k$;
- ▶ la valeur fréquente, notée $\psi_1 Q_k$;
- ▶ la valeur quasi permanente, notée $\psi_2 Q_k$.

Les valeurs des coefficients ψ_0 , ψ_1 et ψ_2 sont données ci-dessous pour les bâtiments situés en France métropolitaine.

3.2.1 Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation sur les planchers et les toitures des bâtiments sont données ci-dessous, en fonction des catégories définies selon l'usage.

Les catégories A à G sont des planchers, les catégories H à K sont des toitures.

Les catégories A à E1 sont soumises :

- ▶ à une densité de charges verticales uniformes $q_{k,v}$ susceptibles d'être réduites par un coefficient α_A pour effet de surface ;
- ▶ à une charge verticale concentrée $Q_{k,v}$ sur une aire carrée de 50 mm de côté, en général non cumulable avec la charge uniforme.

Pour les catégories F et G, la charge $Q_{k,v}$ est répartie sur les deux impacts carrés d'un essieu unique, distants entre axes de 1,80 m et de 100 mm de côté pour la catégorie F et 200 mm pour la catégorie G.

Les éléments verticaux des catégories A à E1 sont soumis aux charges uniformes sur les planchers et les toitures situés au-dessus, en tenant compte d'un coefficient de réduction α_n pour la charge apportée par n étages.

- ▶ Le coefficient α_A n'est utilisé en France que pour les catégories d'usage A, B, C3, D1 et F. Il est calculé par l'expression :

$$\alpha_A = 0,77 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \quad \text{avec } A_0 = 3,5 \text{ m}^2$$

- ▶ Le coefficient α_n n'est utilisé en France que pour les catégories d'usage A, B et F. Il est calculé par l'expression, pour $n > 2$:

$$\alpha_n = 0,5 + \frac{1,36}{n} \quad \text{pour la catégorie A}$$

$$\alpha_n = 0,7 + \frac{0,8}{n} \quad \text{pour les catégories B et F}$$

Par définition, les coefficients de réduction α_A et α_n ne sont pas à prendre en compte simultanément.

Catégorie	Usage	0	1	2	$q_{k,v}$	$Q_{k,v}$
A	Habitation, résidentiel planchers escaliers balcons	0,7	0,5	0,3	1,5 2,5 3,5	2,0
B	Bureaux	0,7	0,5	0,3	2,5	4,0
C	Lieux de réunion C1 : espaces équipés de tables C2 : espaces équipés de sièges fixes C3 : espaces sans obstacle à la circulation C4 : espaces permettant des activités physiques C5 : espaces susceptibles d'accueillir des foules importantes	0,7	0,7	0,6	2,5 4,0 4,0 5,0 5,0	3,0 4,0 4,0 7,0 4,5
D	Commerces D1 : commerces de détail courants D2 : grands magasins	0,7	0,7	0,6	5,0 5,0	5,0 5,0
E	Stockage E1 : possibilité d'accumulation de marchandises E2 : usage industriel	1,0	0,9	0,8	7,5	7,0
F	Zone de trafic : véhicules légers PTAC ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6	2,3	15
G	Zone de trafic : véhicules de poids moyen PTAC ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3	5,0	90
H	Toitures inaccessibles sauf pour entretien	0	0	0	1,0	1,5
I	Toitures accessibles pour les usages des catégories A à D					
K	Toitures accessibles pour des usages particuliers, hélistations					

Lorsque la charge d'exploitation est considérée comme une action d'accompagnement, un seul des deux facteurs ψ et α_n doit être appliqué.

Sous réserve qu'un plancher permette une distribution latérale des charges, le poids propre des cloisons mobiles (courantes) peut être assimilé à une charge uniformément répartie q_k qu'il convient d'ajouter aux charges d'exploitation :

poids propre	q_k
$\leq 1,0 \text{ kN/ml}$	$0,5 \text{ kN/m}^2$
$\leq 2,0 \text{ kN/ml}$	$0,8 \text{ kN/m}^2$
$\leq 3,0 \text{ kN/ml}$	$1,2 \text{ kN/m}^2$

3.2.2 Chariots élévateurs

Il convient de classer les chariots élévateurs dans l'une des 6 classes FL1 à FL6 en fonction de leurs caractéristiques.

La charge verticale statique par essieu Q_k doit être majorée par un coefficient de majoration dynamique qui vaut 1,40 pour les bandages pneumatiques et 2,00 pour les bandages pleins.

L'essieu comporte deux roues dont l'impact est de forme carrée de 0,20 m de côté.

La charge horizontale due à l'accélération ou la décélération peut être prise égale à 30 % de la charge verticale à l'essieu Q_k .

Charge statique à l'essieu Q_k (en kN et m)

Classe	Poids à vide	Charge levée	Largeur de l'essieu	Largeur hors tout	Longueur hors tout	Charge à l'essieu Q_k
FL1	21	10	0,85	1,00	2,60	26
FL2	31	15	0,95	1,10	3,00	40
FL3	44	25	1,00	1,20	3,30	63
FL4	60	40	1,20	1,40	4,00	90
FL5	90	60	1,50	1,90	4,60	140
FL6	110	80	1,80	2,30	5,10	170

3.2.3 Charges horizontales sur les parapets

La valeur caractéristique de la charge linéique q_k horizontale agissant au niveau d'un mur de séparation à une hauteur inférieure ou égale à 1,20 m est égale à :

	q_k
catégories A, B et C1	0,60 kN/ml
catégories C2 à C4 et D	1,00 kN/ml
catégorie C5	3,00 kN/ml
catégorie E	2,00 kN/ml

3.2.4 Charges climatiques

Les charges dues à la neige sur les bâtiments sont données par l'EN 1991-1-3.

Les charges dues au vent sur les bâtiments sont données par l'EN 1991-1-4.

Sur les toitures, il convient de ne pas appliquer simultanément les charges d'exploitation et les charges dues à la neige et au vent.

3.2.5 Effets thermiques

■ Eurocode 2

Les charges dues aux effets thermiques sur les bâtiments sont données par l'EN 1991-1.5.

Il convient de tenir compte des effets thermiques pour la vérification aux états limites de service. Ils sont alors considérés comme des actions variables, avec application d'un coefficient partiel et d'un coefficient ψ .

Aux états limites ultimes, les effets thermiques ne sont à considérer que lorsque ceux-ci sont significatifs, par exemple dans la vérification de la stabilité lorsque les effets du second ordre ont leur importance.

■ Recommandations professionnelles

Les effets de la température peuvent être séparés en variation linéaire, gradients et auto-contraintes.

Concernant les variations linéaires en plan, on peut ajouter les commentaires suivants :

- ▶ On constate que les effets thermiques différentiels sont plus sensibles aux étages de transition entre des zones d'activité différente, par exemple le rez-de-chaussée. Des dispositions constructives spécifiques prises à ces niveaux peuvent permettre de libérer la gêne apportée au développement des effets thermiques différentiels et donc, de ce fait, d'admettre des distances entre joints plus grandes.
- ▶ Les effets thermiques étant plus sensibles dans les étages sous terrasse, il peut être parfois judicieux de diviser la longueur des blocs par deux en créant un joint diapason sur la hauteur du dernier niveau.

3.3 Actions accidentelles

Les actions accidentelles sont représentées par une **valeur nominale unique A_d** .

4

Sollicitations

4.1 Analyse structurale [5]

L'analyse structurale a pour objet de déterminer la distribution des sollicitations, ou le cas échéant des contraintes, et des déformations de l'ensemble d'une structure.

4.1.1 Analyse locale

Une analyse locale complémentaire peut être nécessaire lorsque l'hypothèse de distribution linéaire des déformations ne s'applique plus, par exemple :

- ▶ à proximité des appuis ;
- ▶ au droit des charges concentrées ;
- ▶ aux nœuds entre poteaux et poutres ;
- ▶ dans les zones d'ancrage ;
- ▶ aux changements de section transversale.

4.1.2 Champs de contraintes

Dans le cas de champs de contraintes planes, le ferrailage peut être déterminé par une méthode simplifiée donnée en annexe F de l'Eurocode 2.

4.2 Modélisation [5.3]

L'analyse structurale est effectuée en modélisant la géométrie de la structure ainsi que son comportement.

4.2.1 Géométrie [5.3.2]

On considère habituellement que la structure est constituée d'éléments linéaires, d'éléments plans, et occasionnellement de coques.

- Une *poutre* est un élément dont la portée est supérieure ou égale à 3 fois la hauteur totale de la section. Dans le cas contraire, il est considéré comme une poutre-cloison.

Lorsqu'une grande précision n'est pas requise, la largeur b_{eff} de la table de compression des poutres en T est considérée comme constante par travée et égale à :

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w$$

avec $b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1\ell_0$ en limitant $b_{\text{eff},i}$ à $0,2\ell_0$ et à b_i .

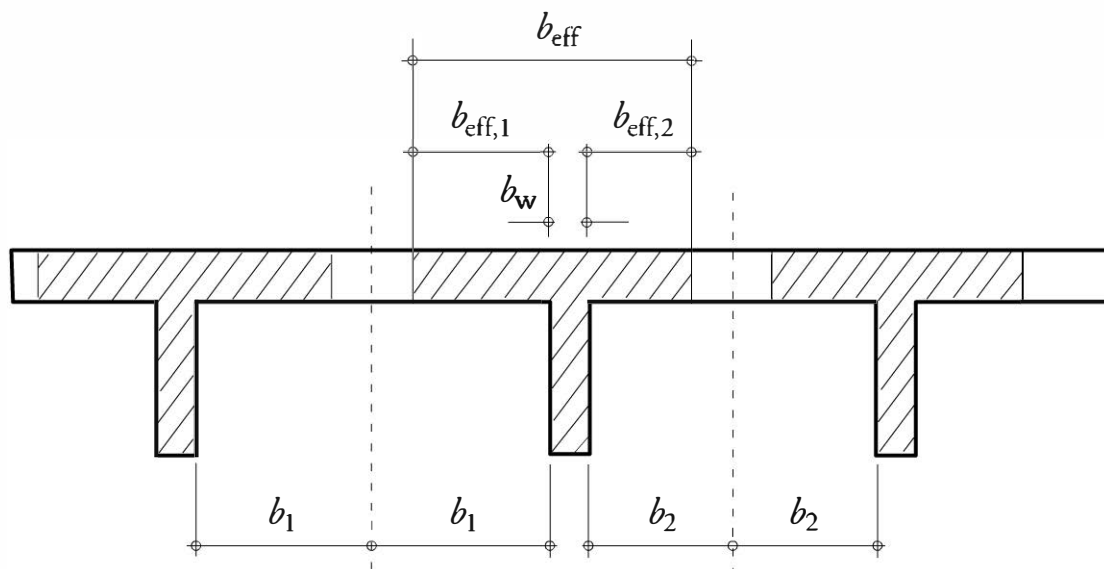


Figure 4.1

La longueur ℓ_0 de la travée considérée, de portée entre axes ℓ_i , est la distance entre points de moments nuls, supposés à $0,15\ell_i$ d'un appui intermédiaire.

La longueur ℓ_0 est prise égale à la portée ℓ_i pour une travée isostatique, $0,85\ell_i$ pour une travée de rive et $0,7\ell_i$ pour une travée intermédiaire.

- Un *poteau* est un élément dont le grand côté de la section transversale est inférieur à 4 fois le petit côté, et dont la hauteur est au moins égale à 3 fois le grand côté. Dans le cas contraire, il est considéré comme un voile.
- Une *dalle* soumise à des charges uniformément réparties porte dans une seule direction si :
 - elle présente deux bords libres sensiblement parallèles, ou bien
 - elle est de forme rectangulaire et le rapport des côtés est compris entre 0,5 et 2.

4.2.2 Portée utile des poutres et dalles dans les bâtiments [5.3.2.2]

■ Eurocode 2

On définit la portée utile ℓ_{eff} d'une poutre ou d'une dalle comme :

$$\ell_{\text{eff}} = \ell_n + a_1 + a_2$$

où ℓ_n est la distance entre nus d'appui, et a_i dépend des conditions d'appui, de la hauteur h de l'élément et de la profondeur d'appui t : $a_i = \min(h/2; t/2)$.

- Dans le cas où la hauteur h est supérieure à la profondeur d'appui t , la portée utile est comptée à partir de l'axe de l'appui (figure 4.2).

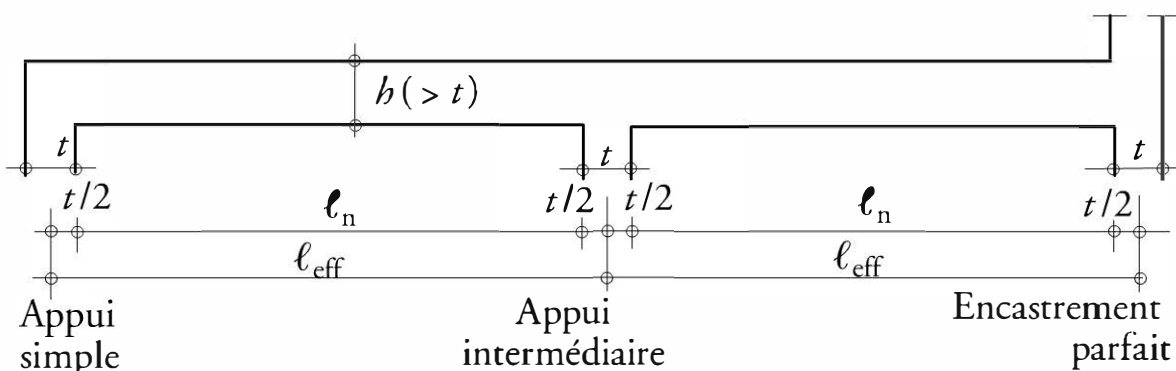


Figure 4.2

- Dans le cas d'appuis larges, la portée utile est comptée à partir du nu de l'appui, augmentée de la moitié de la hauteur de l'élément.

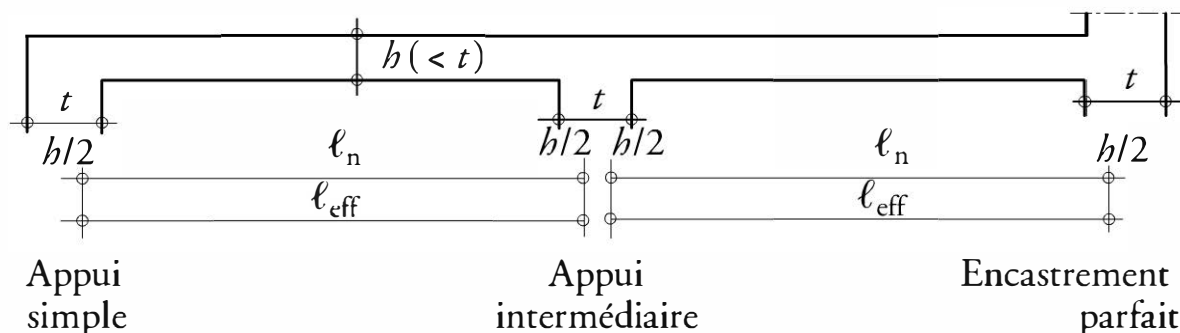


Figure 4.3

- Dans le cas d'un appareil d'appui, la portée utile est comptée à partir de l'axe de l'appareil d'appui.

■ Recommandations professionnelles

Lorsque les poutres sont monolithiques avec leurs appuis, la redistribution et les armatures sur appui sont calculées avec les valeurs des moments au nu de l'appui.

Lorsque les poutres sont appuyées sur de la maçonnerie ou des appareils d'appuis, la redistribution et les armatures sur appui sont calculées avec les valeurs des moments dans l'axe, éventuellement écrêtés.

Le calcul d'une poutre continue avec travées entre axes est différent de celui de la même poutre avec travées entre nus par le seul fait que l'on prend en compte dans le premier cas la déformation de la poutre dans le corps des appuis, sans modifier l'inertie de la poutre et que l'on fait l'hypothèse dans le deuxième cas d'une inertie infinie de la poutre dans le corps des appuis.

En conséquence, le fait de prendre les portées entre nus revient à la même chose que de faire le calcul entre axes et de ne garder que les moments au nu, on équilibre bien toujours le même moment isostatique par travée.

4.2.3 Moments sur appuis

Lorsque l'élément forme un ensemble monolithique avec ses appuis, c'est-à-dire qu'il constitue un encastrement, le moment de calcul à considérer est le moment au nu de l'appui, limité inférieurement à 65 % du moment d'encastrement.

Lorsque l'élément d'appui est supposé ne pas créer de gêne à la rotation, le moment de calcul sur appui déterminé pour une portée entre axes des appuis est minoré de la valeur :

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed, \text{sup}} \frac{t}{8}$$

où $F_{Ed, \text{sup}}$ est la réaction d'appui, et t est la profondeur d'appui.

Les dalles et poutres continues peuvent généralement être analysées en considérant que les appuis ne créent pas de gêne à la rotation.

4.2.4 Modèles de comportement

Les modèles de comportement couramment utilisés pour l'analyse sont les suivants.

■ Analyse élastique linéaire

L'analyse linéaire basée sur la théorie de l'élasticité est utilisable pour les états limites ultimes et les états limites de service en supposant des sections non fissurées, un diagramme contrainte-déformation linéaire et des valeurs moyennes des modules d'élasticité.

■ Analyse élastique linéaire avec redistribution limitée

L'analyse linéaire avec redistribution limitée des moments peut être utilisée aux états limites ultimes. Dans ce modèle, les moments à l'état limite ultime sur appuis déterminés par l'analyse linéaire peuvent être réduits, à condition naturellement d'être redistribués, par application d'un coefficient δ .

Pour les poutres ou les dalles continues sollicitées principalement en flexion et dont le rapport entre portées adjacentes est compris entre 0,5 et 2, la redistribution des moments fléchissants peut être effectuée sans vérification explicite de la capacité de rotation, sous réserve que :

$$\delta \geq k_1 + \frac{k_2 x_u}{d} \quad \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

- Les valeurs de k_1 et k_2 peuvent être fournies par l'Annexe nationale. Les valeurs à utiliser sont $k_1 = 0,44$ et $k_2 = 1,25 \left(0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu2}} \right)$;
- $\delta \geq 0,7$, respectivement 0,8, lorsque les armatures sont de classe B ou C, respectivement A.
- δ est le rapport du moment après redistribution au moment élastique. Le rapport δ peut être choisi différent selon le cas de charge considéré.
- x_u est la profondeur de l'axe neutre à l'état limite ultime après redistribution ε_{cu2} est la déformation ultime de la section, soit 3,50 ‰ pour des bétons de classe inférieure à C50/60.

Pour les poteaux de portique, il convient de ne tenir compte d'aucune redistribution des moments élastiques provenant de l'effet de portique.

Selon les Recommandations professionnelles, pour les bâtiments, cette analyse linéaire avec redistribution limitée des moments peut également être utilisée à l'ELS avec les mêmes coefficients de redistribution que ceux utilisés à l'ELU.

■ Analyse plastique, incluant notamment la modélisation par bielles et tirants

L'analyse plastique, sans vérification directe de la capacité de rotation peut être employée pour l'état limite ultime si les conditions suivantes relatives à la ductilité des sections critiques sont satisfaites :

- l'aire de la section des armatures tendues est limitée de telle sorte que, quelle que soit la section considérée le rapport $\frac{x_u}{d} \leq 0,25$. Selon les

Recommandations professionnelles, cette condition est habituellement satisfaite pour les bétons de classe de résistance inférieure à C50/60 ;

- Les armatures de béton armé appartiennent à la classe *B* ou à la classe *C* ;
- Le rapport des moments sur appuis intermédiaires aux moments en travée est compris entre 0,5 et 2.

Les Recommandations professionnelles proposent comme méthodes d'analyse plastique des poutrelles, poutres et dalles les méthodes dites « méthode forfaitaire » et « méthode de Caquot » explicitées dans le chapitre des poutres.

■ Analyse non linéaire

Dans les bâtiments, les déformations dues à l'effort tranchant et à l'effort normal peuvent être négligées, lorsqu'on prévoit qu'elles seront inférieures à 10 % des déformations de flexion. Les Recommandations professionnelles précisent que cette clause est vérifiée dans les poutres rectangulaires si leur hauteur est inférieure au cinquième de la portée.

4.2.5 Fondations

Les effets de l'interaction sol-structure peuvent habituellement être négligés dans le cas de semelles de fondation superficielles ou sur pieux courantes.

L'interaction entre pieux peut être négligée lorsque la distance entre axes des pieux est supérieure à trois fois le diamètre des pieux.

4.2.6 Cas de charge et combinaisons d'actions [5.1.3]

■ Eurocode 2

Les combinaisons d'actions considérées doivent tenir compte des cas de charge pertinents, permettant l'établissement des conditions de dimensionnement déterminantes dans toutes les sections.

La simplification du nombre de dispositions de charges relève de l'Annexe nationale.

Pour les bâtiments, on recommande de retenir les dispositions simplifiées ci-après :

- ▶ les charges permanentes $\gamma_G G_k$ s'appliquent à toutes les travées, et une travée sur deux supporte en plus les charges variables $\gamma_Q Q_k$;
- ▶ les charges permanentes $\gamma_G G_k$ s'appliquent à toutes les travées, et deux travées adjacentes quelconques supportent en plus les charges variables $\gamma_Q Q_k$.

■ Annexe nationale

Les simplifications du nombre de dispositions de charges à utiliser sont fondées sur le principe suivant : les cas de charge à utiliser sont ceux que l'on utiliserait si les éléments portés reposaient isostatiquement sur les éléments porteurs ; les actions ainsi obtenues sur les éléments porteurs sont forfaitairement majorées ou minorées en fonction de l'hyperstaticité ainsi négligée.

Une façon d'estimer ces majorations et minorations est fournie par l'étude des cas décrits au paragraphe précédent dans l'Eurocode.

■ Recommandations professionnelles

Comme indiqué dans l'Annexe nationale, il est admis, pour les bâtiments et lorsque les planchers sont réalisés en béton armé, de ne retenir que les arrangements suivants pour l'estimation des charges de calcul des éléments ci-après précisés :

- ▶ *Charges transmises aux poutrelles (ou poutres secondaires) et poutres des planchers*

Les charges agissant sur un élément porteur sont d'une part celles qui agissent directement sur lui et d'autre part celles qui lui sont transmises par les éléments qu'il supporte, compte tenu de leur continuité éventuelle.

Dans tous les cas, pour l'évaluation des charges transmises par les hourdis aux poutres (secondaires ou principales), on peut négliger l'effet de continuité des hourdis.

Pour la transmission des charges par des éléments autres que les hourdis, il faut distinguer le cas des planchers à charge d'exploitation modérée et les autres.

Les planchers sont réputés à charge d'exploitation modérée si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

- la charge d'exploitation est inférieure ou égale à deux fois la charge permanente et à 5 kN/m^2 ,
- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité,
- la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements et les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

Dans la transmission des charges des poutrelles aux poutres des planchers à charge d'exploitation modérée, on peut admettre la discontinuité des différents éléments, exception faite toutefois :

- des travées de rive des poutrelles et des poutres où, sur le premier appui intermédiaire, il est tenu compte de la solidarité, soit en prenant en compte les moments de continuité adoptés, soit forfaitairement en majorant les réactions correspondant aux travées indépendantes de 15 % s'il s'agit de poutrelles à deux travées et 10% s'il s'agit de poutrelles à plus de deux travées,
- des travées de rive prolongées par une console où l'on tient compte de l'effet de console.

Dans la transmission des charges des poutrelles aux poutres des autres planchers, on doit tenir compte de la continuité des poutrelles en envisageant que les charges variables sont appliquées sur les travées de part et d'autre de la poutre principale mais sans pousser plus loin l'étude des chargements par travées alternées.

► ***Charges verticales transmises aux poteaux supportant des planchers***

Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu application des lois de dégression et en admettant la discontinuité des différents éléments des planchers (hourdis, poutrelles et poutres).

Toutefois les charges ainsi obtenues sont à majorer :

- de 15% pour les poteaux centraux dans le cas de poutres à deux travées,
- de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de poutres à plus de deux travées, les charges évaluées pour les poteaux de rive, dans l'hypothèse de la discontinuité, n'étant pas réduites.

Dans le cas d'éléments de rive prolongés par des parties en porte à faux, il est tenu compte de l'effet de console dans l'évaluation des charges transmises aux poteaux, en admettant la discontinuité des travées au droit des poteaux voisins des poteaux de rive.

4.2.7 Imperfections géométriques [5.2]

Il s'agit des imperfections géométriques éventuelles de la structure et des écarts dans la position des charges. Il ne s'agit pas des écarts sur les dimensions des sections qui sont normalement pris en compte dans les coefficients partiels relatifs aux matériaux.

Les imperfections doivent être prises en compte aux états limites ultimes. Elles peuvent être représentées par une inclinaison :

$$\theta_\ell = \theta_0 \alpha_h \alpha_m$$

où :

- θ_0 est la valeur de base qui relève de l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est 1/200 ;
- α_h est un coefficient de réduction $2/\sqrt{\ell}$, compris entre 2/3 et 1 ;
- α_m est un coefficient de réduction $\sqrt{0,5(1 + 1/m)}$;
- ℓ est une longueur ou une hauteur ;
- m est le nombre d'éléments verticaux contribuant à l'effet total.

Par simplification, on pourra prendre $\alpha_h = \alpha_m = 1$.

Dans le cas d'éléments isolés, l'effet des imperfections peut être pris en compte, au choix :

- ▶ comme une excentricité e_i donnée par $e_i = \theta_\ell \ell_0 / 2$, où ℓ_0 est la longueur efficace (ou longueur de flambement), soit $e_i = \ell_0 / 400$ avec $\alpha_h = 1$, ou
- ▶ comme une charge transversale $H_i = \theta_\ell N$ pour les éléments non contreventés ou $H_i = 2\theta_\ell N$ pour les éléments contreventés, où N est la charge axiale.

Une solution alternative simplifiée, applicable aux voiles et poteaux isolés dans les structures contreventées, consiste à utiliser une excentricité $e_i = \ell_0 / 400$ pour couvrir les imperfections liées aux tolérances normales d'exécution.

Dans le cas des structures, l'effet des imperfections peut être représenté par des charges transversales.

Il n'y a pas lieu de considérer ces imperfections aux états limites de service.

5

États limites ultimes

5.1 Flexion simple et composée [6.1]

Ce chapitre s'applique aux régions sans discontinuité des poutres et dalles, dont les sections demeurent approximativement planes, avant et après le chargement.

Le dimensionnement et le choix des dispositions constructives des éléments qui ne respectent pas cette condition relèvent d'un modèle bielles et tirants.

5.1.1 Hypothèses de calcul

La détermination du moment résistant ultime de sections droites de béton armé s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- ▶ les sections planes restent planes ;
- ▶ les armatures adhérentes subissent les mêmes déformations relatives que le béton adjacent ;
- ▶ la résistance en traction du béton est négligée ;
- ▶ les contraintes du béton comprimé se déduisent du diagramme contrainte-déformation du béton ou du diagramme rectangulaire simplifié ;
- ▶ les contraintes des armatures se déduisent du diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier.

5.1.2 Limitation des déformations

- ▶ La déformation en compression du béton doit être limitée à ε_{cu2} ou ε_{cu3} , soit 3,5 ‰ pour les bétons de résistance inférieure ou égale à 50 MPa.

- La déformation en compression pure du béton doit être limitée à ε_{c2} ou ε_{c3} , soit 2,0 ‰ dans le cas d'utilisation du diagramme parabole rectangle.
- La déformation des armatures de béton armé est limitée à $\varepsilon_{u\Delta}$, si cette limite existe.

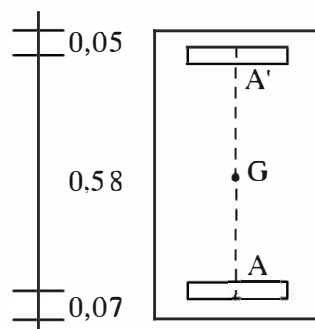
Exemple de diagramme d'interaction

Définitions

L'exemple concerne le tracé du diagramme d'interaction d'une section rectangulaire.

Géométrie

La section considérée est de forme rectangulaire de largeur 0,40 m et de 0,70 m de hauteur. La section d'acier inférieure est de 16 cm² et la section d'acier supérieure est de 6 cm².



On désigne par :

G le centre de gravité de la section de béton seul, à la distance $h/2$ de la fibre supérieure ;

A le centre de gravité des aciers inférieurs, à la distance d de la fibre supérieure ;

A' le centre de gravité des aciers supérieurs, à la distance d' de la fibre supérieure ;

B le centre de gravité de la surface de béton comprimé, à la distance $0,4 x$ de la fibre supérieure (dans l'hypothèse du diagramme rectangulaire simplifié).

Matériaux

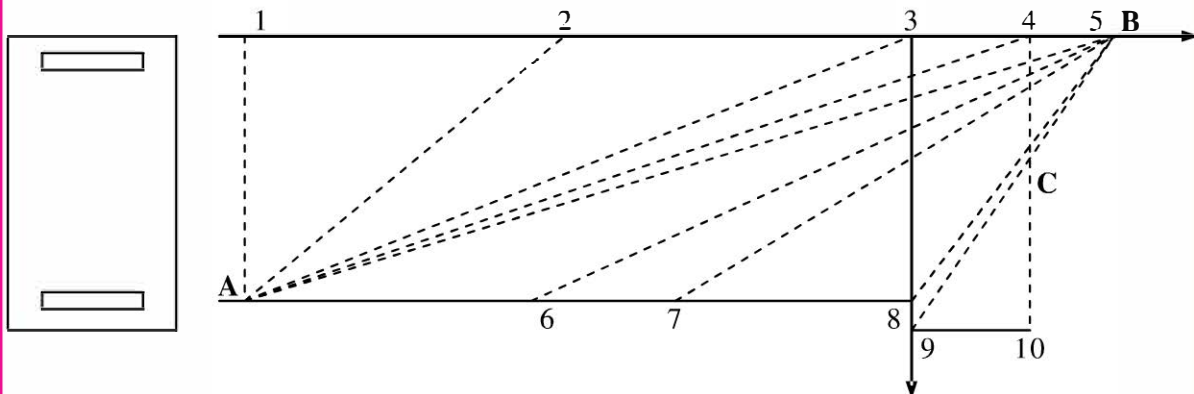
Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25$ MPa. Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa et sont de classe de ductilité B.

Justifications

Diagramme d'interaction

Points du diagramme

On choisit pour le tracé point par point du diagramme, les positions de la droite des déformations passant successivement par les 3 pivots A, B et C.



État de déformation

L'état de déformation est caractérisé par une droite, dont l'équation donne la relation entre la déformation relative au niveau de la fibre supérieure ε_0 , au niveau des aciers inférieurs ε_s et au niveau des aciers supérieurs $\varepsilon_{s'}$.

$$\text{Pivot A } \varepsilon_y = \varepsilon_0 + (\varepsilon_{ud} - \varepsilon_0) \frac{y}{d} \quad \alpha = \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_0 - \varepsilon_{ud}}$$

$$\text{Pivot B } \varepsilon_y = 3,5\text{‰} + (\varepsilon_s - 3,5\text{‰}) \frac{y}{d} \quad \alpha = \frac{3,5\text{‰}}{3,5\text{‰} - \varepsilon_s}$$

$$\text{Pivot C } \varepsilon_y = \varepsilon_0 + (2\text{‰} - \varepsilon_0) \frac{7}{3} \frac{y}{d}$$

État de contraintes

On utilise le diagramme rectangulaire simplifié lorsque la section est partiellement comprimée.

La valeur absolue de la contrainte des aciers est donnée par le minimum des deux valeurs :

$$\sigma_s = f_{yd} \left(1 + 0,08 \frac{\varepsilon_s - 2,17\text{‰}}{\varepsilon_{uk} - 2,17\text{‰}} \right) \text{ et } \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

Efforts internes

Les efforts internes et leurs moments respectifs par rapport au centre de gravité de la section de béton seul sont calculés par les formules suivantes :

$$N_s = A_s \sigma_s \quad \text{avec un bras de levier } \overline{AG} = \frac{h}{2} - d$$

$$N_{s'} = A_{s'} \sigma_{s'} \quad \text{avec un bras de levier } \overline{A'G} = \frac{h}{2} - d'$$

$$N_c = 0,8 \alpha b_w d f_{cd} \quad \text{avec un bras de levier } \overline{BG} = \frac{h}{2} - 0,4 \alpha d$$

▪ Détail du calcul

On donne ci-dessous le détail du calcul d'un point pour chaque pivot.

→ Pivot A – Point 4 :

Allongement des aciers $\varepsilon_s = \varepsilon_{ud} = -45\text{‰}$ (par définition du pivot A)

Raccourcissement du béton $\varepsilon_c = 2,0\text{‰}$ (par définition du point 4)

Déformation des aciers $\varepsilon_{s'} = \varepsilon_0 + (\varepsilon_{ud} - \varepsilon_0) \frac{y}{d} =$

$$2,0\text{‰} + (-45\text{‰} - 2,0\text{‰}) \frac{0,05}{0,63} = -1,73\text{‰}$$

Axe neutre $\alpha = \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_{ud} - \varepsilon_0} = \frac{2,0\text{‰}}{-45\text{‰} - 2,0\text{‰}} = 0,0426$

Contrainte des aciers $\sigma_{s'} = \varepsilon_{s'} E_s = -1,73\text{‰} \cdot 200\,000 = -346 \text{ MPa}$

Contrainte des aciers $\varepsilon_s = -435 \left(1 + 0,08 \frac{45 - 2,17}{50 - 2,17} \right) = -466 \text{ MPa}$

Effort des aciers $N_{s'} = A_{s'} \sigma_{s'} = -0,0006 \cdot 346 = -0,208 \text{ MN}$

Effort des aciers $N_s = A_s \sigma_s = -0,0016 \cdot 466 = -0,746 \text{ MN}$

Effort du béton $N_c = 0,8 \alpha d b_w f_{cd} = 0,8 \cdot 0,0426 \cdot 0,63 \cdot 0,40 \cdot 16,7 = 0,143 \text{ MN}$

Moment des aciers $M_{s'} = N_{s'} \left(\frac{h}{2} - d' \right) = -0,208 (0,35 - 0,05)$
 $= -0,0624 \text{ MNm}$

Moment des aciers $M_s = N_s \left(\frac{h}{2} - d \right) = -0,746 (0,35 - 0,63) = +0,2089 \text{ MNm}$

Moment du béton $M_c = N_c \left(\frac{h}{2} - 0,4 \alpha d \right)$
 $= 0,143 (0,35 - 0,4 \cdot 0,0426 \cdot 0,63) = 0,0485 \text{ MNm}$

Effort normal limite $N_l = N_{s'} + N_s + N_c = -0,811 \text{ MN}$

Moment limite $M_l = M_{s'} + M_s + M_c = 0,195 \text{ MNm}$

→ Pivot B – Point 7 :

Allongement des aciers $\varepsilon_s = \varepsilon_{ud} = -4,0\text{‰}$ (par définition du point 7)

Raccourcissement du béton $\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$ (par définition du pivot B)

Déformation des aciers $\varepsilon_{s'} = 3,5\text{‰} + (\varepsilon_s - 3,5\text{‰}) \frac{y}{d}$

$$\varepsilon_{s'} = 3,5\text{‰} + (-4,0\text{‰} - 3,5\text{‰}) \frac{0,05}{0,63} = +2,90\text{‰}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Axe neutre } \alpha & \quad \alpha = \frac{3,5\text{‰}}{3,5\text{‰} - \varepsilon_s} = \frac{3,5\text{‰}}{3,5\text{‰} + 4,0\text{‰}} = 0,467 \\
 \text{Contrainte des aciers} & \quad \sigma_{s'} = 435(1 + 0,08 \frac{2,90 - 2,17}{50 - 2,17}) = 435 \text{ MPa} \\
 \text{Contrainte des aciers} & \quad \sigma_s = -435(1 + 0,08 \frac{4,0 - 2,17}{50 - 2,17}) = -436 \text{ MPa} \\
 \text{Effort des aciers } N_{s'} & = A_{s'}\sigma_{s'} = +0,0006 \cdot 435 = +0,261 \text{ MN} \\
 \text{Effort des aciers } N_s & = A_s\sigma_s = -0,0016 \cdot 436 = -0,698 \text{ MN} \\
 \text{Effort du béton } N_c & = 0,8\alpha d b_w f_{cd} = 0,8 \cdot 0,467 \cdot 0,63 \cdot 0,40 \cdot 16,7 = 1,568 \text{ MN} \\
 \text{Moment des aciers } M_{s'} & = N_{s'}(\frac{h}{2} - d') = +0,261(0,35 - 0,05) \\
 & = +0,0783 \text{ MNm} \\
 \text{Moment des aciers } M_s & = N_s(\frac{h}{2} - d) = -0,698(0,35 - 0,63) \\
 & = +0,1954 \text{ MNm} \\
 \text{Moment du béton } M_c & = N_c(\frac{h}{2} - 0,4\alpha d) \\
 & = 1,568(0,35 - 0,4 \cdot 0,467 \cdot 0,63) = +0,3643 \text{ MNm} \\
 \text{Effort normal limite } N_l & = N_{s'} + N_s + N_c = +1,131 \text{ MN} \\
 \text{Moment limite } M_l & = M_{s'} + M_s + M_c = +0,638 \text{ MNm}
 \end{aligned}$$

→ **Pivot C – Point 10 :**

$$\begin{aligned}
 \text{Allongement des aciers } \varepsilon_s & = \varepsilon_{s'} = \varepsilon_c = +2,0\text{‰} \text{ (par définition du point 10)} \\
 \text{Contrainte des aciers } \sigma_{s'} & = \sigma_s = 2,0\text{‰} E_s = 2,0\text{‰} \cdot 200\,000 = 400 \text{ MPa} \\
 \text{Contrainte du béton } \sigma_c & = f_{cd} = 16,7 \text{ MPa} \\
 \text{Effort des aciers } N_{s'} & = A_{s'}\sigma_{s'} = +0,0006 \cdot 400 = +0,240 \text{ MN} \\
 \text{Effort des aciers } N_s & = A_s\sigma_s = +0,0016 \cdot 400 = +0,640 \text{ MN} \\
 \text{Effort du béton } N_c & = h b_w f_{cd} = 0,70 \cdot 0,40 \cdot 16,7 = +4,667 \text{ MN} \\
 \text{Moment des aciers } M_{s'} & = N_{s'}(\frac{h}{2} - d') = +0,240(0,35 - 0,05) \\
 & = +0,0720 \text{ MN} \\
 \text{Moment des aciers } M_s & = N_s(\frac{h}{2} - d) = +0,640(0,35 - 0,63) \\
 & = -0,1792 \text{ MN} \\
 \text{Moment du béton } M_c & = N_c(\frac{h}{2} - \frac{h}{2}) = 0,0000 \text{ MNm} \\
 \text{Effort normal limite } N_l & = N_{s'} + N_s + N_c = +5,547 \text{ MN} \\
 \text{Moment limite } M_l & = M_{s'} + M_s + M_c = -0,107 \text{ MNm}
 \end{aligned}$$

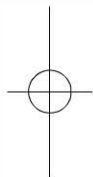
A

Règles générales

Copyright © 2013 Dunod.

Tableau de calcul

		ε_0 ou ε_s	$N_{L'}$	N_s	α	$\sigma_{s'}$	σ_s	$N_{L'}$	N_s	N_c	z_c	N_{limite}	M_{limite}
1	A	-0,04500	-0,04500	-0,04500		-465,9	-465,9	-0,2796	-0,7455			-1,0250	0,1249
2	A	-0,01000	-0,01278	-0,04500		-442,5	-465,9	-0,2655	-0,7455			-1,0110	0,1291
3	A	0,00000	-0,00357	-0,04500	0,00000	-435,8	-465,9	-0,2615	-0,7455	0,0000	0,3500	-1,0070	0,1303
4	A	0,00200	-0,00173	-0,04500	0,04255	-346,0	-465,9	-0,2076	-0,7455	0,1430	0,3393	-0,8101	0,1950
5	A	0,00350	-0,00035	-0,04500	0,07216	-69,8	-465,9	-0,0419	-0,7455	0,2425	0,3318	-0,5449	0,2766
	B	-0,03000	0,00084	-0,03000	0,10448	168,3	-455,0	0,1010	-0,7280	0,3510	0,3237	-0,2760	0,3478
	B	-0,02000	0,00163	-0,02000	0,14894	327,0	-447,7	0,1962	-0,7164	0,5004	0,3125	-0,0198	0,4158
6	B	-0,01000	0,00243	-0,01000	0,25926	435,0	-440,5	0,2610	-0,7048	0,8711	0,2847	0,4273	0,5236
7	B	-0,00400	0,00290	-0,00400	0,46667	435,3	-436,1	0,2612	-0,6978	1,5680	0,2324	1,1314	0,6381
	B	-0,00300	0,00298	-0,00300	0,53846	435,4	-435,4	0,2612	-0,6966	1,8092	0,2143	1,3738	0,6612
	B	-0,00200	0,00306	-0,00200	0,63636	435,4	-400,0	0,2613	-0,6400	2,1382	0,1896	1,7594	0,6631
	B	-0,00100	0,00314	-0,00100	0,77778	435,5	-200,0	0,2613	-0,3200	2,6133	0,1540	2,5546	0,5704
8	B	0,00000	0,00322	0,00000	1,00000	435,5	0,0	0,2613	0,0000	3,3600	0,0980	3,6213	0,4077
9	B	0,00035	0,00325	0,00035	1,11111	435,6	70,0	0,2613	0,1120	3,7333	0,0700	4,1067	0,3084
10	C	0,00200	0,00200	0,00200		400,0	400,0	0,2400	0,6400	4,6667	0,0000	5,5467	-0,1072



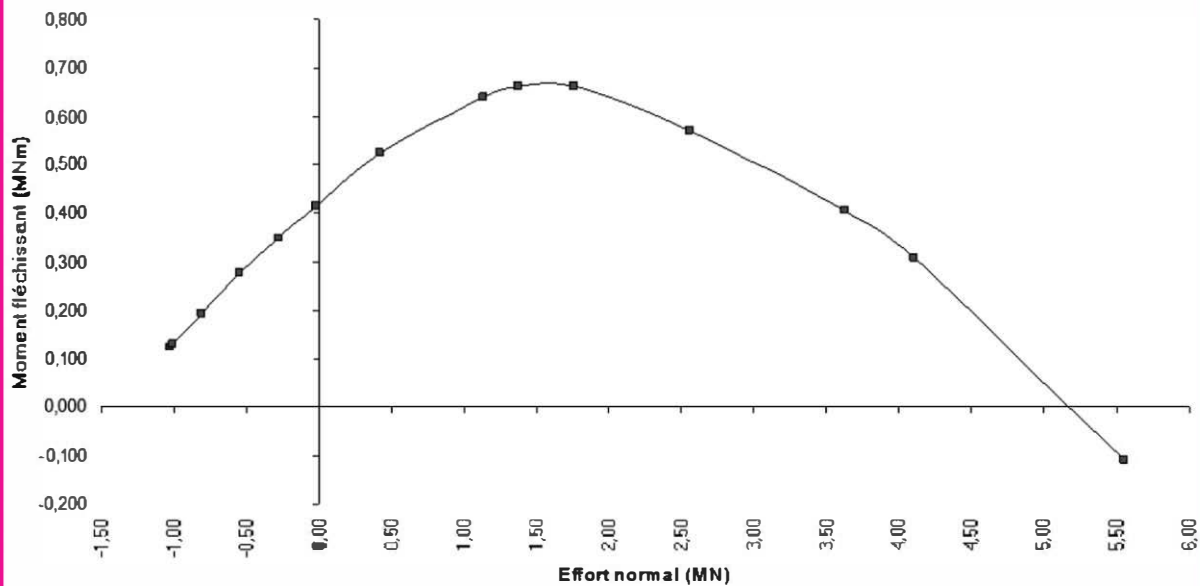


Diagramme d'interaction Moments positifs

Exemple de flexion simple ELU

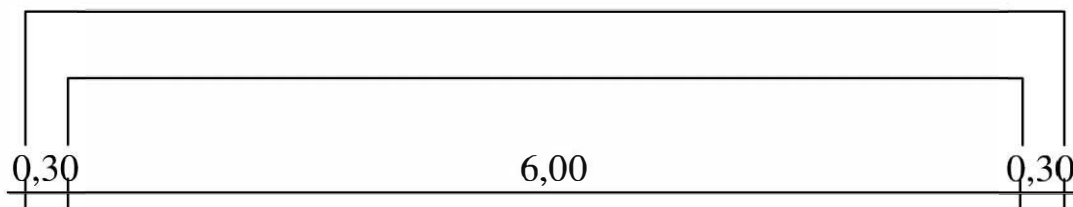
Définitions

L'exemple concerne l'étude vis-à-vis de la flexion simple de la section médiane d'une poutre isostatique.

On se propose d'étudier cette section dans deux situations de chargement différentes A et B couvrant les situations les plus fréquentes.

Géométrie

La poutre considérée a une portée de 6,00 m et une section rectangulaire de 0,30 m de largeur par 0,70 m de hauteur.



Matériaux

Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25$ MPa. Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa et sont de classe de ductilité B.

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. La classe d'exposition de la poutre est la classe XC1.

On choisit un enrobage nominal de $c_{\text{nom}} = 30$ mm, qui permet de respecter *de facto* l'enrobage nominal pour les barres longitudinales de diamètre jusqu'à 25 mm.

Actions

Actions permanentes

Dans la situation A, sous poids propre seul $g_{\bullet} = 5,25$ kN/ml
Les actions permanentes sont uniformes, de valeur : $g = 20,00$ kN/ml dans la situation B.

Actions variables

Les actions variables sont uniformes, de valeur :

$$q_A = 10,00 \text{ kN/ml dans la situation A}$$

$$q_B = 30,00 \text{ kN/ml dans la situation B}$$

La valeur quasi-permanente des actions variables est définie par le coefficient $\Psi_2 = 0,6$.

Actions accidentelles

Sans objet.

Combinaisons d'actions

▪ États limites ultimes

La combinaison **fondamentale** à considérer conduit à une charge uniforme :

$$1,35G_{k,\text{sup}} + 1,50Q_{k,1} \text{ soit :}$$

$$p_{uA} = 22,09 \text{ kN/ml dans la situation A}$$

$$p_{uB} = 72,00 \text{ kN/ml dans la situation B}$$

▪ États limites de service

La combinaison **caractéristique** à considérer conduit à une charge uniforme :

$$G_{k,\text{sup}} + Q_{k,1} \text{ soit :}$$

$$p_{sA} = 15,25 \text{ kN/ml dans la situation A}$$

$$p_{sB} = 50,00 \text{ kN/ml dans la situation B}$$

La combinaison **quasi-permanente** à considérer conduit à une charge uniforme :

$G_{k,\text{sup}} + \Psi_2 Q_{k,1}$ avec $\Psi_2 = 0,6$, soit :

$p_{sA} = 11,25 \text{ kN/ml}$ dans la situation A

$p_{sB} = 38,00 \text{ kN/ml}$ dans la situation B

Sollicitations

Dans le cadre de cette étude, on se limitera à la détermination du moment fléchissant.

Moment fléchissant

Le moment fléchissant dans la section médiane de la poutre est donné par la formule classique :

$$M = \frac{pl^2}{8}$$

■ États limites ultimes

Le moment à l'état limite ultime sous la combinaison **fondamentale** vaut :

$M_{uA} = 0,099 \text{ MNm}$ dans la situation A

$M_{uB} = 0,324 \text{ MNm}$ dans la situation B

■ États limites de service

Le moment à l'état limite de service sous la combinaison **caractéristique** vaut :

$M_{scA} = 0,069 \text{ MNm}$ dans la situation A

$M_{scB} = 0,225 \text{ MNm}$ dans la situation B

Le moment à l'état limite de service sous la combinaison **quasi-permanente** vaut :

$M_{spA} = 0,051 \text{ MNm}$ dans la situation A

$M_{spB} = 0,171 \text{ MNm}$ dans la situation B

Justifications

Les formules utilisées sont celles d'une section rectangulaire.

État limite ultime de résistance

■ Situation A

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{cd}} = \frac{0,09}{0,30 \cdot 0,63^2 \cdot 16,7} = 0,050$$

Position de l'axe neutre	$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,064$ $x = \alpha d = 0,040 \text{ m}$
Bras de levier	$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,974$ $z = \beta d = 0,614 \text{ m}$
Frontière pivots A et B	$\alpha_{AB} = \frac{3,5\text{‰}}{3,5\text{‰} - \varepsilon_{ud}} = \frac{3,5\text{‰}}{3,5\text{‰} - 0,9 \cdot 50\text{‰}}$ $= 0,072$
Allongement des aciers	$\varepsilon_s = \varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot 50\text{‰} = 45\text{‰}$ (pivot A)
Contrainte des aciers	$\sigma_s = f_{yd} \left(1 + 0,08 \frac{\varepsilon_s - 2,17\text{‰}}{\varepsilon_{uk} - 2,17\text{‰}}\right)$ $= 435 \left(1 + 0,08 \frac{45 - 2,17}{50 - 2,17}\right) = 466 \text{ MPa}$
Section d'armature	$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{0,099}{0,614 \cdot 466} = 0,00035 = 3,5 \text{ cm}^2$

■ Situation B

Moment réduit	$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{cd}} = \frac{0,324}{0,30 \cdot 0,63^2 \cdot 16,7} = 0,163$
Position de l'axe neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,224$ $x = \alpha d = 0,141 \text{ m}$
Bras de levier	$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,910$ $z = \beta d = 0,574$
Frontière pivots A et B	$\alpha_{AB} = \frac{3,5\text{‰}}{3,5\text{‰} - \varepsilon_{ud}}$ $= \frac{3,5\text{‰}}{3,5\text{‰} - 0,9 \cdot 50\text{‰}} = 0,072$
Allongement des aciers	$\varepsilon_s = \frac{3,5\text{‰}(1 - \alpha)}{\alpha} = \frac{3,5\text{‰}(1 - 0,224)}{0,224}$ $= 12,1\text{‰}$ (pivot B)
Contrainte des aciers	$\sigma_s = f_{yd} \left(1 + 0,08 \frac{\varepsilon_s - 2,17\text{‰}}{\varepsilon_{uk} - 2,17\text{‰}}\right)$ $= 435 \left(1 + 0,08 \frac{12,1 - 2,17}{50 - 2,17}\right) = 442 \text{ MPa}$
Section d'armature	$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{0,324}{0,574 \cdot 442}$ $= 0,00128 = 12,8 \text{ cm}^2$

Exemple de flexion composée ELU

Définitions

L'exemple concerne l'étude de la section médiane d'une poutre isostatique, telle qu'elle a été étudiée en flexion simple, soumise en outre à un effort normal.

On se propose d'étudier cette section sollicitée en flexion composée dans la situation de chargement C, l'effort normal étant considéré successivement positif et négatif.

Géométrie

La poutre considérée a une portée de 6,00 m et une section rectangulaire de 0,30 m de largeur par 0,70 m de hauteur. La poutre est associée à une dalle de 0,16 m d'épaisseur.

Matériaux

Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25$ MPa. Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa et sont de classe de ductilité B.

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. La classe d'exposition de la poutre est la classe XC1.

On choisit un enrobage nominal de $c_{nom} = 30$ mm, qui permet de respecter *de facto* l'enrobage nominal pour les barres longitudinales de diamètre jusqu'à 25 mm.

Actions

Actions permanentes

Les actions permanentes sont uniformes $g = 20,00$ kN/ml
y compris le poids propre

Actions variables

Les actions variables sont uniformes $q = 70,00$ kN/ml

Les actions variables sont susceptibles d'être accompagnées d'un effort centré, selon la direction de la fibre moyenne de la poutre :

$$Q = \pm 400,00 \text{ kN}$$

Actions accidentelles

Sans objet.

Combinaisons d'actions

États limites ultimes : la combinaison **fondamentale** à considérer conduit à une charge uniforme :

$$1,35G_{k,\text{sup}} + 1,50Q_{k,1} \text{ soit } p_u = 132,00 \text{ kN/ml}$$

États limites de service : la combinaison **caractéristique** à considérer conduit à une charge uniforme :

$$G_{k,\text{sup}} + Q_{k,1} \text{ soit } p_s = 90,00 \text{ kN/ml}$$

Sollicitations

Dans le cadre de cette étude, on se limitera à la détermination du moment fléchissant et de l'effort normal.

États limites ultimes

Le moment à l'état limite ultime sous la combinaison **fondamentale** vaut :

$$M_u = 0,594 \text{ MNm}$$

L'effort normal concomitant vaut : $N_u = \pm 0,600 \text{ MN}$

États limites de service

Le moment à l'état limite de service sous la combinaison **caractéristique** vaut :

$$M_{\text{ser}} = 0,405 \text{ MNm}$$

L'effort normal concomitant vaut : $N_{\text{ser}} = \pm 0,400 \text{ MN}$

Justifications

La largeur de dalle à prendre en compte est $b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w$, avec $b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0$ en limitant $b_{\text{eff},i}$ à $0,2l_0$ et à b_i .

L'entraxe des poutres n'étant pas connu, on prendra par défaut $b_{\text{eff},i} = 0,1 \cdot 6,00 = 0,60 \text{ m}$, d'où une largeur de table $b_{\text{eff}} = 2 \cdot 0,60 + 0,30 = 1,50 \text{ m}$ (voir aussi §4.2.1).

État limite ultime de résistance**■ Effort normal positif**

On peut négliger les effets du second ordre si l'élançement est inférieur à la valeur limite λ_{lim} .

Section droite

$$\begin{aligned} A_c &= (1,50 - 0,30) \cdot 0,16 + 0,30 \cdot 0,70 \\ &= 0,192 + 0,210 = 0,402 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Moment statique $M_{\text{statique}} = 0,192 \frac{0,16}{2} + 0,210 \frac{0,70}{2} = 0,0889 \text{ m}^3$

Centre de gravité $\frac{M_{\text{statique}}}{A_c} = \frac{0,0889}{0,402} = 0,221 \text{ m}$

Inertie $\frac{1,20 \cdot 0,16^3}{12} + \frac{0,30 \cdot 0,70^3}{12} + 0,192(0,221 - 0,08)^2 + 0,210(0,221 - 0,35)^2$
 $= 0,000410 + 0,008575 + 0,003817 + 0,003495 = 0,01630 \text{ m}^4$

Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A_c}} = \sqrt{\frac{0,01630}{0,402}} = 0,201 \text{ m}$

On observera que cette valeur est très voisine de la valeur approchée par $\frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,70}{\sqrt{12}} = 0,202 \text{ m}$

Effort normal relatif $E = \frac{N_{\text{nd}}}{A_c f_{\text{cd}}} = \frac{0,600}{0,402 \cdot 16,7} = 0,0894$

Élancement limite $\lambda_{\text{lim}} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,0894}} = 36,1 \text{ (voir § 7.1.3)}$

Élancement $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{6,40}{0,201} = 31,8 < \lambda_{\text{lim}}$

On tient compte des imperfections géométriques, qui peuvent être estimées à

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{6,40}{400} = 0,016 \text{ m}$$

Excentricité $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,594}{0,600} = 0,990 \text{ m}$

Excentricité totale $e = e_1 + e_i = 0,990 + 0,016 = 1,006 \text{ m}$

On calcule le moment M_{uA} des forces extérieures par rapport aux aciers tendus :

Moment $M_{uA} = N_u(e - y_G + d) = 0,600(1,006 - 0,221 + 0,63) = 0,849 \text{ MNm}$

Moment réduit $\mu_u = \frac{M_{uA}}{b_{\text{eff}} d^2 f_{\text{cd}}} = \frac{0,849}{1,50 \cdot 0,63^2 \cdot 16,7} = 0,085 \text{ (pivot B)}$

Position de l'axe neutre $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,111$

$$x = \alpha d = 0,070 \text{ m, inférieur à } 0,16 \text{ m}$$

Bras de levier $\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,956$

$$z = \beta d = 0,602$$

Effort de compression $N_c = \frac{M_{uA}}{z} = \frac{0,849}{0,602} = 1,410 \text{ MN}$

Effort de traction $N_s = N_u - N_c = 0,600 - 1,410 = -0,810 \text{ MN}$

Allongement des aciers $\varepsilon_s = \frac{3,5\text{‰}(1 - \alpha)}{\alpha} = \frac{3,5\text{‰}(1 - 0,111)}{0,111}$
 $= 28,0\text{‰}$

Contrainte des aciers $\sigma_s = f_{yd}(1 + 0,08 \frac{\varepsilon_s - 2,17\text{‰}}{\varepsilon_{uk} - 2,17\text{‰}})$
 $= -435(1 + 0,08 \frac{28,01 - 2,17}{50 - 2,17}) = -454 \text{ MPa}$

Section d'armature $A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{-0,810}{-454} = 0,00178 = 17,8 \text{ cm}^2$

■ Effort normal négatif

On ne tient pas compte des effets du second ordre, qui n'ont pas lieu d'être dans le cas d'une traction, mais on prend en compte les imperfections géométriques.

Excentricité $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,594}{-0,600} = -0,990 \text{ m}$

Excentricité totale $e = e_1 + e_i = -0,990 - 0,016 = -1,006 \text{ m}$

On calcule le moment M_{uA} des forces extérieures par rapport aux aciers tendus :

Moment $M_{uA} = N_u(e - y_G + d)$
 $= -0,600(-1,006 - 0,221 + 0,63) = 0,358 \text{ MNm}$

Moment réduit $\mu_u = \frac{M_{uA}}{b_{\text{eff}} d^2 f_{cd}} = \frac{0,358}{1,50 \cdot 0,63^2 \cdot 16,7} = 0,036 \quad (\text{pivot A})$

Position de l'axe neutre $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,046$

$$x = \alpha d = 0,029 \text{ m, inférieur à } 0,16 \text{ m}$$

Bras de levier	$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$ $z = \beta d = 0,619$
Effort de compression	$N_c = \frac{M_{uA}}{z} = \frac{0,358}{0,619} = 0,578 \text{ MN}$
Effort de traction	$N_s = N_u - N_c = -0,600 - 0,578 = -1,178 \text{ MN}$
Allongement des aciers	$\varepsilon_s = 45,0\%$
Contrainte des aciers	$\sigma_s = -466 \text{ MPa}$
Section d'armature	$A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{-0,541}{-454} = 0,00253 = 25,3 \text{ cm}^2$

5.2 Effort tranchant [6.2]

5.2.1 Définitions

On désigne par :

- ▶ V_{Ed} , l'effort tranchant agissant de calcul ;
- ▶ $V_{Rd,c}$, l'effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armatures d'effort tranchant ;
- ▶ V_{Rd} , l'effort tranchant résistant avec des armatures d'effort tranchant ;
- ▶ $V_{Rd,s}$, l'effort tranchant de calcul repris par les armatures d'effort tranchant sollicitées à la limite d'élasticité ;
- ▶ $V_{Rd,max}$, l'effort tranchant maximal de calcul avant écrasement des bielles de compression.

5.2.2 Procédure générale de vérification

- ▶ Lorsque $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, aucune armature d'effort tranchant n'est requise par le calcul.
- ▶ Lorsque $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, il convient de prévoir des armatures d'effort tranchant de telle sorte que $V_{Rd} \geq V_{Ed}$.

Les armatures longitudinales tendues doivent être capables d'équilibrer le supplément de traction généré par l'effort tranchant.

Dans le cas d'éléments soumis principalement à des charges uniformément réparties, la vérification à l'effort tranchant peut s'effectuer à une distance égale à d , la hauteur utile, du nu de l'appui.

Dans ce contexte, il convient de maintenir les armatures d'effort tranchant jusqu'à l'appui et de vérifier que l'effort tranchant sur appui n'excède pas $V_{Rd,max}$.

Lorsqu'une charge est appliquée en partie inférieure de l'élément, il convient d'ajouter des armatures verticales suffisantes pour transmettre la charge à la partie supérieure.

■ Éléments sans armature d'effort tranchant

Lorsque $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, aucune armature d'effort tranchant n'est requise par le calcul.

Il convient néanmoins de disposer un ferrailage transversal minimal pour les poutres.

Ce ferrailage minimal peut être omis pour les éléments de dalles pleines, nervurées ou alvéolées, lorsqu'une redistribution transversale des charges est possible.

Ce ferrailage peut également être omis dans les éléments secondaires, tels que les linteaux de portée inférieure à 2 m, qui ne contribuent pas de manière significative à la solidité d'ensemble de la structure.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k \sqrt[3]{100(\rho_l f_{ck})} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

avec :

► f_{ck} en MPa et $V_{Rd,c}$ en N ;

► $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$

où d est la hauteur utile de la section, en mm ;

► b_w est la plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue, en mm ;

► $\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w d} \leq 0,02$

où A_ℓ est l'aire de la section des armatures tendues, prolongées sur une longueur au moins égale à $\ell_{bd} + d$ au-delà de la section considérée (voir figure 5.1) ;

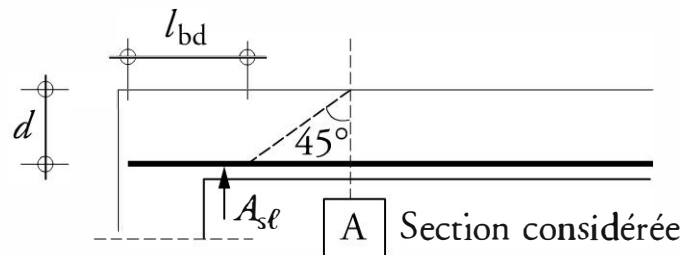


Figure 5.1

- $\sigma_{sp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}$ en MPa, avec N_{Ed} l'effort normal agissant dans la section droite, dû aux charges extérieures appliquées, en N ($N_{Ed} > 0$ pour la compression), et A_c l'aire de la section droite du béton, en mm² ;
- le terme $C_{Rd,c} k \sqrt[3]{(100 \rho_1 f_{ck})}$ a pour valeur minimale v_{min} .

Les valeurs de $C_{Rd,c}$, v_{min} et k_1 sont fournies par l'Annexe nationale. Les valeurs à utiliser sont :

- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
- $v_{min} = \frac{0,34}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2}$ pour les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversales sous le cas de charge considéré
- $= \frac{0,053}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ pour les poutres, et pour les dalles autres que celles ci-dessus
- $= \frac{0,35}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2}$ pour les voiles
- $k_1 = 0,15$

□ Éléments en flexion composée

Pour le cas général des éléments soumis à la flexion composée, dont on peut démontrer qu'ils ne sont pas fissurés à l'état limite ultime, on pourra se reporter aux règles relatives aux éléments en béton non armé ou faiblement armé.

□ Décalage de la courbe des moments

Pour le calcul des armatures longitudinales en flexion, il convient de décaler la courbe enveloppe des moments de $a_l = d$ dans la direction défavorable.

□ Charges appliquées au voisinage des appuis

Lorsqu'une charge est appliquée sur la face supérieure de l'élément, à une distance a_v du nu de l'appui telle que $0,5d \leq a_v < 2d$, la contribution de cette charge à l'effort tranchant agissant V_{Ed} peut être minorée par $\beta = \frac{a_v}{2d}$.

Pour $a_v \leq 0,5d$, il convient de prendre $a_v = 0,5d$.

Cette réduction peut être appliquée pour la vérification de $V_{Rd,c}$.

Ceci n'est valable que si les armatures longitudinales sont totalement ancrées au droit de l'appui.

Il convient de satisfaire la condition sur V_{Ed} calculée sans application du facteur de réduction β :

$$V_{Ed} \leq 0,5b_w d \nu f_{cd}$$

où ν est le facteur de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant. La valeur de ν est fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est donnée par :

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

■ Éléments avec armatures d'effort tranchant

Lorsque $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, il convient de prévoir des armatures d'effort tranchant de telle sorte que $V_{Rd} \geq V_{Ed}$.

□ Modèle de treillis

Le calcul des éléments comportant des armatures d'effort tranchant est basé sur un modèle de treillis constitué :

- ▶ d'une membrure comprimée, à savoir le béton sur lequel s'exerce l'effort de compression de calcul noté F_{cd} ;
- ▶ d'une membrure tendue, à savoir les armatures longitudinales qui sont soumises à l'effort de traction de calcul noté F_{td} ;
- ▶ de bielles, à savoir le béton comprimé de l'âme, dont l'inclinaison sur la fibre moyenne est notée θ ;
- ▶ des armatures d'effort tranchant dont l'inclinaison sur la fibre moyenne est notée α , mesurée positivement comme indiqué sur la figure 5.2.

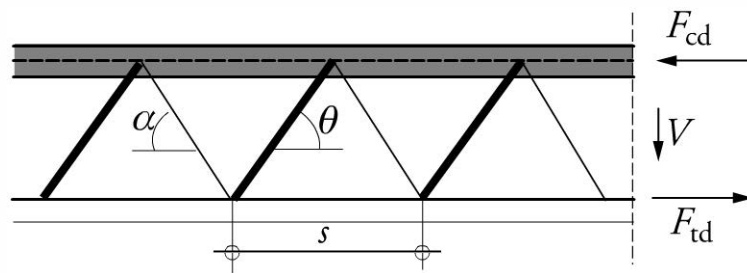


Figure 5.2

La largeur de la section considérée est b_w , la plus petite largeur de la section prise entre la membrure comprimée et la membrure tendue.

Le bras de levier des forces internes est noté z . Dans le cas de la flexion simple, on peut normalement adopter $z = 0,9d$, d étant la hauteur utile de la section.

L'angle θ est limité à des valeurs fournies par l'Annexe nationale. Les limites à utiliser sont les suivantes :

- ▶ en compression ou en flexion simple : $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$

- ▶ en traction : $\sqrt{1 + \frac{\sigma_{ct}}{f_{ctm}}} \leq \cot \theta \leq 2,5 \sqrt{1 + \frac{\sigma_{ct}}{f_{ctm}}}$

où σ_{ct} est la contrainte de traction (négative), au centre de gravité.

Dans les régions sans discontinuité de $V_{E\Delta}$, par exemple dans le cas d'un chargement uniforme, la détermination des armatures d'effort tranchant sur une longueur élémentaire $\ell = z(\cot \theta + \cot \alpha)$ peut être effectuée en utilisant la plus petite valeur de $V_{E\Delta}$ sur cette longueur.

□ Armatures d'effort tranchant verticales

Dans le cas des éléments comportant des armatures d'effort tranchant verticales, la résistance à l'effort tranchant est calculée par :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw\Delta} \cot \theta$$

et limitée à :

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{c\Delta}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

où :

- ▶ A_{sw} est la section des armatures d'effort tranchant ;
- ▶ s est l'espacement des armatures d'effort tranchant ;
- ▶ $f_{yw\Delta}$ est la limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant ;
- ▶ α_{cw} coefficient tenant compte de l'état de contrainte de la membrure comprimée, égal à 1 pour les structures non précontraintes et sans effort de traction.

Dans le cas de la flexion composée avec traction, et avec une membrure comprimée, il convient de remplacer α_{cw} par $\alpha_{cw,t} = 1 + \frac{\sigma_{ct}}{f_{ctm}}$. Le cas d'une section entièrement tendue n'est pas traité.

- ▶ ν_1 coefficient de réduction de la résistance à l'effort tranchant du béton fissuré, pris égale à $\nu = 0,6(1 - \frac{f_{ck}}{250})$. Si la contrainte de calcul $f_{yw\Delta}$ est inférieure à 80 % de f_{yk} , on peut adopter $\nu_1 = 0,6$.

□ Armatures d'effort tranchant inclinées

Dans le cas des éléments comportant des armatures d'effort tranchant inclinées, la résistance à l'effort tranchant est calculée par :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw\Delta} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

et limitée à :

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot \theta^2}$$

□ Effort de traction supplémentaire dans les armatures longitudinales

L'effort de traction supplémentaire ΔF_{td} dans les armatures longitudinales dû à l'effort tranchant V_{Ed} peut être calculé par :

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta + \cot \alpha)$$

Il convient que $\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td}$ ne soit pas supérieur à $\frac{M_{Ed,max}}{z}$, où $M_{Ed,max}$ est le moment maximal le long de la poutre.

L'effet de ΔF_{td} peut être estimé en décalant la courbe des moments de $a_\ell = \frac{Z(\cot \theta - \cot \alpha)}{2}$.

□ Charges appliquées au voisinage des appuis

Lorsqu'une charge est appliquée sur la face supérieure de l'élément, à une distance a_v du nu de l'appui telle que $0,5d \leq a_v < 2d$, la contribution de cette charge à l'effort tranchant agissant V_{Ed} peut être minorée par $\beta = \frac{a_v}{2d}$.

Pour $a_v \leq 0,5d$, il convient de prendre $a_v = 0,5d$.

Il convient de satisfaire la condition sur V_{Ed} ainsi calculé :

$$V_{Ed} \leq A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha$$

$A_{sw} f_{ywd}$ est la résistance des armatures qui traversent les fissures d'effort tranchant sur une longueur centrée sur a_v égale à $0,75a_v$.

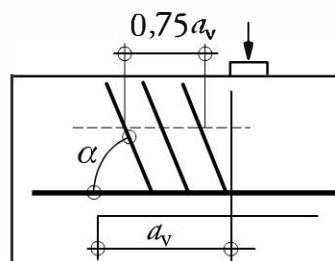


Figure 5.3

Cette réduction β n'est applicable que pour le seul calcul des armatures d'effort tranchant. Ceci n'est valable que si les armatures longitudinales sont totalement ancrées au droit de l'appui. Il convient toujours de satisfaire la condition sur V_{Ed} calculée sans application du facteur de réduction β :

$$V_{Ed} \leq 0,5b_w d \nu f_{cd}$$

5.2.3 Éléments de hauteur variable

Dans le cas des éléments de hauteur variable, on définit :

- V_{ccd} , la valeur de calcul de la composante selon la direction de l'effort tranchant de l'effort de compression de la membrure comprimée ;
- V_{td} , la valeur de calcul de la composante selon la direction de l'effort tranchant de l'effort de traction de l'armature tendue.

Dans ce cas, on définit :

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}$$

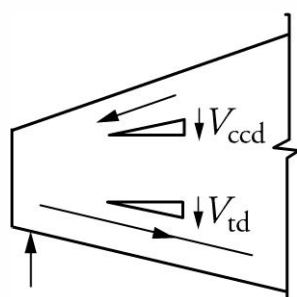


Figure 5.4

Il convient qu'en tout point de l'élément, la somme de l'effort tranchant agissant de calcul et des contributions des membrures, $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$, soit inférieure ou égale à la valeur maximale admise $V_{Rd,max}$.

Exemple d'effort tranchant

Définitions

L'exemple concerne l'étude d'une poutre isostatique vis-à-vis de l'effort tranchant. Il s'agit de la poutre étudiée vis-à-vis de la flexion, dans la situation C.

Géométrie

La poutre considérée a une portée de 6,00 m et une section rectangulaire de 0,30 m de largeur par 0,70 m de hauteur associée à une dalle de 0,16 m d'épaisseur. La largeur d'appui est de 0,30 m.

Matériaux

Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25$ MPa. Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa et sont de classe de ductilité B.

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. La classe d'exposition de la poutre est la classe XC1.

On choisit un enrobage nominal de $c_{nom} = 30$ mm, qui permet de respecter *de facto* l'enrobage nominal pour les barres longitudinales de diamètre jusqu'à 25 mm.

Actions

Actions permanentes

Les actions permanentes sont uniformes, de valeur : $g = 20,00$ kN/ml

Actions variables

Les actions variables sont uniformes, de valeur : $q = 70,00$ kN/ml

Actions accidentelles

Sans objet.

Combinaisons d'actions

La combinaison **fondamentale** à l'état limite ultime à considérer conduit à une charge uniforme :

$$1,35G_{k,sup} + 1,50Q_{k,1} \text{ soit } p_u = 132,00 \text{ kN/ml}$$

Sollicitations

Moment fléchissant

Le moment fléchissant a été déterminé pour l'étude de la flexion.

Effort tranchant

L'effort tranchant est déterminé en considérant le chargement de la travée entière, sans envisager de chargement partiel.

L'effort tranchant sous un chargement uniforme est alors une fonction linéaire, qui a pour équation :

$$V_{Ed}(x) = p_u \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

L'effort tranchant au nu de l'appui vaut : $V_{Ed}(0) = 0,396 \text{ MN}$

L'effort tranchant à la distance d de l'appui vaut : $V_{Ed}(d) = 0,313 \text{ MN}$

Justifications

État limite ultime de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

■ Valeurs de référence

→ $V_{Rd,c}$:

$V_{Rd,c}$ est l'effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armatures d'effort tranchant.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k \sqrt[3]{(100 \rho_l f_{ck})} + k_l \sigma_{cp}] b_w d$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{630}} = 1,56 \leq 2,0$$

$$A_{sl} = 3 H A 16 = 6,0 \text{ cm}^2 \text{ pour le premier lit}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{6,0}{30 \cdot 63} = 0,00317 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{cd}}{A_c} = 0 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= [0,12 \cdot 1,56 \sqrt[3]{(100 \cdot 0,00317 \cdot 25)} + 0] 0,30 \cdot 0,63 \\ &= 0,373 \cdot 0,30 \cdot 0,63 = 0,071 \text{ MN} \end{aligned}$$

Le terme $C_{Rd,c} k \sqrt[3]{(100 \rho_l f_{ck})}$ a pour valeur minimale v_{min}

$$v_{min} = \frac{0,053}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = \frac{0,053}{1,5} 1,56^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,344 \text{ MPa (vérifié)}$$

→ $V_{Rd,max}$:

La résistance maximale à l'effort tranchant est donnée par :

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \text{ avec :}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,63 = 0,567$$

Avec une inclinaison des bielles égale à $\theta = 45^\circ$, soit $\cot \theta = 1$:

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \cdot 0,30 \cdot 0,567 \cdot 0,54 \cdot 16,7}{1 + 1} = 0,767 \text{ MN}$$

Avec une inclinaison des bielles égale à $\theta = 21,8^\circ$, soit $\cot \theta = 2,5$:

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \cdot 0,30 \cdot 0,567 \cdot 0,54 \cdot 16,7}{2,5 + 0,4} = 0,529 \text{ MN}$$

■ Armatures d'effort tranchant en zone courante

Dans le cas des éléments comportant des armatures d'effort tranchant, la résistance à l'effort tranchant est calculée par :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

La densité d'armatures transversales le long de la poutre est donnée par :

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd,s}}{z f_{ywd} \cot \theta}$$

La densité d'armatures transversales dans la section à la distance d de l'appui est telle que $V_{Rd,s} = V_{Ed}(d)$, soit dans le cas de bielles inclinées à 45° :

$$\frac{A_{sw}}{s_0} = \frac{V_{Ed}(d)}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{0,313}{0,567 \cdot 435} = 0,00127 = 12,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Justification des zones d'about

■ Ancrage des armatures inférieures

L'effort de traction à ancrer en raison du décalage de la courbe des moments est, dans le cas de la flexion simple, en supposant une inclinaison des bielles $\theta = 45^\circ$.

$$\text{Décalage} \quad a_1 = z \frac{\cot \theta - \cot \alpha}{2} = 0,50z$$

$$\text{Effort à ancrer} \quad F_E = V_{Ed} \frac{a_1}{z} = 0,50 V_{Ed} = 0,50 \cdot 0,396 = 0,198 \text{ MN}$$

$$\text{Section d'acier à ancrer} \quad A f_{yd} = F_E, \text{ donc } A = 4,6 \text{ cm}^2$$

■ Équilibre de la bielle d'about

L'équilibre de la bielle d'effort tranchant sur l'appui de rive s'écrit, en fonction de l'angle d'inclinaison de la bielle d'about θ' :

Effort dans la bielle $F_{cd2} = \frac{V_{Ed}}{\sin \theta'}$

Effort horizontal $F_{td} = \frac{V_{Ed}}{\tan \theta'}$

Si a_1 désigne la largeur de l'appui, la largeur a_2 de la bielle vaut $a_2 = a_1 \sin \theta'$.

■ Contraintes de compression

L'équilibre du nœud donne lieu aux contraintes de compression :

Compression de la bielle $\sigma_{Rd2} = \frac{F_{cd2}}{ba_2} = \frac{V_{Ed}}{ba_1 \sin \theta'^2}$ limité à f_{cd} .

Compression du nœud $\sigma_{Rd2} = \frac{F_{cd2}}{ba_2} = \frac{V_{Ed}}{ba_1 \sin \theta'^2}$

limité à $0,85(1 - \frac{f_{cd}}{250})f_{cd}$.

soit avec $\theta' = 45^\circ$: $\sigma_{Rd2} = \frac{V_{Ed}}{ba_1 \sin \theta'^2} = \frac{\sqrt{2^2} \cdot 0,396}{0,30 \cdot 0,27} = 9,8 \text{ MPa}$

$< 0,85(1 - \frac{25}{250})16,7 = 12,8 \text{ MPa}$

Dispositions constructives

On se propose de considérer le cas usuel des armatures verticales, soit $\alpha = 90^\circ$.

Armatures longitudinales

Pour mémoire.

Armatures transversales

■ Dispositions minimales

Les armatures transversales doivent respecter un pourcentage minimal :

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb_w \sin \alpha} \geq \rho_{w,\min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{25}}{500} = 0,00080, \text{ d'où pour}$$

des armatures verticales :

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq b_w \rho_{w,\min} = 0,30 \cdot 0,00080 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement longitudinal $s_{l,\max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 0,63 = 0,473 \text{ m}$

Espacement transversal $s_{t,max} = 0,75d$ limité à 600 mm = 0,473 m

■ **Méthode générale**

La méthode générale est ici appliquée avec une inclinaison des bielles à 45°.

Espacement initial et armatures d'une nappe :

- ▶ on choisit un espacement initial, supérieur à 7 ou 8 cm, soit ici $s_0 = 0,10$ m ;
- ▶ on choisit le nombre de brins, égal *a priori* au nombre de files d'armatures longitudinales, soit ici 3 brins ;
- ▶ on choisit le diamètre des barres d'une nappe correspondant à l'espacement initial, dans la section la plus sollicitée, soit : $A_{sw} = 12,7 \cdot s_0 = 12,7 \cdot 0,10 = 1,27$ cm². Il faut donc pour une nappe 3 brins de diamètre 8 mm, qui représentent 1,51 cm².

On ajuste, arrondi au centimètre inférieur, l'espacement initial en fonction de la section choisie : $\frac{A_{sw}}{s_0} = \frac{1,51}{s_0} = 12,7$, d'où $s_0 = 0,119$ m, soit 0,11 m.

Espacements successifs :

On dispose donc des nappes d'armature à partir du nu de l'appui, avec l'espacement initial. Cette disposition est maintenue jusqu'à l'abscisse de la poutre telle que l'espacement entre les nappes puisse être augmenté. On choisit l'espacement suivant s_1 puis les autres espacements successifs s_n , par exemple dans la suite dite de Caquot (7, 8, 9, 10, 11, 13, 16, 20, 25, 35).

Espacement $s_1 = 0,13$ m, qui correspond à une section d'armature :

Section d'armature $\frac{A_{sw}}{s_1} = \frac{1,51}{0,13} = 11,6$ cm²/ml, qui permet d'équilibrer un effort tranchant :

Effort tranchant $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_1} z f_{ywd} = 0,00116 \cdot 0,567 \cdot 435 = 0,286$ MN, atteint dans la section x_1 :

Abscisse de la section $V_{Ed}(x) = p_u \left(\frac{l}{2} - x_1 \right) = 0,286$ MN

$$0,286 = 0,132 \left(\frac{6,00}{2} - x_1 \right), \text{ d'où } x_1 = 0,83 \text{ m}$$

Nombre de répétition de s_1 = partie entière de $\left(\frac{x_1}{s_0} \right) + 1$ = partie entière de $\left(\frac{0,83}{0,11} \right) + 1 = 8$

On répète donc, à partir la première nappe au nu de l'appui, 8 fois un espacement de 0,11 m.

À partir de la position de la dernière nappe, on dispose les nappes avec un espacement de 0,13 m, et ainsi de suite jusqu'à la moitié de la travée, s'agissant d'une poutre dont le diagramme d'effort tranchant est symétrique.

Organisation du calcul

s_i (m)	$\frac{A_{sw}}{s_i}$ cm^2/ml	$V_{Rd,s}$ (MN)	x_i (m)	Nombre de répétitions de l'espacement s_{i-1}	Abscisse réelle de la dernière nappe espacée de s_{i-1}
0,11			0,00		0,00
0,13	11,6	0,286	0,83	$\text{Ent}\left(\frac{0,83}{0,11}\right) + 1 = 8$	$0,00 + 8 \cdot 0,11 = 0,88$
0,16	9,4	0,232	1,24	$\text{Ent}\left(\frac{1,24 - 0,88}{0,13}\right) + 1 = 3$	$0,88 + 3 \cdot 0,13 = 1,27$
0,20	7,6	0,182	1,59	$\text{Ent}\left(\frac{1,59 - 1,27}{0,16}\right) = 2 \text{ (1)}$	$1,27 + 2 \cdot 0,16 = 1,59$
0,25	6,0	0,149	1,87	$\text{Ent}\left(\frac{1,87 - 1,59}{0,20}\right) + 1 = 2$	$1,59 + 2 \cdot 0,20 = 1,99$
0,35	4,3	0,106	2,20	$\text{Ent}\left(\frac{2,20 - 1,99}{0,25}\right) + 1 = 1$	$1,99 + 1 \cdot 0,25 = 2,24$
			3,00	$\text{Ent}\left(\frac{3,00 - 2,24}{0,35}\right) = 2 \text{ (2)}$	$2,24 + 2 \cdot 0,35 = 2,94$

(1) le nombre d'espacement tombe juste, il n'est donc pas nécessaire d'ajouter un espacement.

(2) en ajoutant 1, la dernière nappe dépasserait le milieu de la travée.

■ Méthode simplifiée

La méthode simplifiée consiste à prendre en compte une valeur constante de l'effort tranchant sur une longueur unitaire $l = z(\cot \theta + \cot \alpha)$, égale à la valeur minimale sur la longueur considérée.

Méthode simplifiée avec $\cot \theta = 1$:

Longueur unitaire $l = 0,9 \cdot 0,63(\cot 45^\circ + \cot 90^\circ) = 0,567 \text{ m}$

Effort tranchant à $x = l$ $V_{Ed}(0,567) = p_u\left(\frac{l}{2} - x\right)$
 $= 0,132(3,00 - 0,567) = 0,321 \text{ MN}$

Section d'armature $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd,s}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{0,321}{0,567 \cdot 435} = 13,0 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement initial $\frac{A_{sw}}{s_0} = \frac{1,51}{s_0} = 13,0$, d'où $s_0 = 0,116 \text{ m}$, soit $0,11 \text{ m}$

Organisation du calcul

x_i (m)	V_{Ed} (MN)	$\frac{A_{sw}}{s_i}$ cm^2/ml	s_i (m)	Nombre de répétitions de l'espacement s_i	Abscisse réelle de la dernière nappe espacée de s_i
0,57	0,321	13,0	0,11	$\text{Ent}\left(\frac{0,57}{0,11}\right) + 1 = 6$	$0,00 + 6 \cdot 0,11 = 0,66$
1,13	0,246	10,0	0,15	$\text{Ent}\left(\frac{1,13 - 0,66}{0,15}\right) + 1 = 4$	$0,66 + 4 \cdot 0,15 = 1,26$
1,70	0,171	6,9	0,21	$\text{Ent}\left(\frac{1,70 - 1,26}{0,21}\right) + 1 = 3$	$1,26 + 3 \cdot 0,21 = 1,89$
2,27	0,097	3,9	0,38	$\text{Ent}\left(\frac{2,27 - 1,89}{0,38}\right) = 1 \text{ (1)}$	$1,89 + 1 \cdot 0,38 = 2,27$
3,0	0,000		0,47	$\text{Ent}\left(\frac{3,00 - 2,27}{0,47}\right) = 1 \text{ (2)}$	$2,27 + 1 \cdot 0,47 = 2,74$

(1) le nombre d'espacement tombe juste, il n'est donc pas nécessaire d'ajouter un espacement.

(2) en ajoutant 1, la dernière nappe dépasserait le milieu de la travée.

Méthode simplifiée avec $\cot \theta = 2,5$:

On conserve des armatures verticales, soit $\alpha = 90^\circ$.

Longueur unitaire $l = z(\cot \theta + \cot \alpha) = 0,9 \cdot 0,63 \cdot 2,5 = 1,42 \text{ m}$

Effort tranchant à $x = l$

$$V_{Ed}(1,42) = p_u \left(\frac{l}{2} - x \right) = 0,132(3,00 - 1,42) = 0,209 \text{ MN}$$

Section d'armature $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd,s}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{0,209}{0,567 \cdot 435 \cdot 2,5} = 3,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement initial $\frac{A_{sw}}{s_0} = \frac{1,51}{s_0} = 3,4$, d'où $s_0 = 0,444 \text{ m}$, soit $0,44 \text{ m}$

L'espacement maximal étant de $0,47 \text{ m}$, on peut adopter un espacement constant sur toute la longueur de la poutre de $0,44 \text{ m}$.

5.3 Liaison entre les membrures d'une poutre et l'âme [6.2.4]

La résistance au cisaillement de la membrure peut être calculée en considérant la membrure dans son plan comme un système de bielles comprimées et de tirants.

La contrainte de cisaillement longitudinale v_{Ed} à la jonction d'une membrure et de l'âme est générée par la variation de l'effort de compression ou de traction de la membrure considérée :

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x}$$

avec :

- ▶ ΔF_d la variation de l'effort de la membrure sur la longueur Δx ;
- ▶ h_f l'épaisseur de la membrure au droit de la jonction ;
- ▶ Δx la longueur considérée, au plus égale à la moitié de la distance entre la section de moment nul et la section de moment maximum.

Si v_{Ed} est inférieure à $k f_{ctd}$, aucune armature supplémentaire n'est nécessaire en plus de celles requises pour la flexion. La valeur de k est donnée par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est égale à 0,50 dans le cas d'une surface verticale de reprise de bétonnage rugueuse et 1,00 lorsqu'il n'y a pas de surface verticale de reprise de bétonnage.

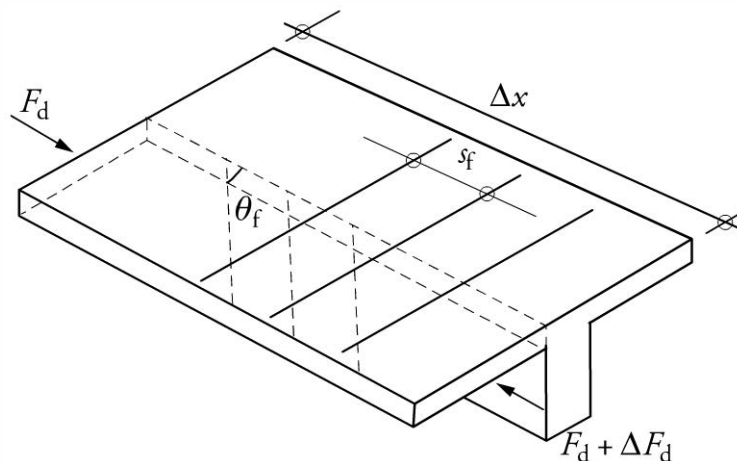


Figure 5.5

Pour éviter l'écrasement des bielles, il convient de vérifier la condition :

$$v_{Ed} \leq \nu f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f$$

Les valeurs limites de θ_f sont données par l'Annexe nationale. Les valeurs à utiliser sont : $1 \leq \cot \theta_f \leq 2$ pour les membrures comprimées, et $1 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ pour les membrures tendues.

La section des armatures transversales par unité de longueur peut être déterminée par :

$$\frac{A_{sf} f_{yd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} h_f}{\cot \theta_f}$$

5

Dans le cas où le cisaillement de la membrure est combiné à la flexion transversale, il convient de retenir pour la section des armatures, la section précédente ou la moitié de celle-ci augmentée de la section requise pour la flexion transversale, si la section ainsi obtenue est supérieure.

Il convient d'ancrer les armatures longitudinales tendues dans la membrure au-delà de la bielle nécessaire au report de l'effort dans l'âme dans la section où ces armatures sont requises.

5.4 Torsion [6.3]

5.4.1 Généralités

Lorsque la résistance en torsion de certains de ses éléments est indispensable à l'équilibre statique d'une structure, on doit procéder à une vérification complète à la torsion, couvrant à la fois les états limites ultimes et les états limites de service.

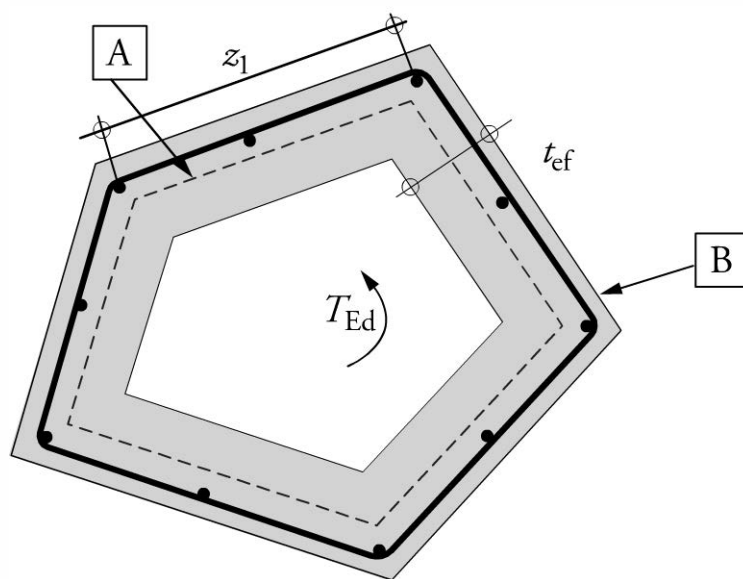
Lorsque, dans des structures hyperstatiques, les sollicitations de torsion résultent uniquement de considérations de compatibilité et que la stabilité de la structure n'est pas déterminée par la résistance en torsion, il n'est généralement pas nécessaire de considérer les sollicitations de torsion à l'état limite ultime.

La résistance en torsion d'une section peut être calculée sur la base d'une section fermée à parois minces, dans laquelle l'équilibre est assuré par un flux fermé de cisaillement. Les sections pleines peuvent être modélisées directement par des sections fermées à parois minces équivalentes.

Les sections de forme complexe, telles que les sections en T, peuvent être tout d'abord décomposées en sections élémentaires, modélisées chacune par une section à parois minces équivalente, la résistance en torsion de l'ensemble étant prise égale à la somme des résistances des sections élémentaires.

Il convient que la distribution des moments de torsion dans les sections élémentaires soit proportionnée à la rigidité en torsion à l'état non fissuré de celles-ci. Dans le cas de sections creuses, il convient de limiter l'épaisseur des parois fictives à l'épaisseur réelle des parois de la section.

Chaque section élémentaire peut être calculée séparément.



A Feuillet moyen

B Parement extérieur de la section, périmètre u

Figure 5.6

5.4.2 Méthode de calcul [6.3.2]

■ Sollicitation tangente de torsion

Le flux de cisaillement en torsion pure dans la paroi peut être obtenu par :

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k}$$

La sollicitation tangente due à la torsion dans la paroi est donnée par :

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i$$

avec :

- ▶ T_{Ed} le moment de torsion de calcul ;
- ▶ A_k l'aire intérieure définie par le feuillet moyen des parois ;
- ▶ $\tau_{t,i}$ la contrainte tangente de torsion dans la paroi i ;
- ▶ $t_{ef,i}$ l'épaisseur de la paroi fictive. Elle est prise égale à A/u , sans être inférieure à deux fois la distance utile des armatures longitudinales. Dans le cas des sections creuses, elle est limitée par l'épaisseur réelle de la paroi ; A est l'aire totale de la section délimitée par le périmètre extérieur de la section, et u est le périmètre extérieur de la section ;
- ▶ z_i la longueur de la paroi i comptée entre les points d'intersection des parois adjacentes.

L'effet de la torsion et celui de l'effort tranchant se superposent, sous réserve de considérer la même valeur θ d'inclinaison des bielles.

■ Résistance de la section

La résistance d'un élément soumis à des sollicitations d'effort tranchant et de torsion est limitée par la résistance des bielles de béton. Il convient de satisfaire la condition suivante :

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1$$

où :

- ▶ T_{Ed} est le moment de torsion agissant de calcul ;

- ▶ V_{Ed} est l'effort tranchant agissant de calcul ;
- ▶ $T_{Rd,max}$ est le moment de torsion résistant de calcul :

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta$$

- ▶ $V_{Rd,max}$ est l'effort tranchant résistant de calcul. Pour les sections pleines, on peut utiliser la largeur complète de l'âme.

■ Armatures longitudinales de torsion

Les armatures longitudinales de torsion sont calculées à partir de l'expression :

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta$$

où u_k est le périmètre de la surface A_k , et f_{yd} est la limite d'élasticité de calcul des armatures longitudinales A_{sl} .

Les armatures longitudinales peuvent être réduites dans les membrures comprimées selon l'effort de compression disponible. Elles s'ajoutent aux autres armatures dans les membrures tendues.

■ Armatures transversales de torsion

La section des armatures transversales A_{sw} issues des seules sollicitations de torsion est calculée au moyen de l'expression :

$$\frac{A_{sw} f_{yd}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k \cot \theta}$$

- ▶ s est l'espacement des armatures transversales de torsion
- ▶ f_{yd} est la limite d'élasticité de calcul des armatures transversales A_{sw} .

■ Sections rectangulaires

Les sections pleines approximativement rectangulaires ne requièrent qu'un ferrailage minimal sous réserve que la condition ci-après soit vérifiée :

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1$$

$T_{Rd,c}$ est le moment de fissuration en torsion, qui peut être déterminé en posant $\tau_{t,i} = f_{ctd}$, soit $T_{Rd,c} = 2f_{ctd} \cdot t_{ef,i} \cdot A_k$.

5.4.3 Dispositions constructives [9.2.3]

Les cadres de torsion sont disposés perpendiculairement à l'axe de l'élément. Ils sont fermés et ancrés au moyen de crochets pliés à plus de 90° ou de recouvrements complets le long de l'extrados.

Les recommandations relatives aux armatures d'effort tranchant sont généralement suffisantes pour la définition de la quantité minimale de cadres de torsion.

L'espacement des cadres de torsion n'est pas supérieur à $u/8$, ni à $0,75d$, ni à la plus petite dimension transversale de la poutre.

Les barres longitudinales sont disposées au moins à chaque angle et distribuées uniformément le long du périmètre intérieur des cadres avec un espacement n'excédant pas 350 mm.

Dans les petites sections, les armatures peuvent être concentrées aux extrémités des côtés.

5.4.4 Torsion gênée

Dans le cas des sections fermées à parois minces comme dans celui des sections pleines, la torsion gênée peut normalement être négligée.

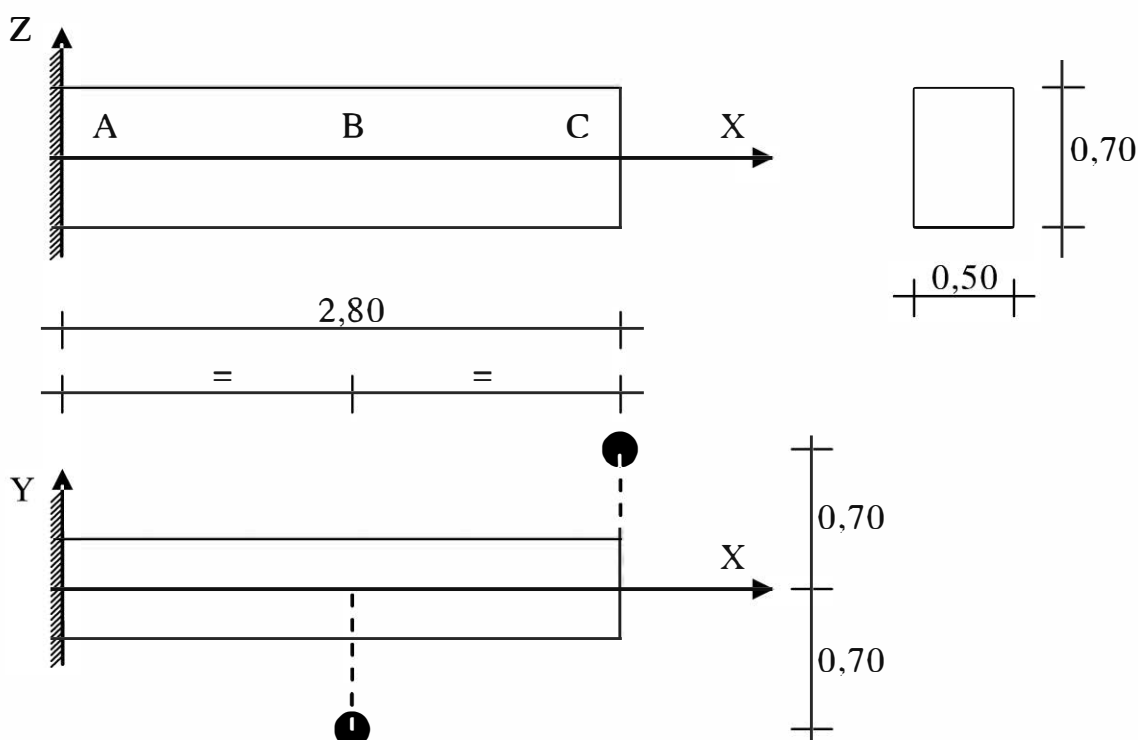
Exemple de torsion

Définitions

L'exemple concerne l'étude d'une console soumise à un moment de torsion.

Géométrie

La poutre considérée a une portée de 2,80 m et une section rectangulaire de 0,50 m de largeur par 0,70 m de hauteur, parfaitement encastree en A, vis-à-vis de la flexion et vis-à-vis de la torsion.



Matériaux

Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25$ MPa. Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa et sont de classe de ductilité B.

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. La classe d'exposition de la poutre est la classe XC1.

On choisit un enrobage nominal de $c_{nom} = 30$ mm, qui permet de respecter *de facto* l'enrobage nominal pour les barres longitudinales de diamètre jusqu'à 25 mm.

Actions

Actions permanentes

Poids propre $g = 0,50 \cdot 0,70 \cdot 25 = 8,75 \text{ kN/ml}$
 Charges concentrées $G_B = G_C = 60,00 \text{ kN}$

Actions variables

Charges concentrées indépendantes $Q_B = Q_C = 30,00 \text{ kN}$

Actions accidentelles

Sans objet.

Sollicitations

Les justifications sont conduites à l'état limite ultime sous la combinaison fondamentale.

Sollicitations sous chargements unitaires

Les sollicitations sont dans un premier temps déterminées sous chacun des chargements unitaires.

Allure des courbes des sollicitations sous chargements unitaires

Chargement	Moment fléchissant (M)	Effort tranchant (V)	Moment de torsion (T)
g			
G			
Q_C			
Q_B			

Moment fléchissant

$$\text{Sous } g \quad M_{gA} = -8,75 \cdot \frac{2,80^2}{2} = -34,3 \text{ kNm}$$

$$M_{gB} = -8,75 \cdot \frac{1,40^2}{2} = -8,6 \text{ kNm}$$

$$M_{gC} = 0 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
\text{Sous } G \quad M_{GA} &= -60 \cdot 2,80 - 60 \cdot 1,40 = -252,0 \text{ kNm} \\
M_{GB} &= -60 \cdot 1,40 = -84,0 \text{ kNm} \\
M_{GC} &= 0 \text{ kNm} \\
\text{Sous } Q_C \quad M_{QCA} &= -30 \cdot 2,80 = -84,0 \text{ kNm} \\
M_{QCB} &= -30 \cdot 1,40 = -42,0 \text{ kNm} \\
M_{QCC} &= 0 \text{ kNm} \\
\text{Sous } Q_B \quad M_{QBA} &= -30 \cdot 1,40 = -42,0 \text{ kNm} \\
M_{QBB} &= 0 \text{ kNm} \\
M_{QBC} &= 0 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Effort tranchant

$$\begin{aligned}
\text{Sous } g \quad V_{gA} &= 8,75 \cdot 2,80 = 24,5 \text{ kN} \\
V_{gB} &= 8,75 \cdot 1,40 = 12,3 \text{ kN} \\
V_{gC} &= 0 \text{ kN} \\
\text{Sous } G \quad V_{GAB} &= +60 + 60 = 120,0 \text{ kN} \\
V_{GBC} &= +60,0 \text{ kN} \\
\text{Sous } Q_C \quad V_{QCAC} &= +30,0 \text{ kN} \\
\text{Sous } Q_B \quad V_{QBAB} &= +30,0 \text{ kN} \\
V_{QBBC} &= 0 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Moment de torsion

$$\begin{aligned}
\text{Sous } g \quad T_g &= 0 \text{ kNm} \\
\text{Sous } G \quad T_{GAB} &= 0 \text{ kNm} \\
T_{GBC} &= -60 \cdot 0,70 = -42,0 \text{ kNm} \\
\text{Sous } Q_C \quad T_{QCAC} &= -30 \cdot 0,70 = -21,0 \text{ kNm} \\
\text{Sous } Q_B \quad T_{QBAB} &= +30 \cdot 0,70 = +21,0 \text{ kNm} \\
T_{QBBC} &= 0 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Justifications

État limite ultime de résistance en flexion

■ Combinaison fondamentale

Moment fléchissant en A

$$M_u = -1,35(34,3 + 252,0) - 1,50(84,0 + 42,0) = -576 \text{ kNm}$$

Moment fléchissant en B

$$M_u = -1,35(8,6 + 84,0) - 1,50 \cdot 42,0 = -188 \text{ kNm}$$

■ Section d'acier

$$\text{Moment réduit} \quad \mu_u = \frac{M_u}{b_w d^2 f_{cd}} = \frac{0,576}{0,50 \cdot 0,63^2 \cdot 16,7} = 0,174 \quad (\text{pivot B})$$

$$\begin{aligned}
\text{Position de l'axe neutre} \quad \alpha &= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,241 \\
x &= \alpha d = 0,152 \text{ m}
\end{aligned}$$

Bras de levier $\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,904$

$$z = \beta d = 0,570$$

Allongement des aciers

$$\varepsilon_s = \frac{3,5\text{‰}(1 - \alpha)}{\alpha} = \frac{3,5\text{‰}(1 - 0,241)}{0,241} = 11,0\text{‰}$$

Contrainte des aciers

$$\sigma_s = f_{yd}(1 + 0,08 \frac{\varepsilon_s - 2,17\text{‰}}{\varepsilon_{uk} - 2,17\text{‰}}) = 435(1 + 0,08 \frac{11,0 - 2,17}{50 - 2,17}) = 441 \text{ MPa}$$

Section d'armature $A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{0,576}{0,570 \cdot 441} = 0,00229 = 22,9 \text{ cm}^2$

État limite ultime de résistance à l'effort tranchant

■ Combinaison fondamentale

Effort tranchant en A $V_u = 1,35(24,5 + 120,0) + 1,50(30,0 + 30,0)$
 $= 285 \text{ kN}$

Effort tranchant en B $V_u = 1,35(12,3 + 60,0) + 1,50 \cdot 30,0 = 143 \text{ kN}$

■ Valeurs de référence

→ $V_{Rd,c}$ effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armatures d'effort tranchant :

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k \sqrt[3]{(100\rho_l f_{ck})} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{630}} = 1,56 \leq 2,0$$

$A_{sl} = 0 \text{ cm}^2$ pour le premier lit

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} = 0$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$V_{Rd,c} = 0 \text{ MN}$$

Le terme $C_{Rd,c} k \sqrt[3]{(100\rho_l f_{ck})}$ a pour valeur minimale $v_{\min}$

$$v_{\min} = \frac{0,053}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = \frac{0,053}{1,5} 1,56^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,344 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = [0,344 + 0] \cdot 0,50 \cdot 0,63 = 0,108 \text{ MN}$$

→ $V_{Rd,max}$:

La résistance maximale à l'effort tranchant est donnée par :

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cf}}{\cot \theta + \tan \theta}, \text{ avec :}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,63 = 0,567$$

Avec une inclinaison des bielles égale à $\theta = 45^\circ$, soit $\cot \theta = 1$:

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \cdot 0,50 \cdot 0,567 \cdot 0,54 \cdot 16,7}{1 + 1} = 1,276 \text{ MN}$$

Avec une inclinaison des bielles égale à $\theta = 21,8^\circ$, soit $\cot \theta = 2,5$:

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \cdot 0,50 \cdot 0,567 \cdot 0,54 \cdot 16,7}{2,5 + 0,4} = 0,880 \text{ MN}$$

▪ Armatures d'effort tranchant

$$\begin{aligned} \text{Effort tranchant en A} \quad V_u &= 1,35(24,5 + 120,0) + 1,50(30,0 + 30,0) \\ &= 285 \text{ kN} \end{aligned}$$

La densité d'armatures transversales dans la section A est sensiblement égale à :

$$\begin{aligned} \text{avec } \theta = 45^\circ, \frac{A_{sw}}{s} &= \frac{V_{Rd,s}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{V_{Ed}(d)}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{0,285}{0,567 \cdot 435} \\ &= 0,00116 = 11,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{avec } \theta = 21,8^\circ, \frac{A_{sw}}{s} &= \frac{V_{Rd,s}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{V_{Ed}(d)}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{0,285}{0,567 \cdot 435 \cdot 2,5} \\ &= 0,00046 = 4,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned}$$

$$\text{Effort tranchant en B} \quad V_u = 1,35(12,3 + 60,0) + 1,50 \cdot 30,0 = 143 \text{ kN}$$

La densité d'armatures transversales dans la section à droite de B, est sensiblement égale à :

$$\text{avec } \theta = 45^\circ, \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd,s}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{0,143}{0,567 \cdot 435} = 0,00058 = 5,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{aligned} \text{avec } \theta = 21,8^\circ, \frac{A_{sw}}{s} &= \frac{V_{Rd,s}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{0,143}{0,567 \cdot 435 \cdot 2,5} \\ &= 0,00023 = 2,3 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned}$$

État limite ultime de résistance à la torsion■ *Combinaison fondamentale*Moment de torsion en A $T_{uAB} = 1,50 \cdot 21,0 = 31,5 \text{ kNm}$ Moment de torsion en B $T_{uBC} = -1,35 \cdot 42,0 + 1,50 \cdot 21,0 = 88,2 \text{ kNm}$ ■ *Sollicitation tangente de torsion*Aire totale de la section $A = 0,50 \cdot 0,70 = 0,35 \text{ m}^2$ Périmètre extérieur $u = 2(0,50 + 0,70) = 2,40 \text{ m}$ Épaisseur de la paroi fictive $t_{ef,i} = \frac{A}{u} = \frac{0,35}{2,40} = 0,146 \text{ m},$

supérieure à deux fois la distance utile des armatures longitudinales

Aire intérieure $A_k = (0,50 - 0,146) \cdot (0,70 - 0,146) = 0,196 \text{ m}^2$ Périmètre de l'aire intérieure $u_k = 2(0,50 - 0,146 + 0,70 - 0,146) = 1,816 \text{ m}$

Contrainte tangente de torsion

$$\tau_{t,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k t_{ef,i}} = \frac{0,0315}{2 \cdot 0,196 \cdot 0,146} = 0,55 \text{ MPa en A}$$

$$\tau_{t,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k t_{ef,i}} = \frac{0,0882}{2 \cdot 0,196 \cdot 0,146} = 1,54 \text{ MPa en B}$$

■ *Résistance de la section*Les effets de la torsion et de l'effort tranchant se superposent, sous réserve de considérer la même valeur θ d'inclinaison des bielles. $T_{Rd,max}$ moment de torsion résistant de calcul :

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta$$

avec $\theta = 45^\circ$, $T_{Rd,max} = 2 \cdot 0,54 \cdot 1 \cdot 16,7 \cdot 0,196 \cdot 0,146 = 0,516 \text{ MNm}$ avec $\theta = 21,8^\circ$, $T_{Rd,max} = 2 \cdot 0,54 \cdot 1 \cdot 16,7 \cdot 0,196 \cdot 0,146 \cdot 0,371 \cdot 0,928 = 0,178 \text{ MNm}$

Vérification de la résistance :

La résistance d'un élément soumis à des sollicitations d'effort tranchant et de torsion est limitée par la résistance des bielles de béton. Il convient de satisfaire la condition suivante :

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1$$

Avec une inclinaison des bielles égale à $\theta = 45^\circ$:

$$\text{Entre A et B} \quad \frac{0,0315}{0,516} + \frac{0,285}{1,276} = 0,061 + 0,223 = 0,284 \leq 1$$

$$\text{Entre B et C} \quad \frac{0,0882}{0,516} + \frac{0,143}{1,276} = 0,171 + 0,112 = 0,283 \leq 1$$

Avec une inclinaison des bielles égale à $\theta = 21,8^\circ$:

$$\text{Entre A et B} \quad \frac{0,0315}{0,178} + \frac{0,285}{0,880} = 0,177 + 0,324 = 0,501 \leq 1$$

$$\text{Entre B et C} \quad \frac{0,0882}{0,178} + \frac{0,143}{0,880} = 0,496 + 0,163 = 0,659 \leq 1$$

■ Armatures longitudinales de torsion

Les armatures longitudinales de torsion sont calculées à partir de l'expression :

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta, \text{ soit} \quad \Sigma A_{sl} = \frac{u_k T_{Ed}}{2A_k f_{yd}} \cot \theta$$

Avec une inclinaison des bielles égale à $\theta = 45^\circ$:

$$\text{Entre A et B} \quad \Sigma A_{sl} = \frac{1,816 \cdot 0,0315}{2 \cdot 0,196 \cdot 435} = 3,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entre B et C} \quad \Sigma A_{sl} = \frac{1,816 \cdot 0,0882}{2 \cdot 0,196 \cdot 435} = 9,4 \text{ cm}^2$$

Avec une inclinaison des bielles égale à $\theta = 21,8^\circ$:

$$\text{Entre A et B} \quad \Sigma A_{sl} = \frac{1,816 \cdot 0,0315}{2 \cdot 0,196 \cdot 435} 2,5 = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entre B et C} \quad \Sigma A_{sl} = \frac{1,816 \cdot 0,0882}{2 \cdot 0,196 \cdot 435} 2,5 = 23,5 \text{ cm}^2$$

Les armatures longitudinales peuvent être réduites dans les membrures comprimées selon l'effort de compression disponible.

Les armatures longitudinales s'ajoutent aux autres armatures dans les membrures tendues.

■ Armatures transversales de torsion

La section des armatures transversales A_{sw} issues des seules sollicitations de torsion est calculée au moyen de l'expression :

$$\frac{A_{sw} f_{yd}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k \cot \theta}, \text{ soit} \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{yd} \cot \theta}$$

Avec une inclinaison des bielles égale à $\theta = 45^\circ$:

$$\text{Entre A et B} \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{0,0315}{2 \cdot 0,196 \cdot 435} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Entre B et C} \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{0,0882}{2 \cdot 0,196 \cdot 435} = 5,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec une inclinaison des bielles égale à $\theta = 21,8^\circ$:

$$\text{Entre A et B} \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{0,0315}{2 \cdot 0,196 \cdot 435 \cdot 2,5} = 0,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Entre B et C} \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{0,0882}{2 \cdot 0,196 \cdot 435 \cdot 2,5} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Dispositions constructives

Les dispositions constructives sont définies pour une inclinaison des bielles de $21,8^\circ$.

Armatures longitudinales

▪ Dispositions minimales

Les armatures longitudinales de flexion doivent respecter la condition de non fragilité :

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{min}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{2,56}{500} 0,50 \cdot 0,63 = 4,2 \text{ cm}^2$$

Il convient que la section minimale d'armatures $A_{s,min}$ respecte la condition :

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 0,50 \cdot 0,63 = 4,1 \text{ cm}^2$$

▪ Ferrailage

Les barres longitudinales sont disposées au moins à chaque angle et distribuées uniformément le long du périmètre intérieur des cadres avec un espacement n'excédant pas 350 mm. (Dans les petites sections, les armatures peuvent être concentrées aux extrémités des côtés.)

De façon très théorique, la répartition de la section des armatures longitudinales de torsion en 8 points, disposés aux 4 angles et au milieu des 4 côtés, se faisant au prorata des longueurs correspondantes du périmètre intérieur de longueur 1,82 m de l'aire A_k , donnerait une répartition des longueurs de $0,14 + 0,35 + 0,14$ soit 0,63 m pour les petits côtés et 0,28 m au milieu des grands côtés, soit respectivement :

- ▶ 2,9 cm² pour les petits côtés et 1,3 cm² au milieu des grands côtés entre A et B,
- ▶ 8,1 cm² pour les petits côtés et 3,6 cm² au milieu des grands côtés entre B et C.

On choisit de disposer dans la section d'encastrement A :

- ▶ 2 HA 20 + 2 HA 25 en 1^{er} lit
- ▶ 4 HA 20 en 2^e lit soit un total de 28,7 cm² pour une section de $22,9 + 2,9 = 25,8 \text{ cm}^2$

L'arrêt des barres du 2^e lit se fait dans la section droite où le moment, après décalage de la courbe de $a_1 = z \frac{(\cot \theta - \cot \alpha)}{2} = 0,9 \cdot 0,63 \cdot 1,25 = 0,71 \text{ m}$, peut être équilibré par la section d'armature disponible pour la flexion, soit $16,1 \text{ cm}^2$ (2 HA 20 + 2 HA 25) déduction faite de la section nécessaire à la résistance à la torsion, soit $16,1 - 8,1 = 8,0 \text{ cm}^2$.

Le moment de flexion que peut équilibrer cette section est donnée par $8,0 \frac{0,576}{22,9} = 0,201 \text{ MNm}$.

Armatures transversales

Les cadres de torsion sont disposés perpendiculairement à l'axe de l'élément. Ils sont fermés et ancrés au moyen de crochets pliés à plus de 90° ou de recouvrements complets le long de l'extrados.

■ Dispositions minimales

Les armatures transversales doivent respecter un pourcentage minimal :

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb_w \sin \alpha} \geq \rho_{w,\min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{25}}{500} = 0,00080,$$

d'où pour des armatures verticales :

$$\frac{A_{xw}}{s} \geq b_w \rho_{w,\min} = 0,50 \cdot 0,00080 = 4,0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement longitudinal $s_{l,\max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 0,63 = 0,473 \text{ m}$

Espacement transversal $s_{t,\max} = 0,75d$ limité à $600 \text{ mm} = 0,473 \text{ m}$

Les recommandations relatives aux armatures d'effort tranchant sont généralement suffisantes pour la définition de la quantité minimale de cadres de torsion.

■ Ferrailage

Dans le cas présent, il est possible, parce que l'effort tranchant comme le moment de torsion peuvent être considérés comme constant par partie, de considérer que le cadre est dédié à la torsion et les épingles ou les étriers sont dédiés à l'effort tranchant, en s'imposant un espacement commun.

→ **Armatures transversales entre B et C (le plus sollicité en torsion) :**

La torsion mobilise un seul brin du cadre. On choisit un cadre en HA 8.

L'espacement s entre B et C vaut $s = \frac{0,503}{2,1} = 0,24 \text{ m}$

L'effort tranchant entre B et C nécessite $2,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec un espacement $s = 0,24$ m, la section nécessaire est :

$$A_{sw} = 2,3 \cdot 0,24 = 0,55 \text{ cm}^2$$

Cette section peut être réalisée avec 2 brins HA 6.

→ **Armatures transversales entre A et B :**

L'espacement s du cadre de torsion entre A et B vaut :

$$s = \frac{0,503}{0,7} = 0,72 \text{ m.}$$

L'espacement des cadres de torsion n'est pas supérieur à $u/8$, ni à $0,75d$, ni à la plus petite dimension transversale de la poutre. On limite donc s à 0,30 m.

L'effort tranchant entre A et B nécessite $4,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec un espacement $s = 0,30$ m, la section nécessaire est :

$$A_{sw} = 4,6 \cdot 0,30 = 1,4$$

Cette section peut être réalisée avec 4 brins HA 8.

Une autre solution consiste à conserver entre A et B le même espacement qu'entre B et C, soit 0,24 m et à disposer deux étriers HA 6, soit 4 brins HA 6.

On vérifie bien que la section est suffisante : $\frac{1,13}{0,24} = 4,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Il en résulte que les armatures transversales sont en définitive constituées par un cadre HA 8 et deux étriers HA 6 avec un espacement constant de 0,24 m sur toute la longueur de la console.

5.5 Poinçonnement [6.4]

5.5.1 Généralités

Il s'agit du poinçonnement des dalles pleines et des fondations.

Le poinçonnement peut résulter d'une charge concentrée ou d'une réaction d'appui appliquée sur une aire relativement petite, appelée A_{load} .

La résistance au poinçonnement doit être vérifiée au nu de l'aire chargée et sur le contour de contrôle de référence u_1 .

Si des armatures de poinçonnement sont nécessaires, il convient de trouver un autre contour $u_{out,ef}$ à partir duquel aucune armature de poinçonnement n'est nécessaire.

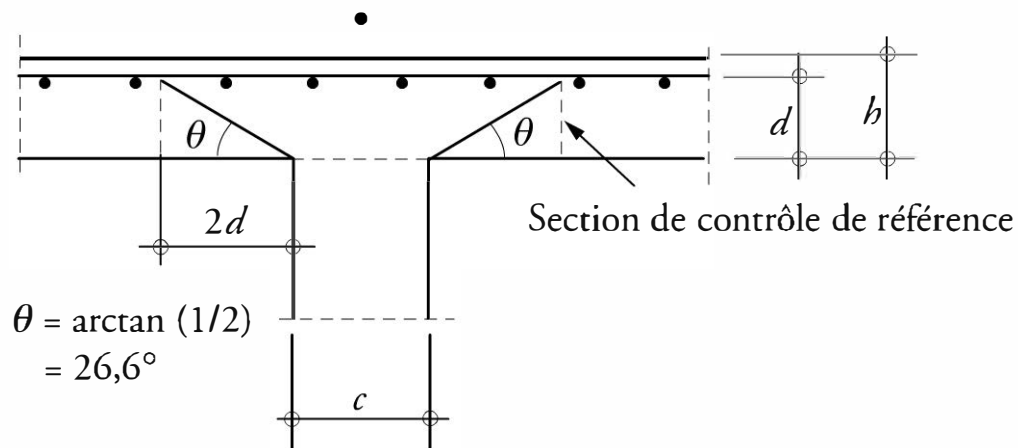


Figure 5.7

5.5.2 Contour de contrôle de référence

On peut admettre que le contour de contrôle de référence u_1 est situé à une distance $2d$ de l'aire chargée.

La hauteur utile d de la dalle ou de la fondation peut normalement être prise à la moyenne des hauteurs utiles des armatures des deux directions orthogonales.

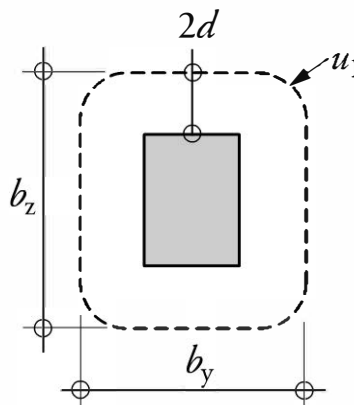


Figure 5.8

- Il convient de tracer le contour de manière à minimiser sa longueur.
- Il convient de considérer des contours de contrôle à une distance inférieure à $2d$ lorsque la charge appliquée est équilibrée par une pression élevée, comme la réaction du sol dans le cas d'une fondation.

- Dans le cas d'une aire chargée au voisinage d'une trémie, c'est-à-dire à une distance inférieure à $6d$, comptée entre le contour de l'aire chargée et le bord de la trémie, la partie du contour comprise entre les deux tangentes à la trémie issues du centre de l'aire chargée est considérée comme non participante.

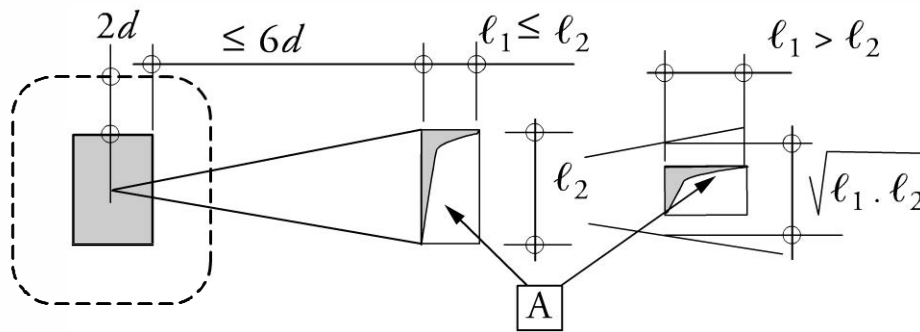


Figure 5.9

- Dans le cas d'une aire chargée située à proximité d'un bord ou d'angle, il convient de choisir un contour de contrôle selon la figure 5.10.

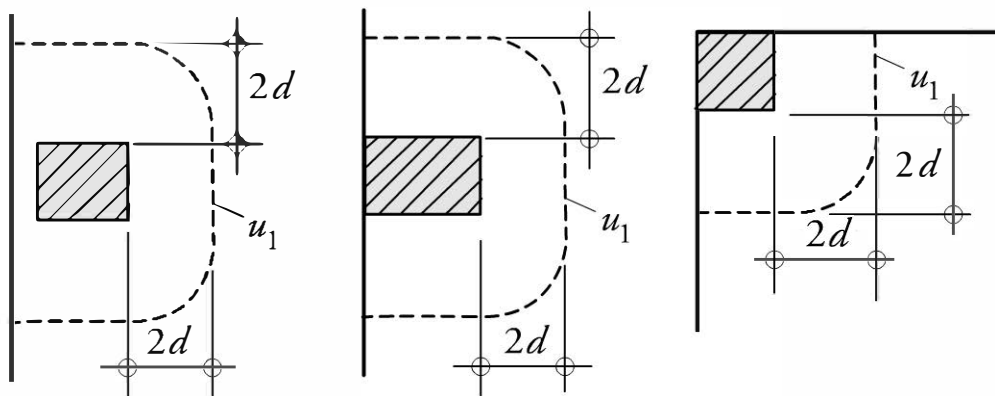


Figure 5.10

5.5.3 Section de contrôle de référence

La section de contrôle de référence est la section dont la trace coïncide avec le contour de contrôle de référence et dont la hauteur est d .

Dans le cas des semelles de hauteur variable, la hauteur utile est mesurée au nu du contour du poteau.

5.5.4 Résistance au poinçonnement

On définit, pour chaque section de contrôle considérée, les contraintes suivantes :

- ▶ $v_{Rd,c}$ la valeur de calcul de la résistance au poinçonnement d'une dalle sans armatures ;
- ▶ $v_{Rd,cs}$ la valeur de calcul de la résistance au poinçonnement d'une dalle avec armatures ;
- ▶ $v_{Rd,max}$ la valeur maximale de calcul de la résistance au poinçonnement.

■ Résistance maximale

Le long du contour du poteau ou de l'aire chargée, il convient de ne pas dépasser la valeur maximale de calcul de résistance :

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

La valeur de $v_{Rd,max}$ est fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est donnée par :

$$v_{Rd,max} = 0,5\nu f_{cd}$$

La valeur de ν est donnée par $\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$.

■ Résistance d'une dalle sans armatures de poinçonnement [6.4.4]

Il convient de vérifier la résistance au poinçonnement pour la section de contrôle de référence. Aucune armature de poinçonnement n'est nécessaire si :

$$v_{Ed} < v_{Rd,c}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \text{ dans le cas d'une charge centrée}$$

Dans le cas d'une charge excentrée, il y a lieu de majorer la contrainte de poinçonnement par application d'un coefficient β défini à l'article 6.4.3 de l'Eurocode.

Pour les structures dont la stabilité générale ne dépend pas du fonctionnement en portique des dalles et des poteaux, et où les longueurs des travées adjacentes ne diffèrent pas de plus de 25 %, on peut utiliser des valeurs approchées de β , à savoir **1,15 pour un poteau intérieur, 1,4 pour un poteau de rive et 1,5 pour un poteau d'angle.**

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \sqrt[3]{(100 \rho_{\ell} f_{ck})} + k_1 \sigma_{cp}$$

avec :

- ▶ f_{ck} en MPa et $v_{Rd,c}$ en MPa ;
- ▶ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$; avec d en mm ;
- ▶ $\rho_{\ell} = \sqrt{\rho_{\ell y} \rho_{\ell z}} \leq 0,02$; avec $\rho_{\ell y}$ et $\rho_{\ell z}$ les valeurs moyennes des pourcentages d'armatures tendues adhérentes dans les directions y et z respectivement, calculées sur une largeur de dalle égale à la largeur du poteau augmentée de $3d$ de part et d'autre ;
- ▶ σ_{cp} la demi-somme des contraintes normales σ_{cy} et σ_{cz} dans les directions y et z (MPa, positives pour la compression).

Le terme $C_{Rd,c} k \sqrt[3]{(100 \rho_{\ell} f_{ck})}$ a pour valeur minimale $v_{\min}$.

Les valeurs de $C_{Rd,c}$, $v_{\min}$ et k_1 sont fournies par l'Annexe nationale. Les valeurs à utiliser sont :

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$k_1 = 0,10$$

■ Résistance d'une semelle sans armatures d'effort tranchant [6.4.4]

Il convient d'évaluer la résistance au poinçonnement le long de contours de contrôle, de périmètre u , situés à une distance a du nu du poteau au plus égale à $2d$. Aucune armature de poinçonnement n'est nécessaire si :

$$v_{Ed} < v_{Rd,c}$$

- Dans le cas d'une charge centrée, la valeur nette de l'effort agissant vaut :

$$V_{\text{Ed,red}} = V_{\text{Ed}} - \Delta V_{\text{Ed}}$$

- V_{Ed} est l'effort tranchant appliqué, et ΔV_{Ed} est la valeur nette de la réaction à l'intérieur du contour de contrôle considéré. Dans le cas d'une semelle, il s'agit de la réaction du sol, diminuée du poids propre de la semelle.

La contrainte de poinçonnement pour la section de contrôle considérée vaut :

$$v_{\text{Ed}} = \frac{V_{\text{Ed,red}}}{ud}$$

$$v_{\text{Rd,c}} = C_{\text{Rd,c}} k \sqrt[3]{(100 \rho_{\ell} f_{\text{ck}})} \frac{2d}{a} \geq v_{\text{min}} \frac{2d}{a}$$

- Dans le cas d'une charge excentrée, il y a lieu de majorer la contrainte de poinçonnement par application d'un coefficient β défini à l'article 6.4.4 de l'Eurocode.

■ Résistance d'une dalle ou d'une semelle avec armatures d'effort tranchant [6.4.5]

□ Armatures de poinçonnement

Lorsque des armatures de poinçonnement sont nécessaires, il convient de les calculer selon l'expression :

$$v_{\text{Rd,cs}} = 0,75 v_{\text{Rd,c}} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{\text{sw}} f_{\text{ywd,ef}} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha$$

avec :

- A_{sw} la section d'un cours d'armatures de poinçonnement sur un périmètre autour du poteau, en mm^2 ;
- s_r l'espacement radial des cours d'armatures de poinçonnement, en mm ;
- $f_{\text{ywd,ef}}$ la limite d'élasticité efficace des armatures de poinçonnement, en MPa ; $f_{\text{ywd,ef}} = 250 + 0,25d \leq f_{\text{ywd}}$

- d la hauteur utile moyenne dans les directions orthogonales, en mm ;
- α l'angle des armatures de poinçonnement avec le plan de la dalle ($\alpha = 90^\circ$ pour des armatures verticales).

S'il est prévu une seule file de barres pliées vers le bas, on peut prendre pour $\frac{d}{s_r}$ la valeur 0,67.

Lorsqu'on utilise des produits de marque déposée comme armatures de poinçonnement, il convient de déterminer $v_{Rd,cs}$ par des essais conformes à l'Agrément technique européen correspondant.

Les armatures de poinçonnement minimales [9.4.3] sont données par :

$$\frac{A_{sw,min}}{s_r s_t} = 0,08 \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} \frac{1}{1,5 \sin \alpha + \cos \alpha}$$

avec s_r l'espacement radial des armatures de poinçonnement, et s_t l'espacement tangentiel des armatures de poinçonnement.

□ Résistance au voisinage du poteau

La résistance au voisinage du poteau est limitée à :

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max}$$

Poteau intérieur	u_0 est égal au périmètre du poteau
Poteau de rive	$u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$
Poteau d'angle	$u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$

- c_1 est le côté du poteau rectangulaire perpendiculaire à la rive.
- c_2 est le côté du poteau rectangulaire parallèle à la rive.
- β est un coefficient tel que défini plus haut dans le cas de chargement excentré.

□ Contour de contrôle u_{out}

Il convient de déterminer le contour de contrôle u_{out} , respectivement $u_{out,eff}$ pour lequel aucune armature de poinçonnement n'est requise, au moyen de l'expression :

$$u_{out,eff} = \beta \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c}d}$$

Il convient de placer la file extérieure des armatures de poinçonnement à une distance au plus égale à kd à l'intérieur du contour u_{out} , respectivement $u_{out,eff}$.

La valeur de k est 1,5.

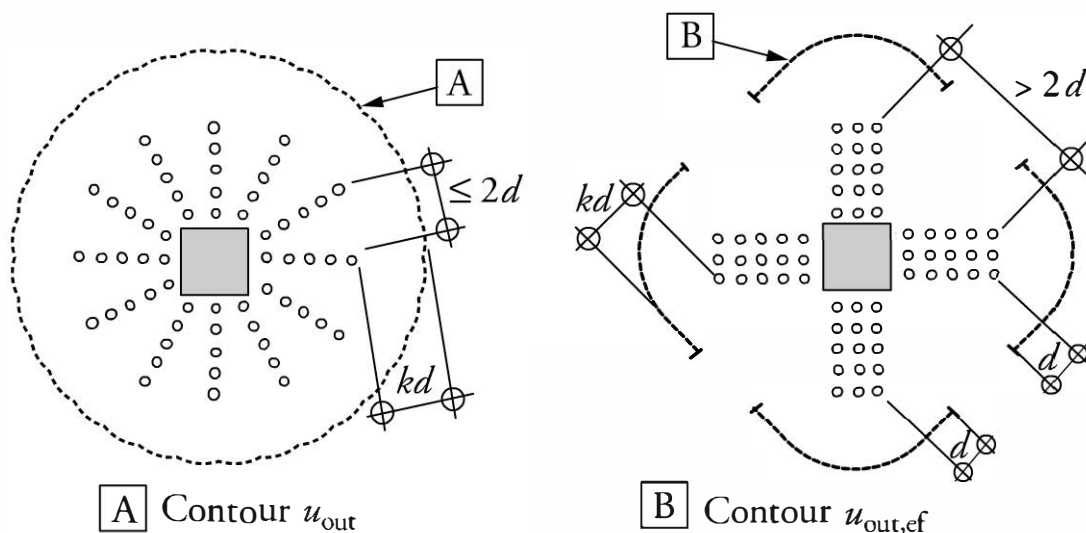


Figure 5.11

Le contour $u_{out,eff}$ est défini comme les parties du contour continu telles que l'espacement des cadres ou étriers le long d'un contour n'est pas supérieur à $2d$.

5.6 Modèles bielles et tirants [6.5]

5.6.1 Généralités

Lorsqu'il existe une distribution non linéaire des déformations relatives, il est possible d'utiliser des modèles bielles et tirants pour le dimensionnement à l'ELU.

Les vérifications à l'ELS peuvent également utiliser ce type de modèle, à condition d'assurer les conditions de compatibilité pour le modèle, en choisissant notamment la position et l'orientation des bielles principales conformément à la théorie de l'élasticité linéaire.

La modélisation par bielles et tirants consiste à définir :

- des bielles, qui représentent des zones où transitent les contraintes de compression ;
- des tirants, qui représentent les armatures ;
- des nœuds, qui assurent leur liaison.

Il convient de déterminer les efforts dans ces éléments de telle sorte qu'à l'état limite ultime, ils continuent à équilibrer les charges appliquées.

Des modèles bielles et tirants adaptés peuvent être définis par exemple à partir des isostatiques de contrainte et des répartitions de contraintes obtenues en application de la théorie de l'élasticité linéaire, ou bien encore, ils peuvent être obtenus en appliquant la méthode basée sur le cheminement des charges.

Tous les modèles bielles et tirants peuvent par ailleurs être optimisés en faisant appel à des critères d'énergie.

5.6.2 Bielles

- La résistance de calcul d'une bielle de béton, en l'absence de traction transversale, est calculée par :

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$$

- La résistance de calcul d'une bielle de béton, en présence de traction transversale, est réduite, selon l'expression :

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6\nu' f_{cd}$$

avec :

$$\nu' = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

5.6.3 Tirants

La résistance de calcul des armatures est la limite élastique de calcul f_{yd} .

Il convient d'ancrer convenablement les armatures dans les nœuds.

Les armatures requises pour équilibrer les forces au nœud de concentration d'efforts peuvent être réparties sur une certaine longueur.

Lorsque les armatures dans la zone du nœud s'étendent sur une longueur importante d'un élément, il convient de répartir les armatures sur la zone où les isostatiques de compression sont courbes (tirants et bielles).

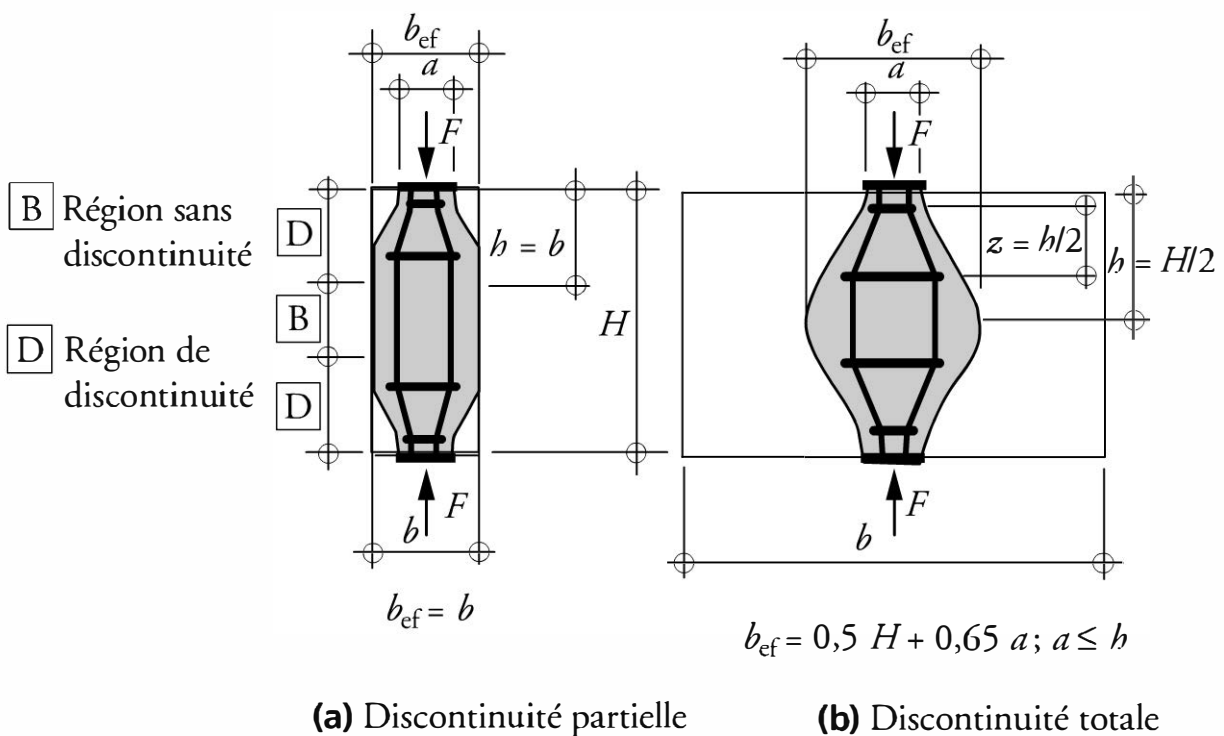


Figure 5.12

L'effort de traction T peut être obtenu au moyen des expressions suivantes :

► Pour les régions de discontinuité partielle $\left(b \leq \frac{H}{2}\right)$:

$$T = \frac{1}{4} \frac{b - a}{b} F$$

- Pour les régions de discontinuité totale $\left(b > \frac{H}{2}\right)$:

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h}\right) F$$

5.6.4 Nœuds

Les règles pour les nœuds s'appliquent également aux régions dans lesquelles des forces concentrées sont transmises à un élément mais qui ne sont pas dimensionnées à l'aide de la méthode des bielles.

Les nœuds de concentration d'effort peuvent apparaître par exemple :

- là où sont appliquées des charges ponctuelles, au droit des appuis,
- dans les zones d'ancrage, avec concentration d'armatures de béton armé,
- dans les parties courbes des armatures et enfin dans les jonctions et angles des éléments.

Le dimensionnement des nœuds de concentration d'effort et les dispositions constructives correspondantes sont déterminants pour l'établissement de la capacité résistante.

Les efforts agissant dans les nœuds doivent s'équilibrer. On doit notamment tenir compte des efforts transversaux de traction perpendiculaires au plan du nœud.

Les valeurs de calcul des contraintes de compression à l'intérieur des nœuds peuvent être déterminées de la manière suivante, la contrainte maximale pouvant être appliquée sur les faces du nœud étant $\sigma_{Rd,max}$:

- **Nœuds comprimés, en l'absence de tirant ancré dans le nœud**

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \nu' f_{cd}$$

La valeur de k_1 est 1. On peut cependant, sur justifications spéciales, admettre une valeur supérieure sans excéder la valeur limite $1/\nu'$.

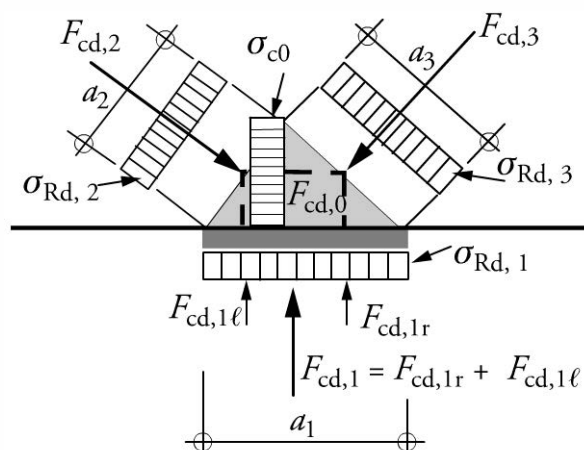


Figure 5.13

■ **Nœuds soumis à compression et à traction, avec tirant ancré dans le nœud dans une seule direction**

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \nu' f_{cd}$$

La valeur de k_2 est fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est 0,85. On peut cependant, sur justifications spéciales, admettre une valeur supérieure sans excéder la valeur limite 1,00.

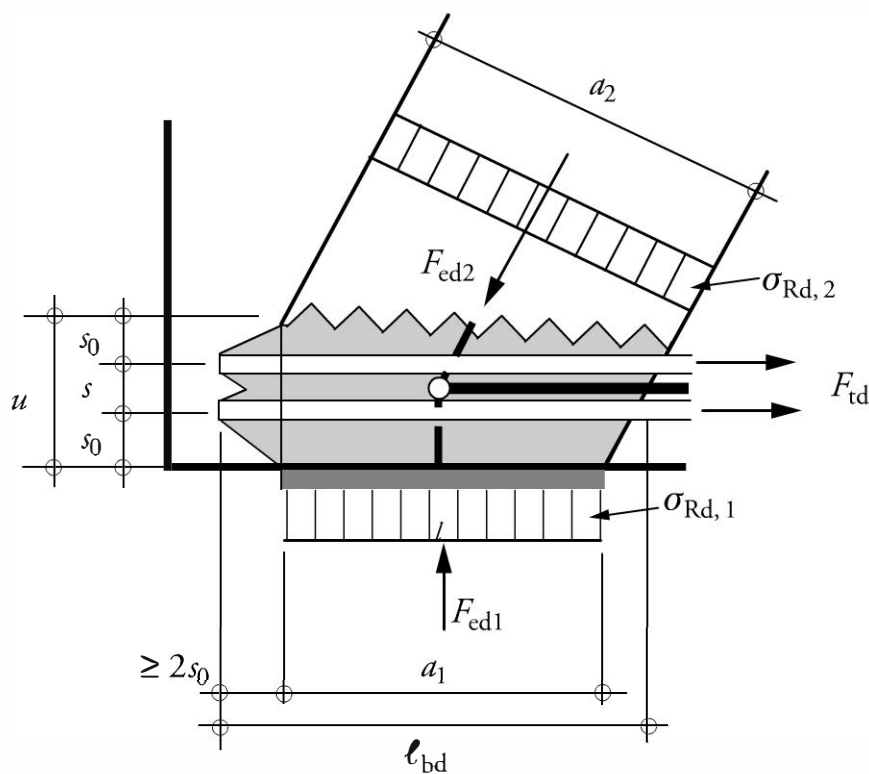


Figure 5.14

■ Nœuds soumis à compression et à traction, avec tirant ancré dans le nœud dans plus d'une direction

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 \nu' f_{cd}$$

La valeur de k_3 est fournie par l'Annexe nationale. **La valeur à utiliser est 0,75.** On peut cependant, sur justifications spéciales, admettre une valeur supérieure sans excéder la valeur limite 0,9.

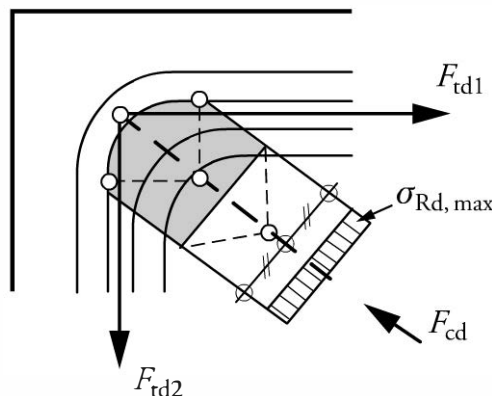


Figure 5.15

■ Majoration de la contrainte de compression

Les valeurs de calcul de la contrainte de compression données précédemment peuvent être majorées, jusqu'à 10 %, lorsqu'une des conditions ci-après est remplie :

- ▶ le nœud est soumis à une compression tri-axiale ;
- ▶ tous les angles entre bielles et tirants sont supérieurs ou égaux à 55° ;
- ▶ les contraintes au droit des charges appliquées sont uniformes, et le nœud est confiné par des armatures transversales ;
- ▶ les armatures sont disposées selon plusieurs cours ;
- ▶ le nœud est confiné de manière fiable par frottement ou par une disposition particulière d'appui.

Un nœud soumis à une compression tri-axiale peut être vérifié en considérant que le béton est confiné, et avec :

$$\sigma_{Rd,max} = k_4 \nu' f_{cd}$$

La valeur de k_4 est fournie par l'Annexe nationale. **La valeur à utiliser est 3,0.** On peut cependant, sur justifications spéciales, admettre une valeur supérieure sans excéder la valeur limite $3,00/\nu'$.

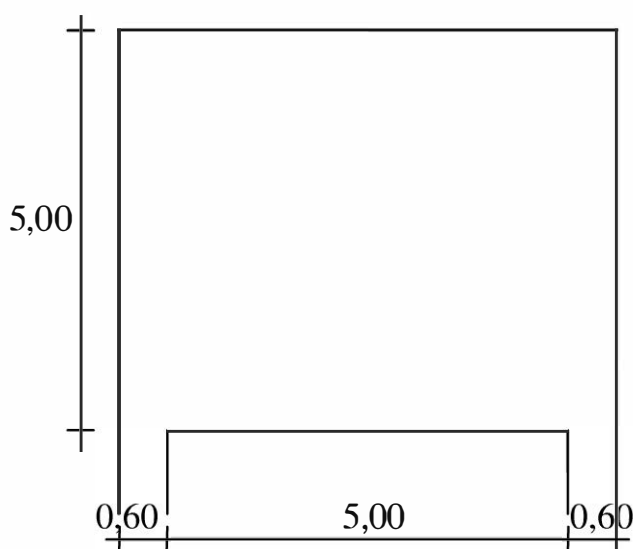
Exemple de poutre-cloison (paroi fléchie)

Définitions

L'exemple concerne l'étude d'une travée isostatique d'une poutre-cloison.

Géométrie

La poutre-cloison considérée a une ouverture de 5,00 m et des appuis de 0,60 m largeur. La hauteur h de la paroi est de 5,00 m et son épaisseur e est de 0,20 m.



Matériaux

Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25$ MPa. Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa et sont de classe de ductilité B.

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. La classe d'exposition de la poutre est la classe XC1.

On choisit un enrobage nominal de $c_{nom} = 30$ mm, qui permet de respecter *de facto* l'enrobage nominal pour les barres longitudinales de diamètre jusqu'à 25 mm.

Actions

On suppose dans cet exemple que les charges sont appliquées en partie supérieure de la paroi.

Actions permanentes

Charges uniformes, y compris le poids propre

$$g = 200,00 \text{ kN/ml}$$

Actions variables

Charges uniformes

$$q = 40,00 \text{ kN/ml}$$

Actions accidentelles

Sans objet.

Combinaison d'actions

Les justifications sont à conduites à l'état limite ultime sous la combinaison fondamentale.

$$p_u = 1,35g + 1,50q = 330,00 \text{ kN/ml}$$

Sollicitations

Les sollicitations sont déterminées en choisissant un système de bielles et de tirants.

Géométrie des bielles et tirants

Le tirant principal CD en partie inférieure est situé à 0,375 m de la fibre inférieure, par référence aux spécifications des règles BAEL, selon lesquelles les armatures principales sont réparties sur une hauteur de $0,15h$, soit 0,75 m.

Les bielles AC et BD joignent les milieux de chaque moitié de la longueur L de 6,20 m de la paroi, correspondant aux points de passage des résultantes des charges appliquées réparties en deux parts égales, aux axes des appuis.

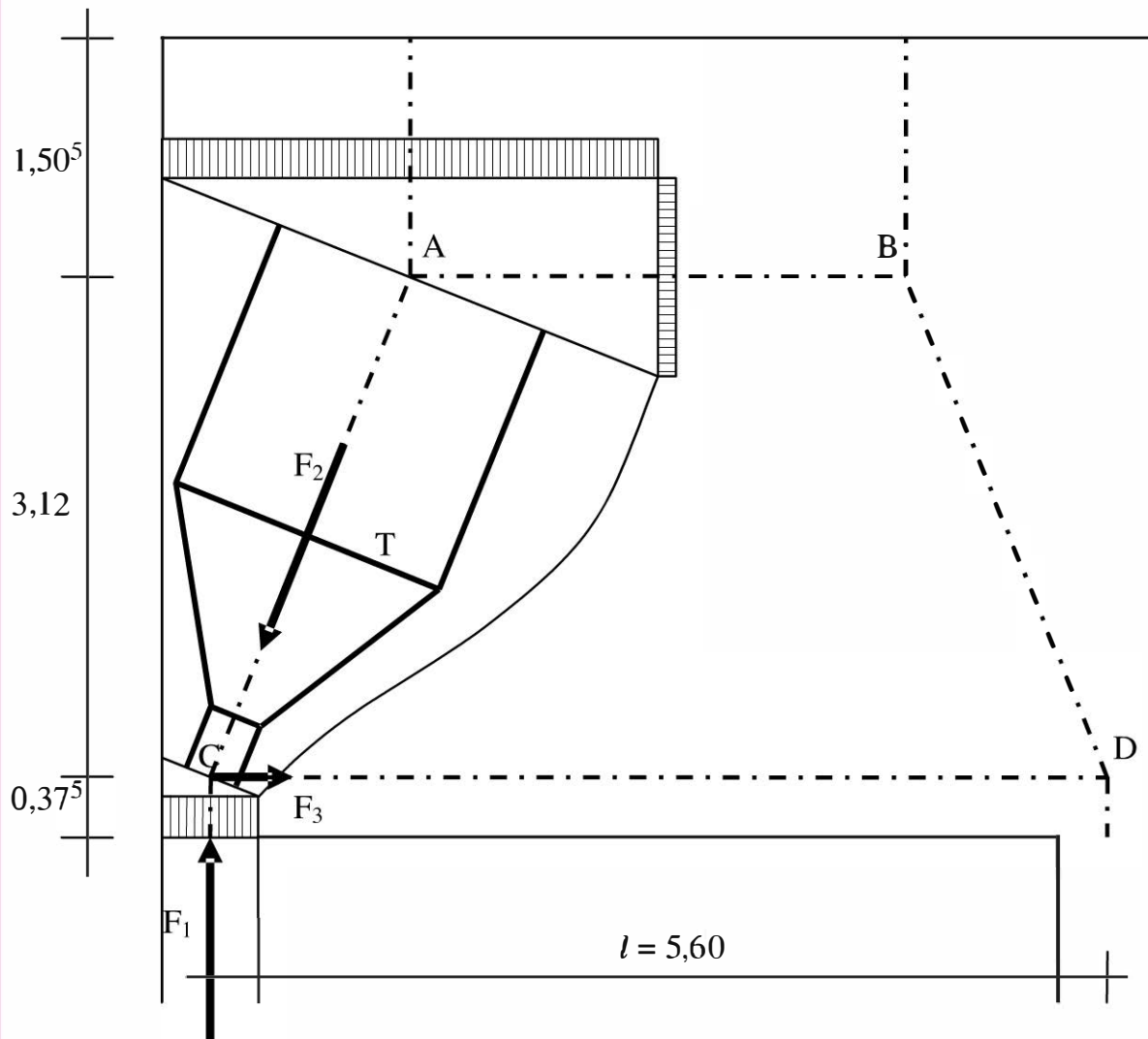
La portée étant la distance l entre axes des appuis, la distance utile entre l'effort de compression selon AB et l'effort de traction CD est appelée z et calculée par référence aux règles BAEL : $z = 0,2h(\frac{l}{h} + 2)$ soit 3,12 m.

L'inclinaison de la bielle sur la verticale est donnée par :

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\frac{l}{2} - \frac{L}{4}}{z} = \frac{2,80 - 1,55}{3,12} = 0,401, \text{ soit } \theta = 21,8^\circ$$

La hauteur H de la bielle fictive est égale à 2 fois la longueur de la demi-bielle, soit :

$$H = \frac{2z}{\cos \theta} = \frac{2 \cdot 3,12}{0,928} = 6,72 \text{ m}$$



La largeur de la bielle dans sa section médiane est :

$$b_{\text{ef}} = \frac{L}{2 \cos \theta} = \frac{3,10}{0,928} = 3,34 \text{ m}$$

On est donc dans le cas d'une discontinuité partielle : $b < \frac{H}{2}$.

La largeur de la bielle à son extrémité est :

$$a_2 = \frac{\text{largeur appui } a_1}{\cos \theta} = \frac{0,60}{0,928} = 0,65 \text{ m}$$

Efforts des bielles et tirants

L'effort vertical F_1 repris par chaque appui est :

$$F_1 = p_v \frac{L}{2} = 330 \frac{6,20}{2} = 1023 \text{ kN}$$

L'effort de compression de la bielle est :

$$F_2 = \frac{F_1}{\cos \theta} = \frac{1\,023}{0,928} = 1\,102 \text{ kN}$$

L'effort de traction du tirant principal est :

$$F_3 = F_1 \tan \theta = 1\,023 \cdot 0,401 = 410 \text{ kN}$$

L'effort de traction du tirant secondaire est :

$$T = \frac{F_2}{4} \frac{b-a}{b} = \frac{1\,023}{4} \frac{3,34 - 0,65}{3,34} = 206 \text{ kN}$$

Justifications : état limite ultime de résistance

Compression de la bielle

Section de la bielle $A_{\text{bielle}} = e \cdot b_{\text{eff}} = 0,20 \cdot 3,34 = 0,668 \text{ m}^2$

Contrainte de compression $\sigma_{\text{bielle}} = \frac{F_2}{A_{\text{bielle}}} = \frac{1\,102}{0,668} = 1,7 \text{ MPa} < f_{\text{cd}}$
 $= 16,7 \text{ MPa}$

Compression du nœud inférieur

Section de la facette 1 $A_{\text{c1}} = e \cdot a_1 = 0,20 \cdot 0,60 = 0,120 \text{ m}^2$

Contrainte de compression $\sigma_{\text{c1}} = \frac{F_1}{A_{\text{c1}}} = \frac{1\,023}{0,120} = 8,5 \text{ MPa}$
 $< 0,85 \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250}\right) f_{\text{cd}} = 12,8 \text{ MPa}$

La vérification de la facette 2 est équivalente.

Armatures du tirant principal

Section d'armature $A_{\text{sp}} = \frac{F_3}{f_{\text{yd}}} = \frac{0,410}{435} = 9,4 \text{ cm}^2$

Armatures du tirant secondaire

Section d'armature $A_{\text{st}} = \frac{T}{f_{\text{yd}}} = \frac{0,206}{435} = 4,7 \text{ cm}^2$

Dispositions constructives

Armatures minimales

Il convient normalement de ferrailer les poutres-cloisons avec un quadrillage d'armatures perpendiculaires situés sur chaque face, avec un minimum de $A_{\text{s,dbmin}}$.

La valeur de $A_{s,dbmin}$ est de 1 ‰, avec un minimum de 1,5 cm²/m sur chaque face dans chaque direction.

Toutefois, dans les cas de justification des efforts internes, contraintes et ferraillements par des schémas appropriés de bielles et tirants, et voûtes, la valeur de $A_{s,dbmin}$ à utiliser est 0.

Il convient normalement de limiter la distance entre les barres à 2 fois l'épaisseur de la poutre-cloison et à 300 mm.

Armatures principales

Les armatures principales, soit 2 fois 3 HA 16, sont réparties sur une hauteur de 0,75 m.

Armatures réparties

Les armatures horizontales du tirant secondaire sont réparties sur les deux faces et sur la hauteur de la bielle, au-dessus des armatures principales, soit sur une hauteur de 2,75 m.

Section d'armature : $A_{st} \cdot \cos \theta = 4,7 \cdot 0,928 = 4,4 \text{ cm}^2$

Les armatures verticales du tirant secondaire sont réparties sur les deux faces et sur la largeur de la bielle, soit sur 3,10 m.

Section d'armature : $A_{st} \cdot \sin \theta = 4,7 \cdot 0,372 = 1,7 \text{ cm}^2$

5.7 Pressions localisées [6.7]

Dans le cas de pressions localisées, on doit considérer l'écrasement local ainsi que les efforts transversaux de traction générés.

Dans le cas d'une charge uniformément répartie sur une surface A_{c0} , l'effort de compression limite peut être déterminé comme suit :

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 0,3 A_{c0} f_{cd}$$

où A_{c0} est l'aire chargée, et A_{c1} est l'aire maximale de diffusion utilisée pour le calcul, homothétique de A_{c0} .

Il convient que l'aire de diffusion A_{c1} requise pour l'effort de compression limite F_{Rdu} satisfasse les conditions suivantes :

- la hauteur de diffusion de la charge dans la direction de celle-ci est telle qu'indiquée sur la figure 5.16 ;

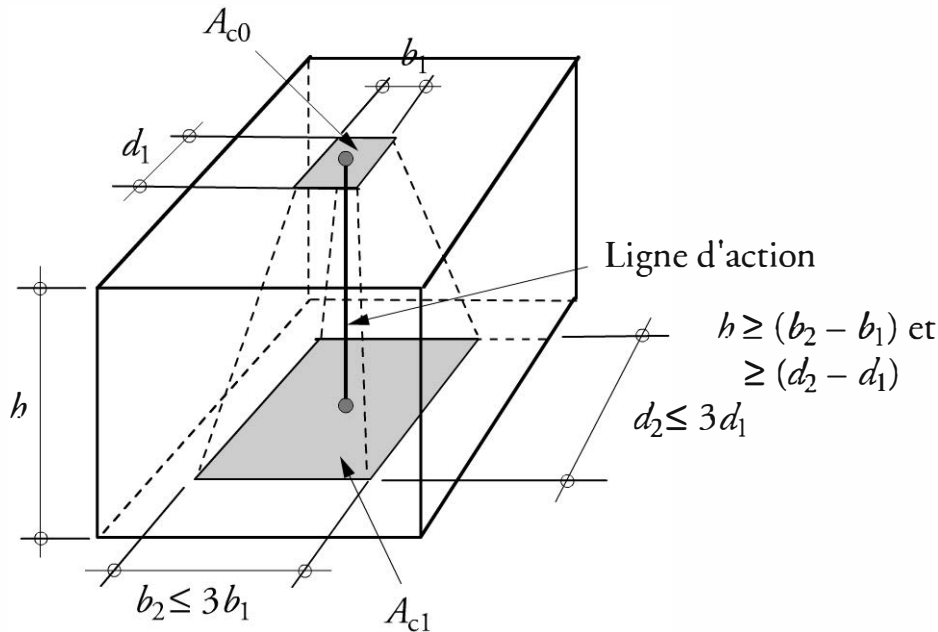


Figure 5.16

- le centre de l'aire de diffusion A_{c1} est situé sur la ligne d'action passant par le centre de l'aire chargée A_{c0} ;
- si la section de béton est soumise à plusieurs efforts de compression, il convient de disjoindre les aires de diffusion.

Il convient de réduire la valeur de F_{Rdu} si la charge n'est pas uniformément répartie sur la surface A_{c0} ou s'il existe des efforts tranchants importants.

Il convient de prévoir des armatures pour reprendre les efforts de traction transversale dus à l'effet de la charge.

6

États limites de service

6.1 Généralités [7.1]

Les états limites de service courants concernent :

- ▶ la limitation des contraintes ;
- ▶ la maîtrise de la fissuration ;
- ▶ la limitation de la déformation.

Pour le calcul des contraintes et des déformations, on peut considérer la section non fissurée tant que la contrainte de traction maximale ne dépasse pas $f_{ct,eff}$.

Cette valeur peut être remplacée par f_{ctm} ou $f_{ctm,fl}$ à condition que le calcul de la traction minimale des armatures soit basé sur la même valeur. La valeur f_{ctm} , peut être prise en compte pour le calcul de la largeur des fissures.

6.2 Limitation des contraintes [7.2]

La contrainte de compression dans le béton doit être limitée afin d'éviter les fissures longitudinales, les microfissures ou encore des niveaux élevés de fluage, lorsque ceux-ci pourraient avoir des effets inacceptables pour le fonctionnement de la structure.

6.2.1 Calcul des contraintes

Le calcul des contraintes à l'état limite de service est habituellement fait en considérant une valeur du coefficient d'équivalence n à appliquer aux sections d'acier, qui vaut :

$$n = \frac{E_s}{\frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{ef,ELS}}}$$

Le coefficient $\varphi_{ef,ELS}$ est le coefficient de fluage correspondant la combinaison considérée :

$$\varphi_{ef,ELS} = \varphi_{\infty} \frac{M_{0E_{qp}}}{M_{0Ed}}$$

- $M_{0E_{qp}}$: moment sous combinaison quasi-permanente ;
- M_{0Ed} : moment sous combinaison caractéristique, fréquente ou quasi-permanente ;
- Si une grande précision n'est pas nécessaire, on pourra prendre $\varphi_{\infty} = 2$ et :
 - $n = 15$ pour le calcul des contraintes sous combinaison caractéristique, ou
 - $n = 18$ pour le calcul des contraintes sous combinaison quasi-permanente.

6.2.2 Contrainte de compression du béton [7.2]

Des fissures longitudinales peuvent apparaître si le niveau de contrainte sous la combinaison caractéristique de charges excède une valeur critique. Une telle fissuration peut conduire à une réduction de la durabilité.

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

La valeur de k_1 est fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est 0,6.

- ▶ Si, sous charges quasi-permanentes, la contrainte dans le béton est inférieure à $k_2 f_{ck}$, on peut admettre que le fluage est linéaire.
- ▶ Si la contrainte dans le béton excède $k_2 f_{ck}$, il convient de considérer un fluage non linéaire.

La valeur de k_2 est 0,45.

6.2.3 Contrainte de traction des aciers [7.2]

La contrainte des aciers sera limitée de façon à éviter les déformations non élastiques et les fissurations ou déformations inacceptables.

- ▶ On peut considérer qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable est évité si, sous la combinaison caractéristique de charges, la contrainte de traction dans les armatures n'excède pas $k_3 f_{cyk}$.
- ▶ Lorsque la contrainte est provoquée par une déformation imposée, il convient de limiter la contrainte de traction à $k_4 f_{cyk}$.

Les valeurs de k_3 et k_4 sont fournies par l'Annexe nationale. Les valeurs à utiliser sont $k_3 = 0,8$ et $k_4 = 1$.

- ▶ On peut considérer qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable est évité si, sous la combinaison caractéristique de charges, la contrainte de traction dans les armatures n'excède pas $0,8 f_{yk}$.
- ▶ Lorsque la contrainte est provoquée par une déformation imposée, il convient de limiter la contrainte de traction à f_{yk} .

6.3 Maîtrise de la fissuration [7.3]

6.3.1 Limite de l'ouverture calculée des fissures [7.3.2]

La fissuration du béton doit être limitée de façon à ne pas porter préjudice au bon fonctionnement de la structure et ne pas rendre son aspect inacceptable.

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

Les fissures peuvent être admises sans que l'on cherche à en limiter l'ouverture sous réserve qu'elles ne soient pas préjudiciables au fonctionnement de la structure.

La **valeur limite de l'ouverture calculée des fissures $w_{\max}$** est donnée par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est indiquée ci-dessous, sous combinaison quasi-permanente. L'attention est attirée sur le fait qu'il s'agit d'une valeur conventionnelle de calcul.

- Pour les classes d'environnement **X0 et XC1**, la garantie d'aspect est assurée pour une ouverture de fissure inférieure à **0,4 mm**. La limitation de la fissuration n'a pas d'incidence sur la durabilité.

Sauf indication spécifique des DPM, on peut considérer que les dispositions constructives minimales imposées par ailleurs permettent d'assurer la maîtrise de la fissuration. Le calcul de $w_{\max}$ n'est alors pas requis.

- Pour les classes d'environnement **XC2, XC3, XC4**, l'ouverture des fissures est limitée à **0,3 mm**.

Dans le cas des bâtiments des catégories d'usage A à D, et sauf indication spécifique des DPM, on peut considérer que les dispositions constructives minimales imposées par ailleurs permettent d'assurer la maîtrise de la fissuration. Le calcul de $w_{\max}$ n'est alors pas requis.

- Pour les classes d'environnement **XD1, XD2, XS1, XS2, et XS3**, l'ouverture des fissures est limitée à **0,2 mm**.

En l'absence d'exigence spécifique, comme l'étanchéité à l'eau par exemple, on peut admettre que la limitation des ouvertures calculées aux valeurs $w_{\max}$ ci-dessus sera satisfaisante du point de vue de l'aspect et de la durabilité.

L'ouverture des fissures peut être calculée suivant les indications qui suivent. Une alternative simplifiée consiste à limiter le diamètre ou l'espacement des barres suivant les indications qui suivent.

6.3.2 Section minimale d'armature [7.3.2]

Si la maîtrise de la fissuration est requise, une section minimale d'armature doit être mise en place dans les zones pouvant être soumises à une contrainte de traction.

La section minimale d'armature peut se déduire de l'expression :

$$A_{s, \min} = \frac{k_c k f_{ct, \text{eff}} A_{ct}}{\sigma_s}$$

Dans le cas général :

- ▶ $A_{s, \min}$ est la section d'armature de la zone tendue ;
- ▶ A_{ct} est l'aire de la zone de béton tendu. La zone tendue est la partie de la section dont le calcul montre qu'elle est tendue juste avant la formation de la première fissure ;
- ▶ σ_s est la contrainte maximale admissible. Cette valeur est égale à f_{yk} , sauf si une valeur plus faible est nécessaire pour satisfaire aux limites d'ouverture des fissures, en fonction du diamètre ou de l'espacement des barres ;
- ▶ $f_{ct, \text{eff}}$ est la résistance à la traction du béton effective au moment supposé de la formation des fissures. $f_{ct, \text{eff}}$ est égale à f_{ctm} , ou à une valeur inférieure $f_{ctm}(t)$, si le calcul est fait avant 28 jours ;
- ▶ k est le coefficient prenant en compte l'effet des contraintes non uniformes auto-équilibrées :
 - $k = 1,00$ pour les éléments de section (âmes, ailes...) dont la plus grande dimension est inférieure à 300 mm,
 - $k = 0,65$ pour les éléments de section (âmes, ailes...) dont la plus grande dimension est supérieure à 800 mm ;
 les valeurs intermédiaires sont obtenues par interpolation ;
- ▶ k_c est le coefficient prenant en compte la nature de la distribution des contraintes, avant fissuration :
 - en traction pure :

$$k_c = 1,0$$

- en flexion simple ou composée :
 - . pour une section rectangulaire ou l'âme d'un caisson ou d'une section en T :

$$k_c = 0,4 \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \frac{h}{h^*} f_{ct, eff}} \right) \leq 1$$

- . pour les membrures d'un caisson ou d'une section en T :

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct, eff}} \geq 0,5$$

$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh}$ est la contrainte moyenne du béton de la section considérée.

N_{Ed} est l'effort normal de service sous la combinaison d'action considérée. La compression est positive.

$h^* = \min \{h \text{ et } 1,0 \text{ m}\}$

k_1 caractérise l'effet de l'effort normal sur la distribution des contraintes. $k_1 = 1,5$ dans le cas d'une compression et vaut $\frac{2h^*}{3h}$ dans le cas d'une traction.

F_{cr} est l'effort de traction dans la table juste avant la fissuration due au moment de fissuration calculé avec $f_{ct, eff}$.

6.3.3 Maîtrise de la fissuration sans justification par le calcul [7.3.3]

Dans le cas de dalles de bâtiment fléchies sans effort normal significatif de traction, aucune mesure particulière n'est nécessaire pour le contrôle de la fissuration dans la mesure où la hauteur totale n'est pas supérieure à 200 mm et les dispositions constructives minimales sont respectées.

Lorsque l'on a prévu au moins les armatures minimales définies ci-dessus, la limitation des fissures à des valeurs acceptables et l'absence de fissuration incontrôlée peuvent être assurées dans les conditions suivantes, la contrainte de l'acier σ_s étant calculée immédiatement après fissuration, sous la combinaison d'actions considérée.

- Si la fissuration est due principalement à des déformations gênées, le diamètre des barres ne doit pas excéder les valeurs du tableau 6.1.
- Si la fissuration est due principalement au chargement, le diamètre des barres ou leur espacement ne doit pas excéder les valeurs du tableau 6.1.

Les valeurs du diamètre maximal du tableau sont basées sur les hypothèses suivantes : $c = 25$ mm ; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa ; $h_{cr} = 0,5$; $d = 0,9h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ et $k' = 1,0$.

Les valeurs de l'espacement maximal du tableau sont basées sur les mêmes hypothèses complétées par : $h = 400$ mm et un seul lit d'armatures.

Le domaine couvert par le tableau 6.1 peut être élargi en utilisant la méthode de calcul de l'ouverture des fissures ci-après.

Tableau 6.1

Contrainte de l'acier σ_s (MPa)	160	200	240	280	320	360	400	450
Ouverture limitée à 0,4 mm								
Diamètre maximal des barres HA (mm)	40	32	20	16	12	10	8	6
Espacement maximal (mm)	300	300	250	200	150	100		
Ouverture limitée à 0,3 mm								
Diamètre maximal des barres HA (mm)	32	25	16	12	10	8	6	5
Espacement maximal (mm)	300	250	200	150	100	50		
Ouverture limitée à 0,2 mm								
Diamètre maximal des barres HA (mm)	25	16	12	8	6	5	4	-
Espacement maximal (mm)	200	150	100	50				

Dans le cas des poutres de hauteur totale supérieure à 1 000 mm, il convient de prévoir des armatures de peau supplémentaires afin de maîtriser la fissuration sur les joues de la poutre.

On peut admettre que la fissuration due à l'effort tranchant est contrôlée de manière satisfaisante si les espacements des armatures transversales sont conformes aux dispositions constructives minimales.

6.3.4 Calcul de l'ouverture des fissures [7.3.4]

Selon les Recommandations professionnelles, le calcul de l'ouverture des fissures dispense du calcul de section minimale d'armature.

La largeur de calcul des fissures peut se déduire de la relation :

$$w_k = s_{r, \max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

avec :

- ▶ w_k l'ouverture de calcul de la fissure ;
- ▶ $s_{r, \max}$ l'espacement maximal des fissures ;
- ▶ ε_{sm} la déformation moyenne de l'armature sous la combinaison d'actions ;
- ▶ ε_{cm} la déformation moyenne du béton entre fissures sous la combinaison d'actions.

On peut prendre

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct, \text{eff}}}{\rho_{p, \text{eff}}} (1 + \alpha_e \rho_{p, \text{eff}})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

avec :

- ▶ σ_s la contrainte des armatures tendues calculée en section fissurée ;
- ▶ $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$;
- ▶ $\rho_{p, \text{eff}} = \frac{A_s}{A_{c, \text{eff}}}$, avec $A_{c, \text{eff}}$ la surface effectivement tendue. Il s'agit généralement de la zone de béton entourant les armatures tendues, d'une hauteur $h_{c, \text{ef}} = \min [2,5(h - d) ; (h - x)/3 ; h/2]$;
- ▶ $k_t = 0,6$ pour un chargement de courte durée ;
- ▶ $k_t = 0,4$ pour un chargement de longue durée.

■ Distance entre les armatures inférieures à $5(c + \varnothing/2)$

Dans le cas où la distance entre les armatures est inférieure à $5(c + \varnothing/2)$, l'espacement maximal des fissures peut être calculé par :

$$s_{r, \max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\varnothing}{\rho_{p, \text{eff}}}$$

En outre, la valeur de $s_{r,max}$ ne peut être inférieure à la valeur déterminée dans le cas où la distance entre les armatures est inférieure à $5(c + \varnothing/2)$.

avec :

- ▶ c l'enrobage des armatures ;
- ▶ $\varnothing$ le diamètre moyen des armatures ;
- ▶ $k_1 = 0,8$ pour les barres à haute adhérence ;
- ▶ k_2 le coefficient prenant en compte la répartition des contraintes : $k_2 = 1,0$ en traction simple, $k_2 = 0,5$ en flexion ; k_2 est la valeur interpolée en cas de traction excentrée $\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}$, ε_1 et ε_2 étant les déformations maximale et minimale en limite de la section considérée, calculées en section fissurée ;
- ▶ k_3 et k_4 les coefficients donnés par l'Annexe nationale. Les valeurs à utiliser sont :
 - ▶ $k_3 = 3,4$ pour un enrobage inférieur ou égal à 25 mm
 - $= 3,4(25/c)^{2/3}$ pour un enrobage supérieur à 25 mm (c en mm).
 - ▶ $k_4 = 0,425$

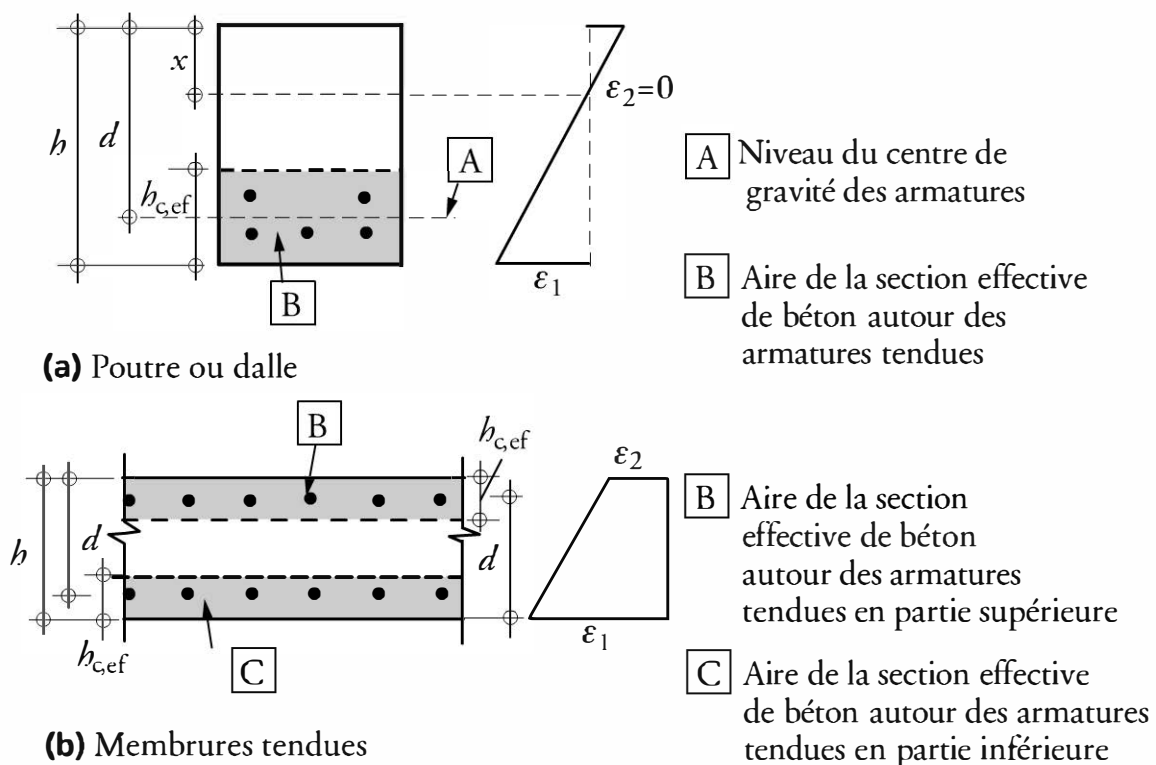


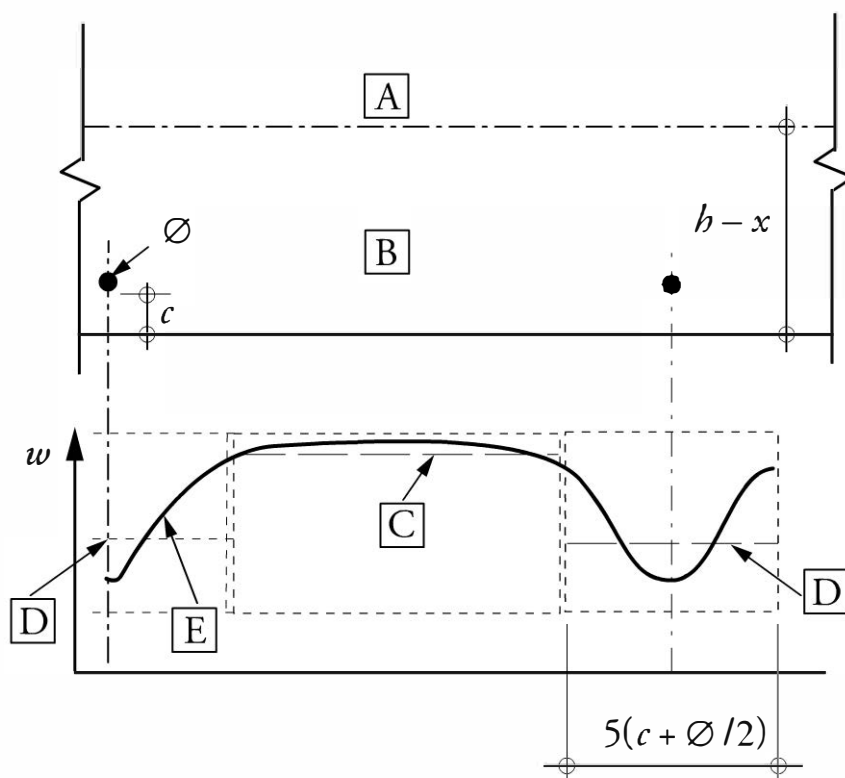
Figure 6.1

■ Distance entre les armatures supérieure à $5(c + \varnothing/2)$

Dans le cas où la distance entre les armatures est supérieure à $5(c + \varnothing/2)$ ou s'il n'y a pas d'armature adhérente dans la zone tendue, l'espacement maximal des fissures peut être calculé par :

$$s_{r, \max} = 1,3(h - x)$$

En outre, la valeur de $s_{r, \max}$ ne peut être inférieure à la valeur déterminée dans le cas où la distance entre les armatures est inférieure à $5(c + \varnothing/2)$.



- | | |
|--|---|
| [A] Axe neutre | [D] Espacement des fissures pour un espacement des armatures $> 5(c + \varnothing/2)$ |
| [B] Béton tendu | |
| [C] Espacement des fissures pour un espacement des armatures $\leq 5(c + \varnothing/2)$ | [E] Ouverture réelle des fissures |

Figure 6.2 Ouverture des fissures en fonction de la distance à l'acier

Exemple de flexion simple ELS

On calcule les contraintes dans la section dont les armatures ont été déterminées à l'état limite ultime de résistance (voir « Exemple de flexion simple ELU » en paragraphe 5.1.2).

On prendra en compte pour la suite la section d'acier théorique. On peut naturellement prendre en compte la section réelle mise en œuvre, pour peu que celle-ci ait été choisie.

On se limite dans cet exemple à la situation B, la plus courante.

■ Ferrailage

La section d'acier théorique est $A_s = 12,8 \text{ cm}^2$. On choisit de disposer deux lits de 3 files, soit 6 barres. Après optimisation on disposera 5 HA 16 et 1 HA 20, soit $13,2 \text{ cm}^2$.

Les calculs suivants sont faits avec la valeur théorique de la section d'acier. Calcul des contraintes :

$$\begin{aligned} \text{Section d'acier} \quad A_s &= 12,8 \text{ cm}^2 \\ \text{Pourcentage d'acier} \quad \rho &= \frac{A_s}{bd} = \frac{12,8}{30 \cdot 63} = 0,00677 \end{aligned}$$

■ Sous la combinaison caractéristique

$$\begin{aligned} \text{Position de l'axe neutre } \alpha &= 15\rho \left(\sqrt{1 + \frac{2}{15\rho}} - 1 \right) \\ &= 15 \cdot 0,00677 \left(\sqrt{1 + \frac{2}{15 \cdot 0,00677}} - 1 \right) = 0,361 \\ x &= \alpha d = 0,361 \cdot 0,63 = 0,227 \text{ m} \end{aligned}$$

On écrit l'équilibre des moments, par exemple, au point de passage de l'axe neutre.

$$\text{Équation d'équilibre} \quad M_{scB} = N_c \frac{2x}{3} + N_s(x - d) = Kb \frac{x^2}{2} \frac{2x}{3} + 15K A_s(x - d)^2$$

$$\begin{aligned} \text{Coefficient} \quad K &= \frac{M_{scB}}{b \frac{x^3}{3} + 15A_s(x - d)^2} \\ &= \frac{0,225}{0,30 \frac{0,227^3}{3} + 15 \cdot 0,00128(0,227 - 0,63)^2} = 52,53 \end{aligned}$$

Contrainte du béton $\sigma_c = Kx = 52,53 \cdot 0,227 = 11,9 \text{ MPa}$
 Contrainte des aciers $\sigma_s = 15K(x - d)$
 $= 15 \cdot 52,53(0,227 - 0,63) = -317 \text{ MPa}$

■ *Sous la combinaison quasi-permanente*

Position de l'axe neutre $\alpha = 18\rho \left(\sqrt{1 + \frac{2}{18\rho}} - 1 \right)$
 $= 18 \cdot 0,00677 \left(\sqrt{1 + \frac{2}{18 \cdot 0,00677}} - 1 \right)$
 $= 0,387$
 $x = \alpha d = 0,387 \cdot 0,63 = 0,244 \text{ m}$

On écrit l'équilibre des moments, par exemple, au point de passage de l'axe neutre.

Équation d'équilibre $M_{scB} = N_c \frac{2x}{3} + N_s(x - d)$
 $= Kb \frac{x^2}{2} \frac{2x}{3} + 18KA_s(x - d)^2$

Coefficient K $K = \frac{M_{scB}}{b \frac{x^3}{3} + 18A_s(x - d)^2}$
 $= \frac{0,171}{0,30 \frac{0,244^3}{3} + 18 \cdot 0,00128(0,244 - 0,63)^2} = 35,0$

Contrainte du béton $\sigma_c = Kx = 35,0 \cdot 0,244 = 8,5 \text{ MPa}$
 Contrainte des aciers $\sigma_s = 18K(x - d) = 18 \cdot 35,0(0,244 - 0,63)$
 $= -243 \text{ MPa}$

■ *Section minimale d'armature*

La section minimale pour la maîtrise de la fissuration est donnée par :

$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s}$
 Section homogène $A_{hom} = bh + 18A_s = 0,30 \cdot 0,70 + 18 \cdot 0,00128$
 $= 0,233 \text{ m}^2$
 Moment statique $M_{hom} = b \frac{h^2}{2} + 18A_s d$
 $= 0,30 \frac{0,70^2}{2} + 18 \cdot 0,00128 \cdot 0,63$
 $= 0,0880 \text{ m}^3$

$$\text{Axe neutre} \quad x_{\text{hom}} = \frac{M_{\text{hom}}}{A_{\text{hom}}} = \frac{0,0880}{0,233} = 0,378 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Aire de béton tendu} \quad A_{\text{ct}} &= b(h - x_{\text{hom}}) \\ &= 0,30 \cdot (0,70 - 0,378) = 0,0967 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Contrainte admissible $\sigma_s = f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, ou plutôt 240 MPa, pour respecter la condition sur le diamètre maximal (voir tableau 6.1).

$$\text{Coefficient de dimension} \quad k = 1,00 - 0,35 \frac{0,70 - 0,30}{0,50} = 0,72$$

Coefficient de contrainte $k_c = 0,40$ en flexion simple

$$\begin{aligned} \text{Armature minimale} \quad A_{s,\text{min}} &= \frac{k_c k f_{ct,\text{eff}} A_{\text{ct}}}{\sigma_s} \\ &= \frac{0,40 \cdot 0,72 \cdot 2,56 \cdot 0,0967}{240} = 3,0 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

■ Maîtrise de la fissuration sans justification par le calcul

La section d'armature mise en œuvre est supérieure à la section minimale pour la maîtrise de la fissuration. La contrainte de traction des aciers est de 243 MPa sous combinaison quasi-permanente.

On peut admettre que la limitation de l'ouverture des fissures à 0,4 mm est assurée si le diamètre des aciers n'est pas supérieur à 20 mm, ou si l'espacement est inférieur à 250 mm, ce qui est le cas.

■ Calcul de l'ouverture des fissures

La largeur d'ouverture de calcul des fissures peut se déduire de la relation $w_k = s_{r,\text{max}}(\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}})$

Calcul du terme $(\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}})$:

$$\begin{aligned} h_{c,\text{ef}} &= \min[2,5(h - d) ; \frac{h - x}{3} ; \frac{h}{2}] \\ &= \min[2,5 \cdot 0,07 ; \frac{0,70 - 0,227}{3} ; \frac{0,70}{2}] \\ &= \min[0,175 ; 0,158 ; 0,35] = 0,158 \text{ m} \\ A_{c,\text{eff}} &= b h_{c,\text{ef}} = 0,30 \cdot 0,158 = 0,0474 \text{ m}^2 \\ \rho_{p,\text{eff}} &= \frac{A_s}{A_{c,\text{eff}}} = \frac{0,00128}{0,0474} = 0,0270 \\ \alpha_e &= \frac{E_s}{E_{\text{cm}}} = \frac{200\,000}{31\,000} = 6,45 \\ k_t &= 0,4 \text{ pour un chargement de longue durée} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \text{ (valeur minimale)} \\
 &= \frac{243 - 0,4 \frac{2,56}{0,0270} (1 + 6,45 \cdot 0,0270)}{200\,000} \geq 0,6 \frac{243}{200\,000} \\
 &= \frac{198}{20\,000} \geq \frac{146}{200\,000} \\
 &= 0,99\text{‰} \geq 0,73\text{‰}
 \end{aligned}$$

Calcul du terme $s_{r,max}$:

Espacement de référence $= 5(c + \frac{\varnothing}{2}) = 5(30 + 8 + \frac{16}{2}) = 230 \text{ mm}$

en supposant que le diamètre des cadres est de 8 mm.

Dans le cas où la distance entre les armatures est inférieure à $5(c + \frac{\varnothing}{2})$, l'espacement maximal $s_{r,max}$ des fissures peut être calculé par :

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}}$$

c = enrobage des armatures = 38 mm

$\varnothing$ = diamètre moyen des armatures = 16 mm

k_1 = 0,8 pour les barres à haute adhérence

k_2 = 0,5 en flexion

$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3} = 3,4 \left(\frac{25}{38} \right)^{2/3} = 2,57$ pour un enrobage supérieur à 25 mm

$k_4 = 0,425$

$$s_{r,max} = 2,57 \cdot 38 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \frac{16}{0,0270} = 97,7 + 100,7 = 198 \text{ mm}$$

La largeur d'ouverture de calcul des fissures :

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 198 \cdot 0,00099 = 0,20 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm}$$

Exemple de flexion composée ELS

On calcule les contraintes sous les combinaisons à l'état limite de service dans la section dont les armatures ont été déterminées à l'état limite ultime de résistance en flexion composée (voir l'encart « Exemple de flexion composée ELU » en paragraphe 5.1.2).

Dans le cas présent, il s'agit de la combinaison caractéristique.

On prendra en compte pour la suite la section d'acier théorique. On peut naturellement prendre en compte la section réelle mise en œuvre, pour peu que celle-ci ait été choisie.

On ne tient pas compte des imperfections géométriques à l'ELS.

■ Effort normal positif

Excentricité
$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,405}{0,400} = 1,013 \text{ m}$$

Centre de pression
$$c = y_G - e = 0,221 - 1,013 = -0,792 \text{ m}$$

On calcule les coefficients de l'équation du 3^e degré : $y^3 + 3py + 2q = 0$

Section d'acier
$$A_s = 17,8 \text{ cm}^2$$

Coefficient $3p$

$$\begin{aligned} 3p &= -3 \frac{b}{b_w} c^2 + 3 \left(\frac{b}{b_w} - 1 \right) (c - h_o)^2 - 6n \frac{A'_s}{b_w} (c - d') - 6n \frac{A_s}{b_w} (c - d) \\ &= -3 \frac{1,50}{0,40} (-0,792)^2 + 3 \left(\frac{1,50}{0,40} - 1 \right) (-0,792 - 0,16)^2 \\ &\quad - 6.15 \frac{0,00178}{0,40} (-0,792 - 0,63) \\ &= -7,057 + 7,477 + 0,570 = +0,990 \end{aligned}$$

Coefficient $2q$

$$\begin{aligned} 2q &= +2 \frac{b}{b_w} c^3 - 2 \left(\frac{b}{b_w} - 1 \right) (c - h_o)^3 + 6n \frac{A'_s}{b_w} (c - d')^2 + 6n \frac{A_s}{b_w} (c - d)^2 \\ &= +2 \frac{1,50}{0,40} (-0,792)^3 - 2 \left(\frac{1,50}{0,40} - 1 \right) (-0,792 - 0,16)^3 \\ &\quad + 6.15 \frac{0,00178}{0,40} (-0,792 - 0,63)^2 \\ &= -3,726 + 4,745 + 0,810 = 1,829 \end{aligned}$$

Encadrement de y
$$c - h < y < c,$$

soit
$$-0,792 - 0,70 = -1,492 < y < -0,792$$

Solution de l'équation
$$y = -0,958 \text{ m}$$

Axe neutre
$$x = c - y = 0,166 \text{ m}$$

Coefficient K

$$K = \frac{N_{\text{ser}}}{b \frac{x^2}{2} - (b - b_w) \frac{(x - h_0)^2}{2} + nA'_s(x - d') + nA_s(x - d)}$$

$$= \frac{0,400}{1,50 \frac{0,166^2}{2} - (1,50 - 0,40) \frac{(0,166 - 0,16)^2}{2} + 15 \cdot 0,00178(0,166 - 0,63)}$$

$$= \frac{0,400}{0,0207 - 0,0000 - 0,0124} = 48,2$$

Contrainte du béton $\sigma_c = Kx = 48,2 \cdot 0,166 = 8,0 \text{ MPa}$

Contrainte des aciers

$$\sigma_s = nK(x - d) = 15 \cdot 48,2(0,166 - 0,63)$$

$$= -335 \text{ MPa}$$

■ Effort normal négatif

Excentricité $e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,405}{-0,400} = -1,013 \text{ m}$

Centre de pression $c = y_G - e = 0,221 + 1,013 = +1,234 \text{ m}$

On calcule les coefficients de l'équation du 3^e degré : $y^3 + 3py + 2q = 0$

Section d'acier $A_s = 25,3 \text{ cm}^2$

Coefficient $3p$ $3p = -3c^2 - 6n \frac{A_s}{b_w}$ (section rectangulaire sans acier comprimé)

$$= -3(1,234)^2 - 6 \cdot 15 \frac{0,00253}{1,50} (1,234 - 0,63)$$

$$= -4,568 - 0,092 = -4,660$$

Coefficient $2q$

$$2q = +2c^3 + 6n \frac{A_s}{b_w} (c - d)^2 \text{ (section rectangulaire sans acier comprimé)}$$

$$= +2(1,234)^3 + 6 \cdot 15 \frac{0,00253}{1,50} (1,234 - 0,63)^2 = +0,0867$$

$$= +3,758 + 0,055 = +3,813$$

Encadrement de y $c - h < y < c$,

soit $1,234 - 0,70 = 0,534 < y < 1,234$

Solution de l'équation $y = 1,119 \text{ m}$

Axe neutre $x = c - y = 0,115 \text{ m}$

Coefficient K	$K = \frac{N_{\text{ser}}}{b \frac{x^2}{2} + n A_s (x - d)^2}$ $= \frac{-0,400}{1,50 \frac{0,115^2}{2} - 15 \cdot 0,00253 (0,115 - 0,63)}$ $= \frac{-0,400}{0,00992 - 0,01954} = 41,6$
Contrainte du béton	$\sigma_c = K x = 41,6 \cdot 0,115 = 4,8 \text{ MPa}$
Contrainte des aciers	$\sigma_s = n K (x - d) = 15 \cdot 41,6 \cdot (0,115 - 0,63)$ $= -321 \text{ MPa}$

6.4 État limite de déformation [7.4]

6

6.4.1 Généralités [7.4.1]

La déformation d'un élément ou d'une structure ne doit pas être préjudiciable à leur bon fonctionnement ou à leur aspect.

Il convient de fixer des valeurs limites appropriées des flèches, en tenant compte de la nature de l'ouvrage, des finitions, des cloisons et accessoires, et de sa destination.

Il convient de limiter les déformations aux valeurs compatibles avec les déformations des autres éléments liés à la structure tels que cloisons, vitrages, bardages, réseaux ou finitions.

Dans certains cas, une limitation des déformations peut être nécessaire afin d'assurer le bon fonctionnement de machines ou d'appareils supportés par la structure, ou pour éviter la formation de flaques sur les toitures-terrasses.

6.4.2 Limites de flèches [7.4.1]

Les limites de flèches données ci-dessous devraient généralement assurer un comportement satisfaisant des constructions telles que logements, bureaux, bâtiments publics ou usines.

L'aspect et la fonctionnalité générale de la structure sont susceptibles d'être altérés lorsque la flèche calculée d'une poutre, d'une dalle ou d'une console soumises à des charges quasi permanentes est supérieure à $\ell/250$ où ℓ représente la portée.

Il convient de limiter à $\ell/500$ les déformations d'un élément après construction, sous charges quasi permanentes, susceptibles d'endommager les éléments de la structure avoisinants l'élément considéré.

Pour plus d'informations sur les déformations et leurs valeurs limites, on peut se reporter à l'ISO 4356.

6.4.3 Cas de dispense du calcul [7.4.2]

Il n'est généralement pas nécessaire de calculer les déformations de manière explicite, des règles simples suffisant pour éviter les problèmes de flèche en situation normale.

Des vérifications plus rigoureuses sont nécessaires pour les éléments ne satisfaisant pas ces conditions limites ou lorsque d'autres valeurs limites que celles admises dans les méthodes simplifiées conviennent.

■ Section rectangulaire

Les règles simples concernent les limites du rapport portée/hauteur des poutres et dalles en béton armé données par les expressions suivantes, établies en admettant que la contrainte de l'acier tendu de la section la plus sollicitée de la travée est égale à 310 MPa à l'ELS, ce qui correspond sensiblement à un acier $f_{yk} = 500$ MPa :

$$\frac{\ell}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ si } \rho \leq \rho_0$$

$$\frac{\ell}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ si } \rho > \rho_0$$

où :

- ▶ $\frac{\ell}{d}$ est la valeur limite du rapport portée/hauteur ;
- ▶ K est un coefficient qui dépend du système structural ;
- ▶ ρ_0 est le pourcentage d'armature de référence $\sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3}$;
- ▶ ρ est le pourcentage d'armature tendue de la section la plus sollicitée ;
- ▶ ρ' est le pourcentage d'armature comprimée nécessaire dans la section la plus sollicitée ;
- ▶ f_{ck} est exprimé en MPa.

■ Valeurs de base du rapport portée/hauteur utile

Les valeurs du rapport l/d du tableau résultent des formules ci-dessus pour des cas courants, avec un béton C30, $\sigma_s = 310$ MPa, pour $\rho = 0,5 \%$ (béton faiblement sollicité) et $1,5 \%$ (béton fortement sollicité), en l'absence d'effort normal de compression.

Système structural	K	l/d pour $\rho \leq 0,5 \%$	l/d pour $\rho \geq 1,5 \%$
Poutre sur appuis simples	1,0	20	14
Dalle unidirectionnelle sur appuis simples		30	25
Travée de rive d'une poutre continue	1,3	26	18
Travée de rive d'une dalle unidirectionnelle continue			
Travée de rive d'une dalle bidirectionnelle continue le long d'un grand côté		35	30
Travée intermédiaire d'une poutre	1,5	30	20
Travée intermédiaire d'une dalle unidirectionnelle ou bidirectionnelle		40	35
Plancher-dalle pour la plus grande portée	1,2	24	17
Poutre en console	0,4	8	6
Dalle en console		12	10

Dans le cas des dalles bidirectionnelles, il convient de considérer la plus petite portée. Les valeurs indiquées sont généralement sécuritaires. Le calcul est susceptible de montrer fréquemment que des rapports plus faibles peuvent convenir.

■ Niveau de contrainte

Lorsque l'on admet d'autres niveaux de contrainte pour les aciers tendus à l'ELS, il convient de multiplier les valeurs obtenues par le rapport :

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{f_{yk} \frac{A_{s, \text{prov}}}{A_{s, \text{req}}}}$$

où :

- ▶ σ_s est la contrainte de l'acier tendu à l'ELS dans la section la plus sollicitée ;
- ▶ $A_{s, \text{prov}}$ est la section d'acier effective dans la section considérée ;
- ▶ $A_{s, \text{req}}$ est la section d'acier nécessaire à l'ELU dans la section considérée.

■ Section en T

Pour les sections en T, lorsque le rapport de la largeur de la membrure à la largeur de l'âme est supérieur à 3, il convient de **multiplier les valeurs de ℓ/d par 0,8**.

■ Grande portée

- ▶ Dans le cas des poutres et des dalles autres que les planchers-dalles, de portée supérieure à 7,00 m, supportant des cloisons susceptibles d'être endommagées si les flèches sont excessives, il convient de **multiplier les valeurs de ℓ/d données par $\frac{7}{\ell_{\text{eff}}}$** .
- ▶ Dans le cas des planchers-dalles dont la plus grande portée est supérieure à 8,5 m et qui supportent des cloisons susceptibles d'être endommagées si les flèches sont excessives, il convient de **multiplier les valeurs de ℓ/d données par $\frac{8,5}{\ell_{\text{eff}}}$** .

6.4.4 Vérification des flèches par le calcul [7.4.3]

Lorsqu'un calcul est nécessaire, les déformations doivent être calculées dans des conditions de chargement qui font l'objet de la vérification. La méthode de calcul doit représenter le comportement réel de la structure, avec un degré de précision adapté aux objectifs du calcul.

■ Influence de la fissuration

- ▶ Il convient de considérer comme non fissurés les éléments qui ne sont pas censés être chargés au-delà du niveau de chargement qui provoquerait, dans une section quelconque, un dépassement de la résistance en traction du béton.
- ▶ Pour les éléments dont on prévoit qu'ils seront partiellement fissurés, il convient de les considérer comme se comportant d'une manière intermédiaire entre l'état non fissuré et l'état entièrement fissuré.

S'ils travaillent principalement en flexion, leur comportement peut être calculé de manière appropriée en utilisant l'expression :

$$\alpha = \xi \alpha_{II} + (1 - \xi) \alpha_I$$

où :

- ▶ α est le paramètre de déformation considéré (déformation, courbure, rotation ou flèche) ;
- ▶ α_I est la valeur du paramètre calculé dans l'état non fissuré ;
- ▶ α_{II} est la valeur du paramètre calculé dans l'état entièrement fissuré ;
- ▶ ξ est un coefficient de distribution qui tient compte de la participation du béton tendu dans la section :

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2$$

- $\xi = 0$ pour les sections non fissurées ;
- β est un coefficient prenant en compte la durée ou la répétition du chargement ; $\beta = 1,0$ dans le cas d'un chargement unique de courte durée ; $\beta = 0,5$ dans le cas d'un chargement prolongé ou d'un grand nombre de cycles de chargement ;

- σ_s est la contrainte des armatures tendues calculée en supposant la section fissurée ;
- σ_{sr} est la contrainte des armatures tendues calculée en supposant la section fissurée sous les conditions de chargement provoquant la première fissure.

Le rapport $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ peut être remplacé par $\frac{M_{cr}}{M}$ dans le cas de la flexion simple, M_{cr} représentant le moment de fissuration.

■ Caractères du béton

En règle générale, on utilisera la valeur de résistance à la traction f_{ctm} .

Lorsqu'on peut montrer qu'il n'y a pas de contraintes axiales, provoquées par le retrait ou les effets thermiques, on peut utiliser $f_{ctm, fl}$.

Dans le cas de charges d'une durée telle que le béton subit un fluage, la déformation totale peut être calculée en utilisant le module d'élasticité effectif du béton :

$$E_{c, eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

■ Déformation due au retrait

Les courbures dues au retrait peuvent être évaluées par :

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I}$$

- ▶ ε_{cs} est la déformation libre de retrait ;
- ▶ S est le moment statique de la section d'armature par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section ;
- ▶ I est le moment d'inertie de la section ;
- ▶ α_e est le coefficient d'équivalence effectif : $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c, eff}}$.

Il convient de calculer S et I pour l'état non fissuré et pour l'état entièrement fissuré, et d'interpoler comme indiqué ci-dessus pour tenir compte de l'état de fissuration.

■ Intégration numérique

La méthode la plus rigoureuse pour déterminer la flèche consiste à calculer la courbure dans un grand nombre de sections le long de l'élément, puis à calculer la flèche par intégration numérique.

Dans la plupart des cas, on pourra se contenter de deux calculs :

- ▶ dans un premier temps en supposant l'élément non fissuré ;
- ▶ dans un deuxième temps en supposant l'élément entièrement fissuré, puis on interpolera comme indiqué ci-dessus pour tenir compte de l'état de fissuration.

6.4.5 Recommandations professionnelles

Les Recommandations professionnelles détaillent pour les bâtiments courants une méthode conventionnelle, justifiée par son usage traditionnel.

Il s'agit de la méthode de calcul des flèches nuisibles des poutrelles et poutres de bâtiment, mentionnée dans l'Annexe nationale dans la note à la clause 7.4.3 2(P). Elle est basée sur la formule 7.18 de la clause 7.4.3 (3) en choisissant comme paramètre de déformation la flèche à mi-portée de la travée considérée, en tenant compte du processus de chargement.

■ Limites des flèches nuisibles

La flèche nuisible a pour valeur : $w_t - w_d$

où :

- ▶ w_t est la flèche totale ;
- ▶ w_d est la flèche qui s'est produite avant la mise en œuvre des éléments fragiles.

La flèche nuisible est limitée à :

- ▶ $\frac{\ell}{500}$ si $\ell \leq 7$ m,
- ▶ et $1,4 \text{ cm} + \frac{\ell}{1\,000}$ si $\ell > 7$ m.

■ Paramètre de déformation

La formule (7.18) s'écrit $w = w_e \zeta' + w_h (1 - \zeta')$

dans laquelle :

- ▶ w_e est la flèche calculée avec l'hypothèse que toutes les sections droites de l'élément sont fissurées,
- ▶ w_h est la flèche calculée avec l'hypothèse que toutes les sections droites de l'élément ne sont pas fissurées,
- ▶ ζ' coefficient de distribution qui tient compte de la participation du béton tendu.

■ Hypothèses liées à l'application de cette méthode

- ▶ Il existe un élément fragile pour lequel la flèche de l'élément qui le porte peut être nuisible, ce qui justifie le calcul.
- ▶ On adopte un seul coefficient d'équivalence acier béton, soit $n = 15$, aussi bien dans le cas des sections droites non fissurées et homogénéisées (indice h), que dans celui des sections droites fissurées ou efficaces (indice e).
- ▶ À défaut de justifications particulières on passe des déformations instantanées du béton (indice i), à celles de longue durée (indice v), par le coefficient $\varphi = 2$.
- ▶ Les flèches provenant des gradients de déformations imposées (température, retrait) sont négligées.
- ▶ Il est tenu compte de la continuité en se ramenant à l'étude d'une poutre isostatique associée soumise au seul moment en travée M_t et en admettant la formule $w = \frac{M_t \ell^2}{10EI}$, avec ℓ la distance entre nus des appuis, E le module de déformation du béton (indice i ou v) et I le moment d'inertie de la section de béton (indice h ou e).
- ▶ Le moment de première fissuration du béton M_{cr} est celui qui conduit à la contrainte de traction $f_{ctm,fl}$ dans la section droite homogénéisée.

■ Méthode de calcul conventionnelle

On considère les moments en travée associés aux chargements suivants :

- ▶ M_p dû au poids propre de l'élément ;
- ▶ M_c dû aux charges d'équipement mises en œuvre avant les éléments fragiles ;
- ▶ M_r dû aux charges d'équipement mises en œuvre après les éléments fragiles ;
- ▶ M_q dû aux charges d'exploitation.

La flèche totale w_t a pour valeur :

$$w_t = w_{et}\zeta_t + w_{ht}(1 - \zeta_t)$$

avec :

- ▶ $w_{et} = \frac{M_{p+c+r}\ell^2}{10E_v I_e} + \frac{M_q\ell^2}{10E_i I_e}$
- ▶ $w_{ht} = \frac{M_{p+c+r}\ell^2}{10E_v I_h} + \frac{M_q\ell^2}{10E_i I_h}$
- ▶ $\zeta_t = 0$ si $M_{p+c+r+q} < M_{cr}$

$$= 1 - \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_{p+c+r+q}}} \text{ si } M_{p+c+r+q} > M_{cr}$$

La flèche à déduire w_d est celle qui s'est produite avant la mise en œuvre des éléments fragiles.

- ▶ Si cette mise en œuvre intervient immédiatement après le décoffrage de l'élément porteur, elle a pour valeur :

$$w_{di} = w_{edi}\zeta_{di} + w_{hdi}(1 - \zeta_{di})$$

avec :

- $w_{edi} = \frac{M_{p+c}\ell^2}{10E_i I_e}$
- $w_{hdi} = \frac{M_{p+c}\ell^2}{10E_i I_h}$
- $\zeta_{di} = 0$ si $M_{p+c} < M_{cr}$

$$= 1 - \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_{p+c}}} \text{ si } M_{p+c} > M_{cr}$$

- Si cette mise en œuvre intervient très longtemps après le décoffrage de l'élément porteur, elle a pour valeur :

$$w_{dv} = w_{edv} \zeta_{dv} + w_{hdv} (1 - \zeta_{dv})$$

avec :

- $w_{edv} = \frac{M_p \ell^2}{10 E_v I_e} + \frac{M_c \ell^2}{10 E_i I_e}$
- $w_{hdv} = \frac{M_p \ell^2}{10 E_v I_h} + \frac{M_c \ell^2}{10 E_i I_e}$
- $\zeta_{dv} = 0$ si $M_{p+c} < M_{cr}$
 $= 1 - \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_{p+c}}}$ si $M_{p+c} > M_{cr}$

Selon le temps écoulé entre le décoffrage du gros œuvre et la mise en œuvre des éléments fragiles, il appartient au concepteur de choisir la valeur convenable comprise entre w_{di} et w_{dv} , caractérisée par un coefficient ψ compris entre 0 et 1 tel que $w_d = w_{di} + \psi (w_{dv} - w_{di})$.

B

Règles applicables aux éléments courants

7

Poteaux et voiles

7.1 Effets du second ordre [5.8]

7.1.1 Généralités

L'analyse des effets du second ordre concerne les éléments et les structures soumis à une charge axiale.

Les effets globaux du second ordre sont à considérer dans les structures à nœuds déplaçables.

Lorsque les effets du second ordre sont pris en compte, l'équilibre et la résistance doivent être vérifiés à l'état déformé, calculé en tenant compte des effets appropriés de la fissuration, des propriétés non linéaires des matériaux et du fluage.

Pour les bâtiments, les effets du second ordre peuvent être négligés s'ils représentent moins de 10 % des effets du premier ordre correspondant.

Ce critère peut être remplacé par un critère d'élançement pour les éléments isolés ou par un critère sur l'effort global pour les effets globaux du second ordre dans les bâtiments.

7.1.2 Élançement

■ Longueur efficace

La longueur efficace ℓ_0 peut être définie comme la longueur de flambement, c'est-à-dire la longueur du poteau bi-articulé soumis à un effort normal constant, ayant la même section droite et la même charge de flambement que l'élément considéré.

- Les valeurs retenues à partir de la hauteur libre ℓ d'un élément isolé sont les valeurs déterminées par la résistance des matériaux en fonction des conditions d'encastrement aux extrémités :

Poteau bi-articulé	$\ell_0 = \ell$
Mât parfaitement encastré en pied et libre en tête	$\ell_0 = 2\ell$
Poteau articulé à une extrémité et encastré à l'autre	$\ell_0 = 0,7\ell$
Poteau bi-encastré à nœuds non déplaçables	$\ell_0 = 0,5\ell$
Poteau bi-encastré à nœuds déplaçables	$\ell_0 = \ell$

- Dans le cas d'éléments comprimés appartenant à des portiques réguliers, la longueur efficace est déterminée de la manière suivante :

Éléments contreventés	$\ell_0 = 0,5\ell \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$
Éléments non contreventés	$\ell_0 = \ell \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}} ; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\}$

où :

- k_1 et k_2 sont les souplesses $k = \frac{\theta}{M} \frac{EI}{\ell}$ respectives des encastrements partiels aux extrémités 1 et 2 ;
- θ est la rotation d'appui sous l'effet d'un moment M ;
- EI est la rigidité de flexion de l'élément comprimé ;
- ℓ est la hauteur libre de l'élément entre liaisons d'extrémité.

L'encastrement parfait n'existant pas dans la pratique, on recommande une **valeur minimale de 0,1 pour k** .

- Selon les Recommandations professionnelles, les poteaux d'étage courant des bâtiments, lorsque leur raideur n'est pas prise en compte dans le contreventement et pour autant qu'ils soient correctement connectés en tête et en pied à des éléments de raideur supérieure ou égale, peuvent être représentés par $\ell_0 = 0,7\ell$.

■ Élancement

L'encastrement λ d'un poteau est le rapport de la longueur efficace ℓ_0 au rayon de giration i de la section de béton non fissuré calculé dans le plan de flambement :

$$\lambda = \frac{\ell_0}{i}$$

7.1.3 Critère d'élancement pour les éléments isolés [5.8.3.1]

Les effets du second ordre peuvent être négligés si l'élancement λ est inférieur à une valeur limite λ_{lim} . La valeur limite λ_{lim} relève de l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est définie par :

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}$$

où :

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{\text{ef}}} \quad (A = 0,7 \text{ par défaut})$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} \quad (B = 1,1 \text{ par défaut})$$

$$C = 1,7 - r_m \quad (C = 0,7 \text{ par défaut})$$

avec :

- ▶ φ_{ef} le coefficient de fluage effectif ;
- ▶ $\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$ le ratio mécanique d'armatures longitudinales ;
- ▶ $n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$ l'effort normal relatif ;
- ▶ $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$ le rapport des moments d'extrémité du première ordre ($|M_{01}| \leq |M_{02}|$), pris en valeur algébrique, les moments étant de même signe s'ils provoquent des tractions sur la même face.

Il convient de prendre $r_m = 1$ dans le cas des éléments contreventés, pour lesquels les moments du premier ordre résultent de manière prépondérante des imperfections géométriques ou des charges transversales.

7.1.4 Critère pour les effets globaux dans les bâtiments [5.8.3.3]

Les effets globaux du second ordre peuvent être négligés lorsque :

$$F_{V,E_d} \leq k_1 \frac{n_s}{n_s + 1,6} \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2}$$

où :

- ▶ F_{V,E_d} est la charge verticale totale sur tous les éléments ;
- ▶ k_1 relève de l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est 0,31 ;
- ▶ n_s est le nombre d'étages ;
- ▶ L est la hauteur totale du bâtiment au-dessus du niveau d'encastrement ;
- ▶ $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}}$ relève de l'Annexe nationale. La valeur à utiliser de γ_{cE} est 1,2 ;
- ▶ I_c est le moment d'inertie de la section de béton non fissuré des éléments de contreventement.

7.2 Méthodes d'analyse [5.8.5]

Lorsque les effets du second ordre doivent être pris en compte, on peut employer une méthode générale ou deux méthodes simplifiées.

- ▶ La *méthode générale* est basée sur une analyse non linéaire incluant la non-linéarité géométrique, c'est-à-dire les effets du second ordre. L'effet du fluage doit être pris en compte.
- ▶ La *méthode basée sur une rigidité nominale* est une méthode simplifiée de calcul des sollicitations en tenant compte des effets de la fissuration, de la non-linéarité des matériaux et du fluage sur le comportement global. Cette méthode peut-être utilisée à la fois pour les éléments isolés et pour les structures complètes, à condition que la rigidité nominale soit estimée de manière appropriée.
- ▶ La *méthode basée sur une courbure nominale* est une méthode simplifiée de calcul qui convient avant tout pour les éléments soumis à un effort normal constant et de longueur efficace donnée ℓ_0 .

7.2.1 Effet du fluage [5.8.4]

L'effet du fluage doit être pris en compte dans l'analyse des effets du second ordre en considérant les conditions générales relatives au fluage et la durée d'application des charges.

La durée d'application du chargement peut être prise en compte d'une manière simplifiée au moyen d'un **coefficient de fluage effectif** φ_{ef} qui, utilisé conjointement avec la charge de calcul, donne une déformation de fluage correspondant à la charge quasi-permanente :

$$\varphi_{\text{ef}} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0\text{E}\text{qp}}}{M_{0\text{Ed}}}$$

- ▶ $\varphi(\infty, t_0)$ est la valeur finale du coefficient de fluage.
- ▶ $M_{0\text{E}\text{qp}}$ est le moment fléchissant au premier ordre dans le cas de la combinaison quasi-permanente de charges (ELS).
- ▶ $M_{0\text{Ed}}$ est le moment fléchissant au premier ordre dans le cas de la combinaison de charges de calcul (ELU).

Il y a lieu de tenir compte des imperfections géométriques dans le calcul des moments $M_{0\text{E}\text{qp}}$ et $M_{0\text{Ed}}$.

L'effet du fluage peut être ignoré si les trois conditions sont satisfaites conjointement :

$$\begin{aligned} \varphi(\infty, t_0) &\leq 2 \\ \lambda &\leq 75 \\ \frac{M_{0\text{Ed}}}{N_{\text{Ed}}} &\geq h \end{aligned}$$

7.2.2 Méthode basée sur une courbure nominale [5.8.8]

La méthode permet de calculer un moment nominal du second ordre basé sur une déformation, en fonction de la longueur efficace et d'une courbure maximale estimée.

Le moment de calcul qui en résulte est utilisé pour le dimensionnement des sections en flexion composée.

■ Moment de calcul

Le moment de calcul vaut :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

- ▶ M_{0Ed} est le moment du premier ordre, compte tenu de l'effet des imperfections.
- ▶ M_2 est le moment nominal du second ordre.

La valeur maximale de M_{Ed} est donnée par les distributions de M_{0Ed} et M_2 ; la distribution de M_2 peut être prise comme parabolique ou comme sinusoïdale sur la longueur efficace.

Des moments d'extrémité du premier ordre M_{01} et M_{02} différents peuvent être remplacés par un moment d'extrémité du premier ordre équivalent M_{0e} :

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02}$$

Il convient de prendre M_{01} et M_{02} de même signe s'ils provoquent la traction sur la même face et de signes opposés dans le cas contraire. En outre, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

■ Moment nominal du second ordre

Le moment nominal du second ordre M_2 est donné par :

$$M_2 = N_{Ed}e_2$$

- N_{Ed} est l'effort normal agissant de calcul,
- e_2 est la déformation :

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{\ell_0^2}{c}$$

avec :

- $\frac{1}{r}$ la courbure,
- ℓ_0 la longueur efficace,
- c un coefficient dépendant de la distribution des courbures.

Dans le cas d'une section constante, on adopte normalement $c = 10$. Si le moment du premier ordre est constant, il convient d'adopter une valeur inférieure (8 constituant une limite inférieure, qui correspond à un moment total constant).

■ Courbure

Dans le cas des éléments de section droite constante et symétrique, ferrailage compris, on peut adopter :

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}$$

- K_r est un coefficient de correction dépendant de l'effort normal :

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$$

où :

- $n = \frac{N_{Ed}}{A f_{cd}}$ est l'effort normal relatif, avec N_{Ed} l'effort normal agissant de calcul,
- $n_u = 1 + \omega$, avec $\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$ où A_s est l'aire totale de la section des armatures, et A_c est l'aire de la section droite du béton,
- $n_{bal} = 0,4$ est la valeur de n correspondant au moment résistant maximal.

- K_φ est un coefficient tenant compte du fluage :

$$K_\varphi = 1 + \beta\varphi_{\text{ef}} \geq 1$$

où :

- φ_{ef} est le coefficient de fluage effectif,
- $\beta = 0,35 + \frac{f_{\text{ck}}}{200} - \frac{\lambda}{150}$, avec λ l'élancement.

- $\frac{1}{r_0}$ vaut :

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{y\text{d}}}{0,45d}$$

où :

- $\varepsilon_{y\text{d}} = \frac{f_{y\text{d}}}{E_s}$,
- d est la hauteur utile ; si toutes les armatures ne sont pas concentrées sur les faces opposées, mais qu'une partie est distribuée parallèlement au plan de flexion, d est définie par $d = \frac{h}{2} + i_s$, où i_s est le rayon de giration de la section totale d'armatures.

7.2.3 Méthode enveloppe

Les Recommandations professionnelles proposent une méthode simplifiée enveloppe de la méthode basée sur une courbure nominale, applicable aux poteaux de bâtiment sous charges centrées, à extrémités articulées non déplaçables, dans les conditions suivantes :

- élancement $\lambda \leq 120$
- classe de résistance du béton $20 \text{ MPa} \leq f_{\text{ck}} \leq 50 \text{ MPa}$
- épaisseur dans le sens du flambement $h \geq 0,15 \text{ m}$
- distance des aciers à la paroi la plus proche $d' \leq \text{Min}[0,30h ; 100 \text{ mm}]$
- armatures symétriques, par moitié sur chaque face
- chargement à au moins 28 jours

L'effort normal résistant du poteau est donné par la formule :

$$N_{Rd} = k_h k_s \propto [B f_{cd} + A_s f_{yd}]$$

où :

- B l'aire de la section du poteau ;
- A_s la section utile des aciers, à savoir la section des aciers limités à ceux disposés à la distance d' des parois en deux lits symétriques pour une section rectangulaire ou en six barres réparties pour une section circulaire ;
- k_h vaut respectivement :

Pour une section rectangulaire	$k_h = (0,75 + 0,5h)(1 - 6\rho\delta)$ pour $h < 0,50$ m
	sinon $k_h = 1$
Pour une section circulaire	$k_h = (0,70 + 0,5D)(1 - 8\rho\delta)$ pour $D < 0,60$ m
	sinon $k_h = 1$

ρ pourcentage d'acier rapporté à la section totale de béton A_s/B

$$\delta = d'/h$$

À défaut de connaître ρ et δ , on peut prendre à titre conservatoire :

$$k_h = 0,93$$

- k_s vaut respectivement :

Pour une section rectangulaire	$k_s = 1,6 - 0,60 \frac{f_{yk}}{500}$ pour $f_{yk} > 500$ et $\lambda > 40$
	sinon $k_s = 1$
Pour une section circulaire	$k_h = 1,6 - 0,65 \frac{f_{yk}}{500}$ pour $f_{yk} > 500$ et $\lambda > 30$
	sinon $k_s = 1$

► α vaut respectivement :

Pour une section rectangulaire	$\alpha = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{\lambda}{62}\right)^2} \text{ si } \lambda < 60$
	$\alpha = \left(\frac{32}{\lambda}\right)^{1,3} \text{ si } 60 < \lambda \leq 120$
Pour une section circulaire	$\alpha = \frac{0,84}{1 + \left(\frac{\lambda}{52}\right)^2} \text{ si } \lambda < 60$
	$\alpha = \left(\frac{27}{\lambda}\right)^{1,24} \text{ si } 60 < \lambda \leq 120$

7.3 Poteaux [9.5]

Les règles qui suivent s'appliquent aux poteaux dont la plus grande dimension transversale h est inférieure ou égale à 4 fois la plus petite dimension transversale b .

7.3.1 Armatures longitudinales

■ Diamètre et nombre minimal

- Il convient que le diamètre des armatures longitudinales ne soit pas inférieur à $\varnothing_{\min} = 8 \text{ mm}$.
- Pour les poteaux de section polygonale, il convient de disposer une barre dans chaque angle.
- Pour les poteaux de section circulaire, il convient de disposer au moins 4 barres. Les Recommandations professionnelles recommandent de disposer au moins 6 barres.
- Il convient que chaque barre ou paquet de barres placé dans un angle soit maintenu par des armatures transversales. Il convient, dans une zone comprimée, de ne pas disposer de barre non tenue à plus de 150 mm d'une barre tenue.

■ Pourcentage minimal

Il convient que la section des armatures longitudinales ne soit pas inférieure à $A_{s,min}$. La valeur de $A_{s,min}$ peut être fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est :

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

- ▶ N_{Ed} est l'effort normal agissant.
- ▶ $f_{y,d}$ est la limite d'élasticité de calcul des armatures.

■ Pourcentage maximal

Il convient que la section des armatures longitudinales n'excède pas $A_{s,max}$. La valeur de $A_{s,max}$ peut être fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est :

$$A_{s,max} = 0,04A_c \quad \text{hors zones de recouvrement}$$

$$A_{s,max} = 0,08A_c \quad \text{au droit des recouvrements}$$

7

7.3.2 Armatures transversales

■ Diamètre

Il convient que le diamètre des armatures transversales (cadres, boucles ou hélice) **ne soit pas inférieur à 6 mm** ni au quart du diamètre maximal des barres longitudinales.

Si les armatures transversales sont constituées par les fils d'un treillis soudé, le diamètre des fils **ne sera pas inférieur à 5 mm**.

■ Espacement

Il convient de limiter l'espacement des armatures transversales à $s_{cl,tmax}$.

La valeur de $s_{cl,tmax}$ peut être fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est la plus petite des trois valeurs :

- ▶ $20\varnothing_{lmin}$, avec $\varnothing_{lmin}$ le diamètre minimal des armatures longitudinales ;
- ▶ la plus petite dimension du poteau ;
- ▶ 400 mm.

Il convient de réduire l'espacement $s_{cl,tmax}$ par un facteur de 0,6 :

- ▶ dans les sections situées à une distance au-dessus ou au-dessous d'une poutre ou d'une dalle, au plus égale à la plus grande dimension de la section transversale du poteau ;
- ▶ dans les zones de recouvrement d'armatures si le diamètre des barres longitudinales excède 14 mm ;
- ▶ un minimum de 3 cours d'armatures transversales doivent être régulièrement disposées sur la longueur du recouvrement.

■ Changement de direction

Dans le cas de changement de direction des barres longitudinales, il convient de calculer l'espacement des armatures transversales en tenant compte des efforts transversaux associés.

Ces effets peuvent être ignorés si le changement de direction est inférieur ou égal à 1 pour 12.

Exemple de poteau

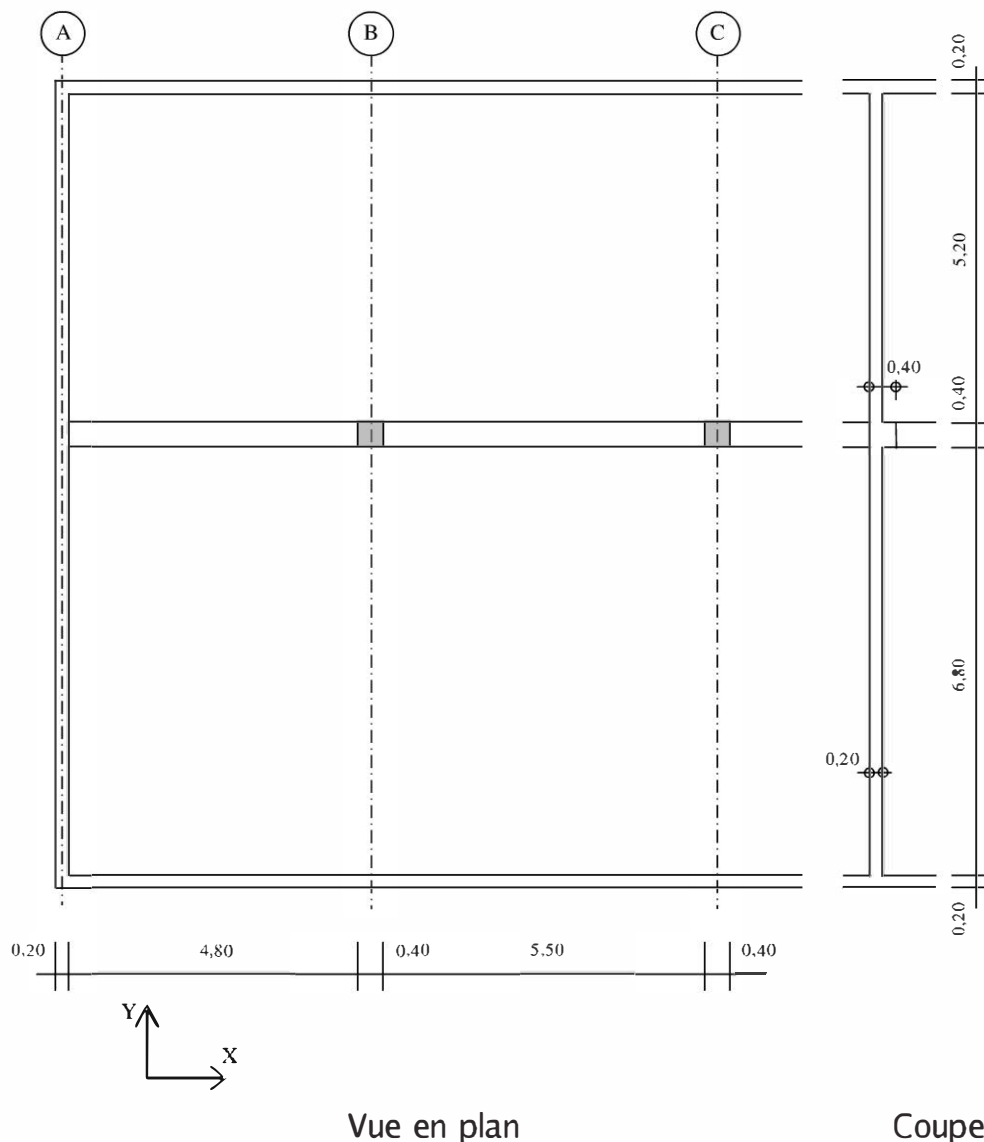
Définitions

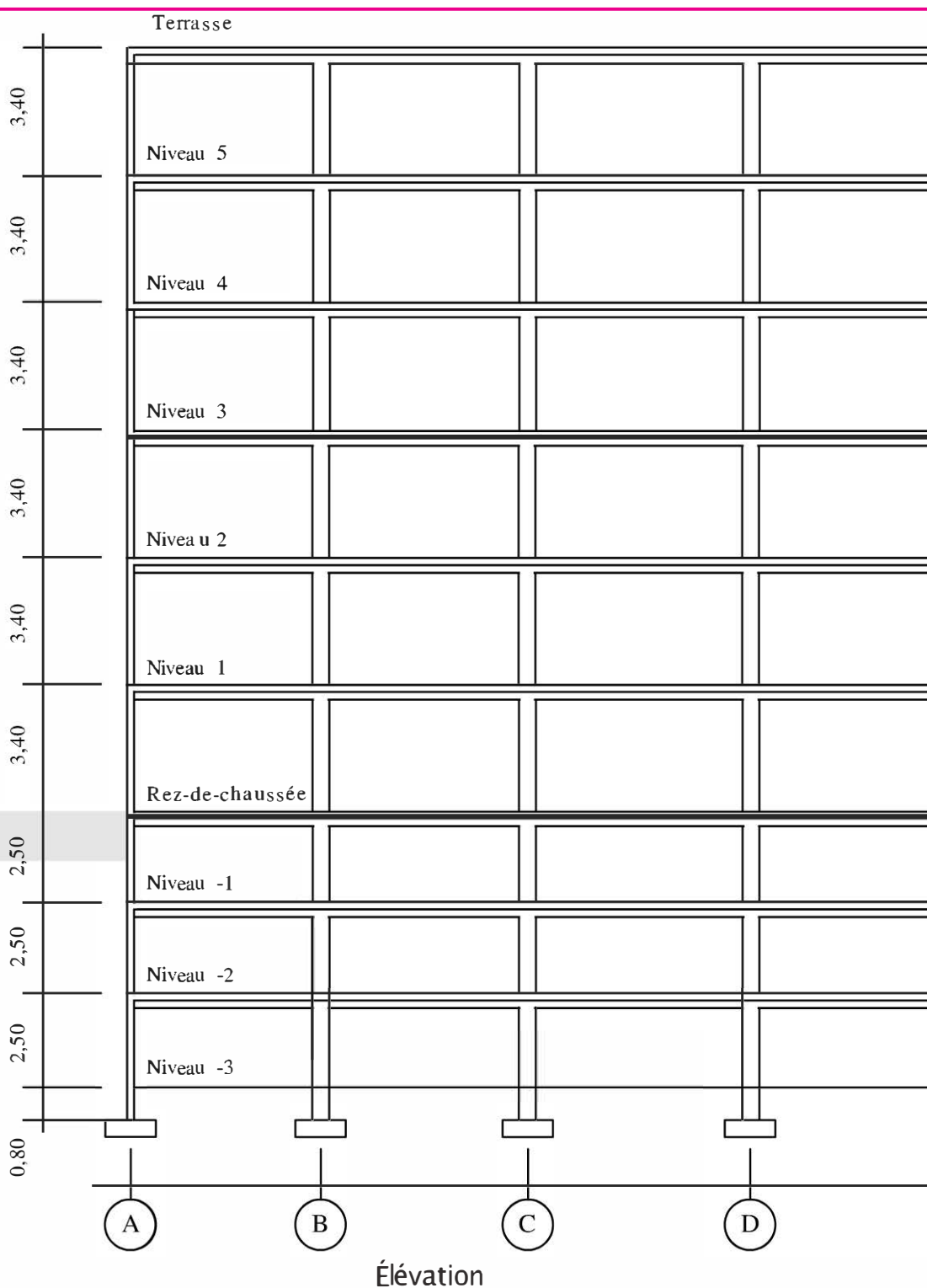
L'étude concerne un bâtiment de bureaux paysagers R + 5, sous une terrasse inaccessible, sur 3 niveaux de sous-sols à usage de parking pour véhicules légers. Le bâtiment est contreventé par refends. Le gros œuvre de la superstructure est réalisé en moins de 3 mois.

On se propose de faire la descente de charges du poteau intérieur voisin de rive, en file B, et de déterminer les armatures de ce poteau dans la hauteur du rez-de-chaussée.

Géométrie

Les dimensions du bâtiment sont données sur la figure jointe.





Matériaux

Le béton est un C30/37. Sa résistance caractéristique mesurée sur cylindre est $f_{ck} = 30$ MPa.

Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa.

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. La classe d'exposition du poteau étudié, à l'intérieur, est la classe XC1.

L'enrobage minimal vis-à-vis de la durabilité $c_{\min, \text{dur}}$ est 15 mm. L'enrobage minimal vis-à-vis de l'adhérence $c_{\min, b}$ est égal, *a priori*, au diamètre de la barre.

L'enrobage nominal $c_{\text{nom}} = \max c_{\min, b} ; c_{\min, \text{dur}} + 10$ mm.

Ainsi, pour une barre de diamètre entre 6 et 14 mm, l'enrobage $c_{\text{nom}} = 15 + 10 = 25$ mm ; pour une barre de diamètre entre 16 et 32 mm, $c_{\text{nom}} = \varnothing + 10$ mm.

En choisissant un enrobage nominal pour les cadres de 30 mm, on respecte *de facto* l'enrobage nominal pour les barres longitudinales de diamètre jusqu'à 25 mm.

Actions

Actions permanentes

Poids propre

Dalle	$0,20 \cdot 25 = 5,00$ kN/m ²
Poutre (retombée)	$0,40 \cdot 0,20 \cdot 25 = 2,00$ kN/ml
Poteau	$0,40 \cdot 0,40 \cdot 25 = 4,00$ kN/ml

Équipements

En terrasse	$g_1 = 1,50$ kN/m ² étanchéité, protection...
Bureaux	$g_1 = 0,50$ kN/m ² plancher technique et faux-plafond
Rez-de-chaussée	$g_1 = 1,50$ kN/m ² revêtement de sol et cloisons

Actions variables

En terrasse	$q = 1,00$ kN/m ²	entretien
Bureaux	$q = 2,50$ kN/m ²	exploitation
Rez-de-chaussée	$q = 5,00$ kN/m ²	exploitation
Sous-sols	$q = 2,50$ kN/m ²	exploitation

On applique le coefficient de réduction α_n pour la charge apportée par n étages.

Actions accidentelles

Sans objet.

Sollicitations

La descente de charges est présentée sous la forme d'un tableau.

Tableau de descente de charges

	Valeurs partielles		Valeurs cumulées		Valeurs pondérées	
Charges par niveau	G	Q	G	Q	ELS	ELU
Sous la terrasse Poids propre de la dalle $5,00 \left(\frac{5,20}{2} + 0,40 + \frac{6,80}{2} \right) \left(\frac{4,80}{2} + 0,40 + \frac{5,50}{2} \right) 1,10 =$ $5,00 \times 6,40 \times 5,55 \times 1,10 =$ 195 Poids propre de la poutre $2,00 \left(\frac{4,80}{2} + 0,40 + \frac{5,50}{2} \right) 1,10 =$ $2,00 \times 5,55 \times 1,10 =$ 12 Poids propre du poteau $4,00 (3,40 - 0,40) =$ 12 $g_0 = 219$ Équipement sur la dalle $1,50 \times 6,40 \times 5,55 \times 1,10 =$ $g_1 = 59$ Charge d'exploitation sur la dalle $1,00 \times 6,40 \times 5,55 \times 1,10 =$ $q = 39$	278	39	278	39	317	434
Sous le niveau 5 Poids propre $g_0 = 219$ Équipement sur la dalle $0,50 \times 6,40 \times 5,55 \times 1,10 =$ $g_1 = 20$ Charge d'exploitation sur la dalle $2,50 \times 6,40 \times 5,55 \times 1,10 =$ $q = 97$	239	98	517	137	654	903
Sous le niveau 4 Poids propre et équipement $g = 239$ Charge d'exploitation sur la dalle $2,50 \times 6,40 \times 5,55 \times 1,10 =$ $q = 97$	239	98	756	234	990	1 372
Sous le niveau 3 Poids propre et équipement $g = 239$ Charge d'exploitation sur la dalle $2,50 \times 6,40 \times 5,55 \times 1,10 =$ $q = 97$	239	98	995	$\alpha_n = 0,967$ 322	1 317	1 827
Sous le niveau 2 Poids propre et équipement $g = 239$ Charge d'exploitation sur la dalle $2,50 \times 6,40 \times 5,55 \times 1,10 =$ $q = 97$	239	98	1 234	$\alpha_n = 0,900$ 391	1 625	2 252
Sous le niveau 1 Poids propre et équipement $g = 239$ Charge d'exploitation sur la dalle $2,50 \times 6,40 \times 5,55 \times 1,10 =$ $q = 97$	239	98	1 473	$\alpha_n = 0,860$ 459	1 932	2 677

Tableau de descente de charges (suite)

Charges par niveau	Valeurs partielles		Valeurs cumulées		Valeurs pondérées	
	G	Q	G	Q	ELS	ELU
Sous le Rez-de-chaussée						
Poids propre de la dalle	195					
Poids propre de la poutre	12					
Poids propre du poteau						
4,00 (2,50 - 0,40) =	8					
$g_0 = 215$						
Équipement sur la dalle						
1,50 x 6,40 x 5,55 x 1,10 =	$g_1 = 59$					
Charge d'exploitation sur la dalle						
5,00 x 6,40 x 5,55 x 1,10 =	$q = 195$	274	195	1 747	654	2 401
						3 340
Sous le niveau -1						
Poids propre	$g_0 = 215$					
Charge d'exploitation sur la dalle						
2,50 x 6,40 x 5,55 x 1,10 =	$q = 97$	215	98	1 962	752	2 714
						3 777
Sous le niveau -2						
Poids propre de la dalle	195					
Poids propre de la poutre	12					
Poids propre du poteau						
4,00 (3,30 - 0,40) =	12					
$g_0 = 219$						
Charge d'exploitation sur la dalle						
2,50 x 6,40 x 5,55 x 1,10 =	$q = 97$	219	98	2 181	850	3 031
						4 219

Les valeurs partielles de poids propre de chaque niveau n correspondent aux charges du niveau proprement dit, à savoir de la dalle et de la poutre, et incluent celle du poteau de l'étage inférieur du niveau $n - 1$, autrement dit les charges reportées en pied du poteau du niveau inférieur.

La descente de charges du niveau -2 représente la charge en pied du poteau du niveau -3. S'agissant au niveau -3 d'un dallage sur terre-plein, les charges du niveau -3 ne se reportent pas sur le poteau.

L'effort normal à l'état limite ultime que supporte le poteau du rez-de-chaussée (c'est-à-dire situé dans la hauteur du rez-de-chaussée, sous le plancher du niveau 1) est $N_u = 2677$ kN.

Justifications**Calculs préliminaires**■ *Hauteur libre*

La hauteur libre l est comptée d'axe en axe, ou de dessus de plancher à dessus de plancher, soit 3,40 mètres.

■ *Longueur efficace ou longueur de flambement*

La longueur de flambement l_0 doit être déterminée dans les deux plans principaux de flambement possibles XOZ et YOZ.

Pour chaque plan de flambement, on détermine les conditions d'encastrement en tête et en pied du poteau.

→ **Souplesse des encastresments :**

Une poutre isostatique soumise à un moment M à une extrémité subit une rotation θ telle que :

$$M = \frac{3EI}{l}\theta$$

Si la poutre est parfaitement encastree à l'autre extrémité, alors :

$$M = \frac{4EI}{l}\theta,$$

ce qui revient à considérer une portée réduite égale à $0,75l$.

La souplesse de l'encastrement d'un poteau à chaque extrémité i est déterminée par :

$$k_i = \frac{\frac{EI_n}{I_n} + \frac{EI_s}{I_s}}{\frac{3EI_w}{I_w} + \frac{3EI_e}{I_e}}$$

Les termes du numérateur correspondent au poteau considéré et, le cas échéant, au poteau adjacent situé au-dessus ou au-dessous du poteau considéré, susceptible de contribuer à la rotation au flambement.

Les termes du dénominateur correspondent aux poutres du plancher s'opposant à la rotation du poteau.

→ **Caractéristiques des éléments :**

L'inertie I considérée est l'inertie de flexion dans le plan de flambement étudié.

Pour les poutres, en forme de T, l'inertie de flexion dans un plan vertical est calculée en tenant compte de la table de compression, la largeur de la table de chaque côté de la nervure étant limitée au $1/10$ de la portée.

La longueur l de l'élément est mesurée entre axes. Les conditions d'encastrement des poutres peuvent être prises en compte, en réduisant la longueur de l'élément.

→ Longueur de flambement :

La longueur de flambement est donnée, pour des éléments à nœuds non déplaçables par :

$$l_0 = 0,5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

→ Longueur de flambement dans le plan vertical XOZ :

Caractéristiques des éléments

	Poteau	Poutre w	Poutre e
Largeur de la nervure	0,400	0,400	0,400
Hauteur de la nervure	0,400	0,400	0,400
Longueur entre axes	3,400	5,100	5,900
Distance relative entre points de moments nuls		0,850	0,700
Longueur entre points de moments nuls		4,335	4,130
Largeur de la table de compression		1,267	1,226
Hauteur de la table de compression		0,200	0,200
Aire de la nervure	0,160	0,160	0,160
Distance du centre de gravité de la nervure	0,200	0,200	0,200
Aire de la table de compression		0,173	0,165
Distance du centre de gravité de la table de compression		0,100	0,100
Aire totale	0,160	0,333	0,325
Moment statique total	0,032000	0,049340	0,048520
Distance du centre de gravité	0,200	0,148	0,149
Inertie propre de la nervure	0,002133	0,002133	0,002133
Inertie propre de la table		0,000578	0,000551
Inertie totale	0,002133	0,003543	0,003497
Paramètre I/I	0,000627	0,000695	0,000593

Souplesse des encastremements :

$$k_1 = k_2 = \frac{\frac{EI_n}{I_n} + \frac{EI_s}{I_s}}{\frac{3EI_w}{I_w} + \frac{3EI_e}{I_e}} = \frac{627 + 627}{3 \cdot 695 + 3 \cdot 593} = 0,325$$

Longueur de flambement :

$$l_0 = 0,5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

Les encastremements inférieurs et supérieurs étant identiques, la formule devient :

$$l_0 = 0,5l \left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) = 0,5 \cdot 3,40 \left(1 + \frac{0,325}{0,45 + 0,325}\right) \\ = 0,71 \cdot 3,40 = 2,41 \text{ m.}$$

→ **Longueur de flambement dans le plan vertical YOZ :**

Dans le plan YOZ, le poteau n'est tenu ni en pied ni en tête, il est donc considéré comme simplement articulé à ses extrémités et la longueur de flambement est égale à la longueur libre.

$$l = l_0 = 3,40 \text{ m}$$

En définitive, la longueur de flambement est la plus grande dans le plan YOZ. C'est donc dans ce plan que le risque est le plus grand.

■ Élancement

Le rayon de giration i est défini par :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,40}{\sqrt{12}} = 0,115 \text{ m}$$

Le poteau étant symétrique, le rayon de giration est identique dans les deux directions.

L'élancement λ est défini par $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Élancement dans le plan vertical XOZ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,41}{0,115} = 21,0$$

Élancement dans le plan vertical YOZ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{3,40}{0,115} = 29,6$$

État limite ultime de résistance

■ Flambement dans le plan XOZ

L'effort normal résistant à l'état limite ultime du poteau étudié, en compression centrée, est défini par :

$$N_{Rd} = k_h k_s \alpha (B f_{cd} + A_s f_{yd})$$

$$\alpha = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{\lambda}{62}\right)^2} = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{21,0}{62}\right)^2} = 0,771$$

$$k_h = (0,75 + 0,5h) \cdot (1 - 6\rho\delta), \text{ avec } \rho = \frac{A_s}{B} \text{ et } \delta = \frac{d}{h} = \frac{\text{hauteur utile}}{\text{hauteur totale}}$$

$$k_s = 1$$

Il s'agit donc d'une équation du deuxième degré en A_s .

La section d'armature nécessaire pour le poteau de la file B, dans la hauteur du rez-de-chaussée est de $14,7 \text{ cm}^2$:

$$2,677 = 0,904 \cdot 0,771 (0,40 \cdot 0,40 \cdot 20 + 0,00147 \cdot 435)$$

■ Flambement dans le plan YOZ

L'effort normal résistant à l'état limite ultime du poteau étudié, en compression centrée, est défini par :

$$N_{Rd} = k_h k_s \alpha (B f_{cd} + A_s f_{yd})$$

$$\alpha = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{\lambda}{62}\right)^2} = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{29,6}{62}\right)^2} = 0,700$$

$$k_h = (0,75 + 0,5h) \cdot (1 - 6\rho\delta), \text{ avec } \rho = \frac{A_s}{B} \text{ et } \delta = \frac{d}{h} = \frac{\text{hauteur utile}}{\text{hauteur totale}}$$

$$k_s = 1$$

La section d'armature nécessaire pour le poteau de la file B, dans la hauteur du rez-de-chaussée est de $28,6 \text{ cm}^2$:

$$2,677 = 0,861 \cdot 0,700 (0,40 \cdot 0,40 \cdot 20 + 0,00286 \cdot 435)$$

Dispositions constructives

Armatures longitudinales

■ Armatures minimales

$$A_{smin} = 0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 0,10 \frac{2,677}{435} = 6,2 \text{ cm}^2, \text{ avec un minimum de } 0,2 \%,$$

soit $3,2 \text{ cm}^2$.

La section calculée est supérieure au pourcentage minimum.

■ Nombre de barres et diamètre

On dispose au moins 4 barres. Avec ce nombre, il faut 4 HA 32 (cf. table des sections d'acier)

Si on dispose 6 barres, c'est-à-dire un ferrailage non symétrique, il conviendra de s'assurer que ce ferrailage est satisfaisant vis-à-vis du flambement dans le plan XOZ.

Avec 6 barres, il faut 6 ha 25, soit $29,5 \text{ cm}^2$. Il n'est pas possible d'optimiser ce ferrailage.

Dans le plan XOZ, seules les 4 barres disposées aux angles peuvent être considérées. Elles représentent $19,6 \text{ cm}^2$, donc ce ferrailage convient.

■ Recouvrement

La longueur d'ancrage de référence est $l_{b,rqd} = \varnothing = 36,3\varnothing$, soit 906 mm pour du HA 25.

La longueur de recouvrement des barres comprimées est $0,7l_{b,rqd} = 634 \text{ mm}$ pour du HA 25.

Armatures transversales

■ Diamètre

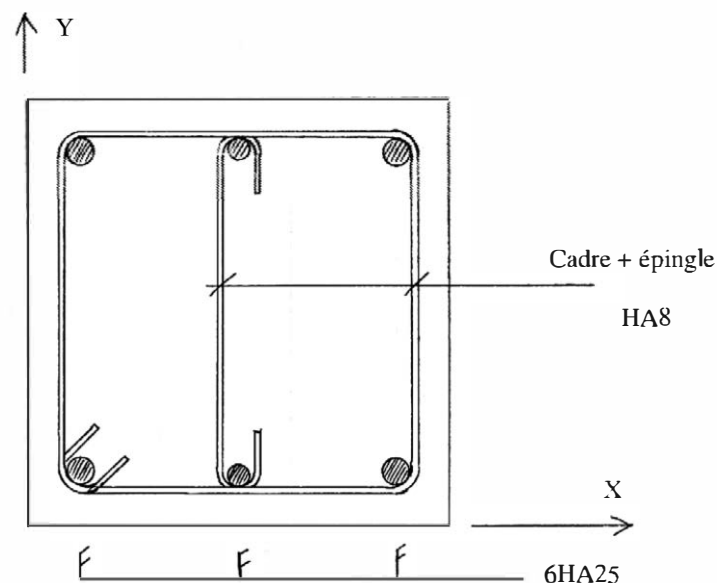
Le diamètre $\varnothing_t$ n'est pas inférieur à 6 mm ni à $\frac{\varnothing_1}{4} = 6,3$, soit $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

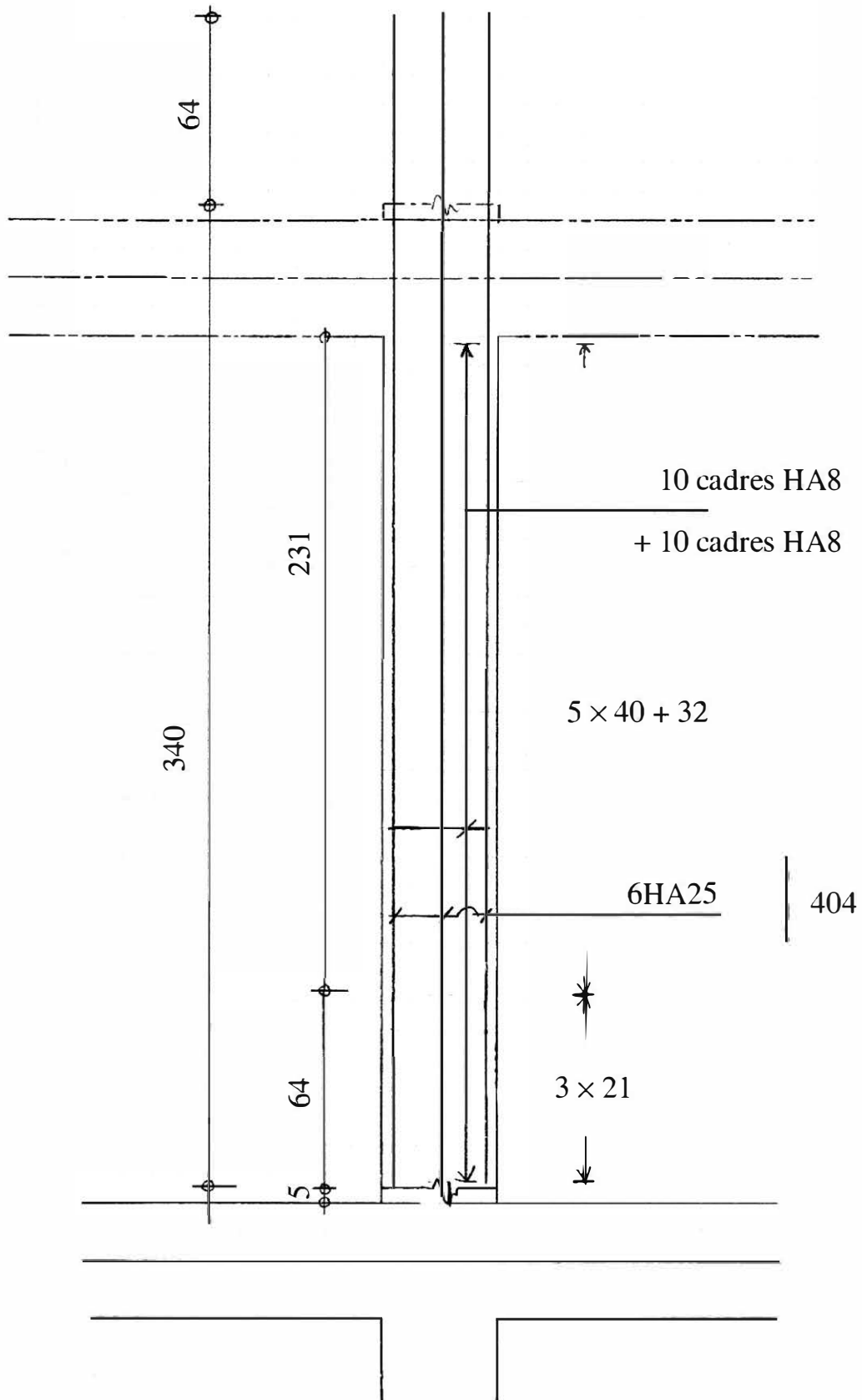
■ Espacement

On doit prendre en compte, le cas échéant, le plus petit diamètre des barres longitudinales, l'espacement étant le même pour l'ensemble de la nappe.

L'espacement entre deux nappes est inférieur à $20\varnothing_1$, soit $20 \cdot 25 = 500 \text{ mm}$ et à 400 mm.

Schéma de ferrailage





7.4 Voiles [9.6]

Les règles qui suivent s'appliquent aux voiles en béton armé dont la longueur est au moins égale à 4 fois l'épaisseur, et dont les armatures sont prises en compte dans le calcul de la résistance.

La quantité et les dispositions constructives appropriées des armatures peuvent être déduites de modèles bielles et tirants.

7.4.1 Voiles de contreventement

Les voiles de contreventement sont des voiles en béton armé ou non armé contribuant à la stabilité latérale de la structure.

L'annexe I.2 de l'EN 1992-1-1 propose de déterminer la distribution des efforts latéraux entre les voiles d'un niveau donné, pour des bâtiments de moins de 25 étages dans l'hypothèse où les déformations d'effort tranchant ne sont pas significatives, par la formule :

$$P_n = P \frac{EI_n}{\sum EI} + Pe \frac{y_n EI_n}{\sum EI y_n^2}$$

avec :

- ▶ P effort latéral total appliqué
- ▶ e excentricité de l'effort P par rapport au centre de rigidité
- ▶ $E I_n$ rigidité du voile n
- ▶ y_n distance du voile n au centre de rigidité

■ Diagramme de contrainte

Le diagramme des contraintes normales d'une section droite d'un voile de contreventement soumise aux sollicitations de flexion composée dans son plan M_{Ed} , N_{Ed} et V_{Ed} peut être :

- ▶ entièrement comprimé, ou partiellement comprimé sans nécessiter d'armatures tendues ;
- ▶ partiellement comprimé, avec la nécessité de disposer des armatures tendues.

Le premier cas relève des voiles non armés qui font l'objet de la section 12 pour les limites de contraintes normales et de cisaillement.

Le second cas relève des sections 6 à 9 de l'EN 1992-1-1.

Les Recommandations professionnelles précisent que les voiles armés peuvent être étudiés, comme indiqué en 5.8.3.2 (7) en remplaçant ℓ_w par ℓ_0 . On notera également que les voiles armés peuvent être étudiés en procédant par juxtaposition de bandes adjacentes fictives.

On admet le plus souvent de limiter la largeur des bandes à la plus petite des deux valeurs : la moitié de la hauteur d'étage et les 2/3 de la longueur de la zone comprimée.

7.4.2 Voiles en béton non armé

■ Longueur efficace ℓ_0 [12.6.5.1]

La longueur efficace ℓ_0 d'un voile non armé, de largeur b , peut être supposée égale à $\beta \ell_w$, expression dans laquelle ℓ_w est la hauteur libre du voile, mesurée entre nus de planchers, et β un coefficient déterminé de la façon suivante :

Voile non raidi transversalement	$\beta = 1$
Voile raidi transversalement sur un côté	$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{\ell_w}{3b}\right)^2}$
Voile raidi transversalement sur deux côtés	$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{\ell_w}{b}\right)^2} \quad \text{si } b \geq \ell_w$ $\beta = \frac{b}{2\ell_w} \quad \text{si } b < \ell_w$

Ces valeurs de β ne s'appliquent que si le voile n'a pas d'ouverture de hauteur supérieure au tiers de la hauteur libre du voile, ou de surface supérieure à 1/10 de la surface totale du voile.

Dans le cas où un voile est lié de manière rigide en flexion le long de ses bords haut et bas par du béton coulé en place et un ferrailage approprié (de sorte que les moments sur les bords peuvent être entièrement équilibrés), les valeurs de β peuvent être multipliées par 0,85.

■ Méthode de calcul simplifiée [12.6.5.2]

En l'absence d'une approche plus rigoureuse, l'effort normal résistant de calcul pour un voile en béton non armé peut être calculé comme suit :

$$N_{Rd} = b h_w f_{cd} \Phi$$

avec :

- ▶ b largeur du voile,
- ▶ h_w épaisseur du voile,
- ▶ Φ facteur incluant les effets du second ordre et les effets normaux du fluage.

$$\Phi = 1,14 \left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_w} \right) - 0,20 \frac{\ell_0}{h_w} \leq \left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_w} \right)$$

avec :

- $e_{tot} = e_0 + e_i$,
- e_0 excentricité du premier ordre, incluant le cas échéant les effets des planchers et les actions horizontales,
- e_i l'excentricité due aux imperfections géométriques.

Selon l'Annexe nationale, l'expression n'est valable que si $e_{tot} \leq 0,15h_w$ et si $\lambda \leq 40$.

7.4.3 Voiles en béton armé

■ Armatures verticales

□ Pourcentages minimal et maximal

Il convient que la section d'armatures verticales soit comprise entre $A_{s,vmin}$ et $A_{s,vmax}$.

Les valeurs de $A_{s,vmin}$ et $A_{s,vmax}$ peuvent être fournies par l'Annexe nationale. Les valeurs à utiliser sont :

$$A_{s,vmin} = 0,002A_c, \text{ sauf pour les bâtiments}$$

$$A_{s,vmax} = 0,04A_c \text{ (hors zones de recouvrement)}$$

Lorsque le calcul conduit à prévoir l'aire minimale, il convient de la répartir par moitié sur chaque face.

Pour les bâtiments, la valeur à utiliser pour tout voile armé, ou toute bande d'un voile armé, est la suivante :

$A_{s,vmin} = 0$	si $N_{Ed} \leq N_{Rd,12}$
$A_{s,vmin} = 0,001A_c \left(1 + 2 \frac{N_{Ed} - N_{Rd,12}}{N_{Rd,6} - N_{Rd,12}} \right)$	si $N_{Ed} > N_{Rd,12}$

- ▶ N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort normal agissant sur ce voile ou cette bande de voile ;
- ▶ $N_{Rd,6}$ est la valeur de calcul de l'effort normal résistant de ce voile ou de cette bande de voile, calculé comme un voile armé (Section 6 de l'EN 1992-1-1) ;

$$N_{Rd,6} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd},$$

avec :

- A_c aire brute de la section droite de béton,
- A_s aire de la section des armatures longitudinales ;
- ▶ $N_{Rd,12}$ est la valeur de calcul de l'effort normal résistant de ce voile ou de cette bande de voile, calculé comme un voile non armé (Section 12 de l'EN 1992-1-1)

$$N_{Rd,12} = f_{cd} b h_w \left(1 - \frac{2e}{h_w} \right)$$

- b est la largeur de la section droite du voile ou de la bande
- h_w est la hauteur, ou encore l'épaisseur, de la section droite du voile ou de la bande
- e est l'excentricité de N_{Ed} dans la direction h_w .

□ Espacement

Il convient de limiter la distance entre deux barres verticales adjacentes à 3 fois l'épaisseur du voile et 400 mm.

■ Armatures horizontales

□ Pourcentage

Il convient de prévoir des armatures horizontales parallèles aux parements du voile (et aux bords libres) sur chaque face.

Il convient que la section de ces armatures ne soit pas inférieure à $A_{s,hmin}$.

$A_{s,hmin} = 0$, pour les bâtiments	si $N_{Ed} \leq N_{Rd,12}$
$A_{s,hmin} = 25\%$ des armatures verticales	avec un minimum de $0,001 A_c$ dans les autres cas

□ Espacement

Il convient de limiter à 400 mm l'espacement entre barres horizontales.

■ Armatures transversales

Dans toute partie de voile où la section totale des armatures verticales est supérieure à $0,02 A_c$, il convient de prévoir des armatures transversales conformément aux exigences prévues pour les poteaux.

La plus grande dimension visée pour l'application de la réduction de l'espacement maximal n'a pas à être prise supérieure à 4 fois l'épaisseur du voile.

Lorsque les armatures verticales sont en premier lit, il convient également de prévoir au moins 4 armatures transversales en forme de cadre ou d'étrier par m^2 de surface de voile.

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales lorsque des treillis soudés ou des barres de diamètre $\varnothing \leq 16$ mm sont employés avec un enrobage de béton supérieur à $2\varnothing$.

7.5 Dispositions constructives des murs

Les Recommandations professionnelles apportent les précisions complémentaires à l'EN 1992-1-1 et à l'Annexe nationale.

7.5.1 Épaisseur minimale

L'épaisseur minimale des voiles de façade et de pignon dont les caractéristiques de résistance à la pénétration de l'eau peuvent être affectées par

la fissuration du béton doivent avoir **une épaisseur d'au moins 15 cm** dans les parties courantes. Ceci ne concerne donc pas les façades et pignons protégées par un parement rapporté du type bardage, peau ou placage.

Une épaisseur comprise entre 10 cm et 15 cm peut néanmoins être admise sur des surfaces limitées pour autant qu'elle reste compatible avec des dispositions de ferrailage normalement réalisable. À titre d'exemple, une allège entre deux trumeaux peut, le plus souvent, être considérée comme une surface limitée. Il faut pouvoir justifier du recouvrement et des croisements des ferrillages, ainsi que de l'enrobage des aciers, au droit du décalage d'épaisseur.

L'épaisseur minimale des autres voiles de façade et pignon est de 12 cm en partie courante.

7.5.2 Contrainte normale

Il est admis en règle générale que les charges provenant des niveaux supérieurs et / ou du poids de la partie de voile située au dessus du niveau considéré sont uniformément réparties dans la section droite de ce niveau.

C'est habituellement le cas de toute section droite située à mi hauteur d'un niveau, en l'absence de charge concentrée située au dessus.

Une charge concentrée est supposée se répartir à l'intérieur de la zone délimitée par deux droites inclinées sur la verticale de $1/3$ dans le cas des voiles non armés horizontalement et $2/3$ dans le cas des voiles armés horizontalement, à condition que la charge répartie ainsi trouvée ait une résultante portée par l'axe de la charge concentrée d'origine, sauf à justifier l'excentrement par l'action de forces horizontales antagonistes internes sollicitant les autres voiles de contreventement.

Les contraintes normales apportées par une poutre ou une dalle sont supposées uniformément réparties le long de l'épaisseur du voile sauf pour celles résultant de la poutre ou de la dalle située immédiatement au dessus de la section droite envisagée dans le cas d'un voile de rive.

On admet, dans le cas d'un voile de rive, que le supplément de contrainte normale dû à la réaction d'appui de cette poutre ou dalle est distribué linéairement sur une profondeur d'appui égale à la plus petite des deux valeurs suivantes : l'épaisseur du voile et la hauteur de la poutre ou dalle.

Les contraintes résultant des réactions d'appui des poutres et dalles des niveaux supérieurs sont supposées uniformément réparties suivant l'épaisseur.

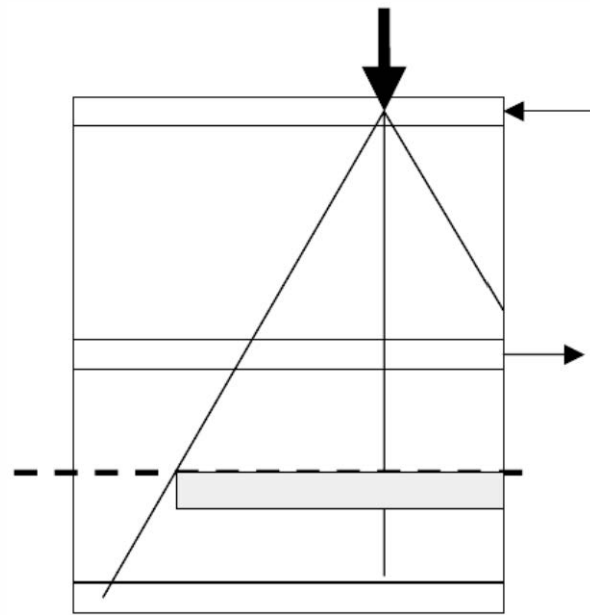


Figure 7.1

Il en est de même pour les réactions d'appui de toutes les poutres et dalles situées au dessus lorsqu'on envisage une section droite à mi hauteur d'un niveau.

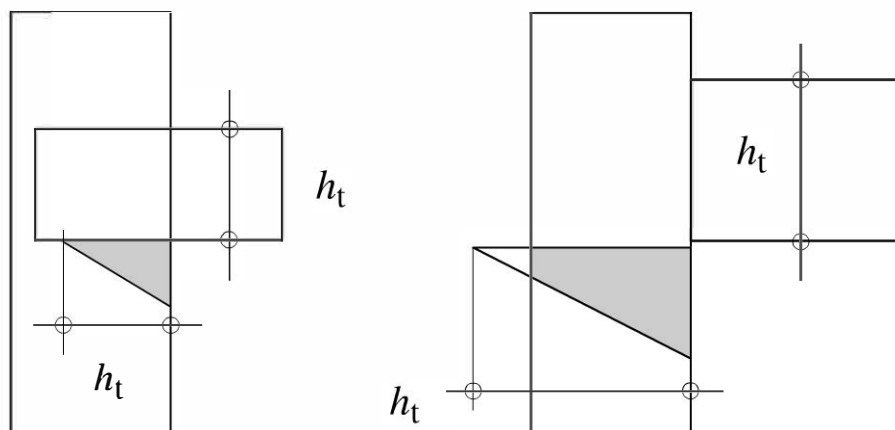


Figure 7.2

7.5.3 Justification de la résistance

Le cas des voiles soumis à des actions extérieures perpendiculaires à leur plan moyen peut être traité par la Section 12 *Structures en béton non armé ou faiblement armé* de l'EN 1992-1-1 avec prise en compte de l'effet des sollicitations correspondant à ces actions dans l'estimation de l'excentri-

cité hors plan, dès lors que le bâtiment possède trois plans de contreventement non concourants.

C'est la plupart du temps le cas des voiles d'infrastructure soumis à l'action latérale des terres.

Il est rappelé que les actions de gradient thermique, de retrait, d'imperfections localisées, de vent entre deux niveaux,... sont habituellement négligées pour autant que leur importance reste faible vis-à-vis des actions principales agissant dans le plan moyen, ce qui est généralement le cas dans les bâtiments courants possédant trois plans de contreventement non concourants.

L'application de la clause 12.6.5.1 (4) * lancement des poteaux et des voiles*, permet de retenir les cas suivants pour les voiles ou les bandes de voiles :

Continuité en tête et en pied avec les planchers	Voiles armés verticalement	Voiles non armés verticalement
Sans continuité	$\ell_0 = 1,00\ell_w$	$\ell_0 = 1,00\ell_w$
Avec continuité d'un seul côté	$\ell_0 = 0,90\ell_w$	$\ell_0 = 0,95\ell_w$
Avec continuité de part et d'autre	$\ell_0 = 0,85\ell_w$	$\ell_0 = 0,90\ell_w$

  chaque niveau d'un voile, on peut, le plus souvent, n'effectuer que deux vérifications :

- celle pour une section droite à mi niveau : les contraintes normales sous charges gravitaires sont supposées réparties uniformément suivant l'épaisseur. Il faut tenir compte des excentricités du premier ordre, des excentricités d'imperfection géométriques et de leur amplification due à l'effet du second ordre ;
- celle pour une section droite en haut du niveau : les contraintes normales sous charges gravitaires sont supposées réparties uniformément suivant l'épaisseur sauf pour celles provenant du niveau immédiatement au dessus de la section droite pour lesquelles on retient les variations triangulaires ou trapézoïdales comme vu ci-dessus. Il faut tenir compte des excentricités du premier ordre, des excentricités d'imperfection géométriques mais pas de leur amplification due à l'effet du second ordre.

7.5.4 Dispositions constructives de chaînage

- Pour les bâtiments et pour tout voile d'au plus 25 cm d'épaisseur, les sections d'acier et dispositions minimales à respecter sont précisées ci-dessous.
- Pour les voiles d'épaisseur supérieure à 25 cm, les sections d'aciers doivent être au moins majorées au prorata de l'épaisseur.

Dispositions minimales d'armatures verticales :

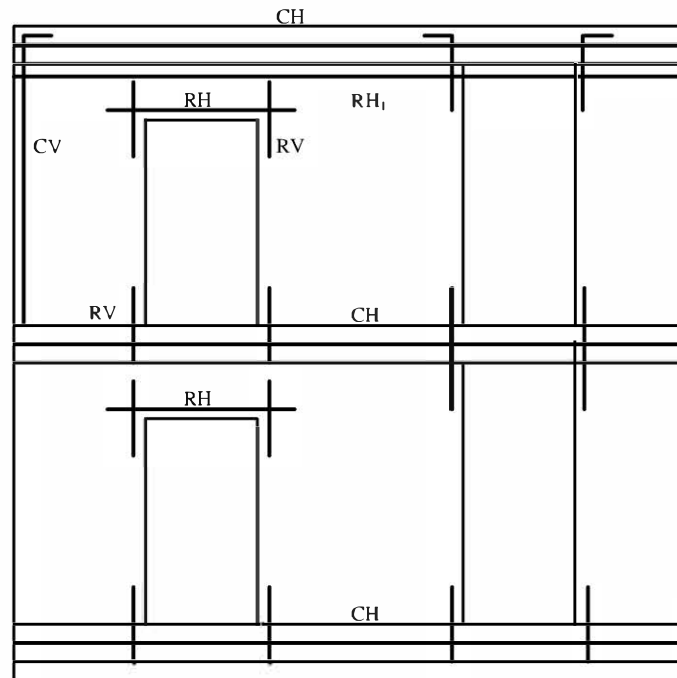
- Les extrémités libres, débouchant en façade ou pignon, du niveau supérieur sous plancher terrasse de tout voile doivent comporter un **chaînage vertical continu CV d'au moins $1,5 \text{ cm}^2$** .
- Les angles des ouvertures pratiquées dans tout voile (telles que des fenêtres ou portes,...) doivent être bordées par des **aciers verticaux RV d'au moins $0,85 \text{ cm}^2$** sur au moins 0,40 m et convenablement ancrés.
- Le ferrailage vertical AV des voiles constituant tout ou partie d'une façade ou d'un pignon doit en outre constituer une **armature de peau continue d'au moins $0,6 \text{ cm}^2$** par mètre linéaire, avec un **espacement maximal de 0,50 m**. Cette section AT est portée à $1,0 \text{ cm}^2$ par mètre linéaire à la reprise basse de tout voile du niveau supérieur sous plancher terrasse.

Dispositions minimales d'armatures horizontales :

- Les ouvertures pratiquées dans tout voile (telles que des fenêtres ou portes,...) doivent être bordées par des **aciers horizontaux RH d'au moins $1,0 \text{ cm}^2$** et convenablement ancrés.
- Le ferrailage horizontal des voiles constituant tout ou partie d'une façade ou d'un pignon doit en outre constituer une **armature de peau AH d'au moins $1,2 \text{ cm}^2$** par mètre linéaire, avec un **espacement maximal de 0,33 m**.
- Des **aciers horizontaux complémentaires RH1 de section au moins égale à $2,35 \text{ cm}^2$** doivent exister dans le 0,50 m en partie haute du niveau supérieur des voiles précédents, sous le plancher terrasse ou, à défaut, dans le plancher lui-même.

Pour les bâtiments, les sections d'aciers définies ci-dessus doivent être au moins majorées au prorata de l'épaisseur dans le cas de voiles d'épaisseur supérieures à 25 cm.

Armatures des voiles intérieurs



Armatures des voiles extérieurs

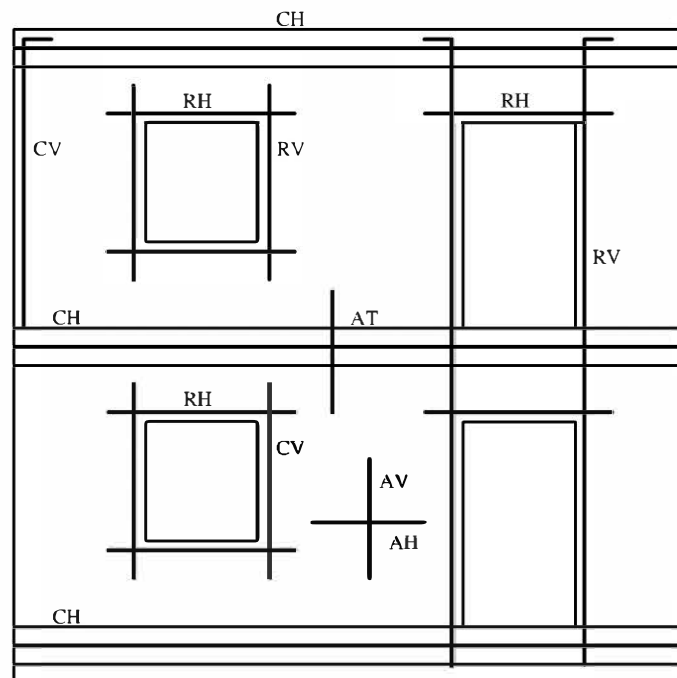


Figure 7.3

8

Poutres

8.1 Sollicitations

Les conditions générales de l'analyse structurale des poutres font l'objet du chapitre Sollicitations.

Les Recommandations professionnelles proposent comme méthodes d'analyse plastique des poutrelles et poutres les méthodes dites « méthode forfaitaire » et « méthode de Caquot ».

8.1.1 Méthode forfaitaire

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutrelles et poutres des planchers à charge d'exploitation modérée.

Les fondements de cette méthode sont irréfutables, tant dans le domaine de la résistance des matériaux que dans celui du béton armé. Cependant, cette méthode ne peut être directement rattachée aux principes tels qu'exprimés dans la norme NF EN 1992-1-1. Pour cette raison, l'utilisation et le domaine de cette méthode ne sont donc pas du domaine du dimensionnement mais restent du domaine du prédimensionnement et de celui de la vérification d'ouvrages, pour lesquels elle reste très utile.

Cette méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 .

Soit :

- M_0 la valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison, c'est-à-dire la travée isostatique associée de même portée libre (entre nus) que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;

- M_w et M_e respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis (au nu des appuis) de gauche et de droite et M_t le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée ;
- α le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$.

Les valeurs des moments sont choisies pour respecter les deux conditions suivantes :

Valeurs absolues minimales des moments en travée et sur appui

valeurs absolues minimales pour une poutre à 2 travées :

$$\begin{array}{c} 0,6M_0 \\ \triangle \quad \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \triangle \quad \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \triangle \end{array}$$

valeurs absolues minimales pour une poutre à plus de 3 travées :

$$\begin{array}{c} 0,5M_0 \quad \quad \quad 0,4M_0 \quad \quad \quad (0,4M_0) \\ \triangle \quad \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \triangle \quad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \triangle \quad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \triangle \end{array}$$

Condition globale : les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent respecter l'inégalité

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{maximum de } \{1,05M_0 \text{ et } (1 + 0,3\alpha)M_0\}$$

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient, pour la vérification des sections, la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Si les calculs font intervenir un moment d'encastrement sur un appui de rive (au nu de l'appui), la résistance de cet appui de rive sous l'effet du moment pris en compte doit être justifiée.

À défaut de justifications plus précises, et sous réserve de prendre une inclinaison des bielles d'effort tranchant telle que $\cot \theta = 1$:

- la longueur de la poutre couverte par les chapeaux, à partir du nu de l'appui, doit être au moins égale à 1/5 de la plus grande portée (entre nus) des 2 travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui

n'appartenant pas à une travée de rive et $1/4$ s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive ;

- la moitié des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et l'autre moitié peut être arrêtée à une distance des appuis au plus égale à $1/10^e$ de la portée (entre nus).

Exemple de méthode forfaitaire

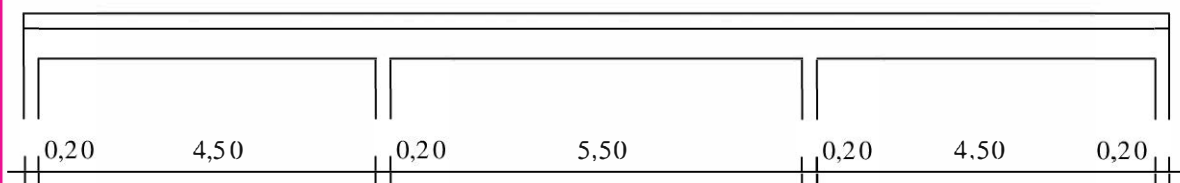
Définitions

L'exemple concerne l'étude d'une poutre continue par la méthode forfaitaire.

Géométrie

La poutre considérée comporte 3 travées de portées respectives 4,70 m, 5,70 m et 4,70 m entre axes. Les appuis ont une largeur de 0,20 m. La trame dans la direction perpendiculaire est de 6,00 m.

La nervure de la poutre a une largeur de 0,25 m et une hauteur de 0,60 m, associée à une dalle de 0,18 m d'épaisseur.



Matériaux

Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25$ MPa. Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa et sont de classe de ductilité B.

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. La classe d'exposition de la poutre est la classe XC1.

On choisit un enrobage nominal de $c_{nom} = 30$ mm, qui permet de respecter *de facto* l'enrobage nominal pour les barres longitudinales de diamètre jusqu'à 25 mm.

Actions**Actions permanentes**

Poids propre : $[6,00 \cdot 0,18 + 0,25 \cdot (0,60 - 0,18)] \cdot 25 \quad g = 29,63 \text{ kN/ml}$

Actions variables

Surcharge de $2,50 \text{ kN/m}^2$: $6,00 \cdot 2,50 \quad q = 15,00 \text{ kN/ml}$

Actions accidentelles

Sans objet.

Combinaisons d'actions*États limites ultimes*

La combinaison **fondamentale** à considérer conduit à une charge uniforme :

$$1,35G_{k,\text{sup}} + 1,50Q_{k,1} \quad \text{soit} \quad p_u = 62,50 \text{ kN/ml}$$

États limites de service

La combinaison **caractéristique** à considérer conduit à une charge uniforme :

$$G_{k,\text{sup}} + Q_{k,1} \quad \text{soit} \quad p_s = 44,63 \text{ kN/ml}$$

Sollicitations**Méthode forfaitaire**

La méthode forfaitaire est applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée, à savoir :

- ▶ la surcharge est inférieure à $5,00 \text{ kN/m}^2$ et à deux fois la charge permanente,
- ▶ les poutres sont de même inertie dans les différentes travées,
- ▶ les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25,
- ▶ la fissuration ne compromet pas la tenue du béton ni celle de ses revêtements.

Moments fléchissants extrêmes (ELU)

Les portées de calcul sont les portées entre nus d'appui.

■ *Moments isostatiques de référence*

M_0 valeur maximale du moment isostatique de la travée considérée :

$$M_0 = \frac{pl^2}{8}$$

$$\text{Travée de rive : } M_{01} = \frac{0,0625 \cdot 4,50^2}{8} = 0,158 \text{ MNm}$$

$$\text{Travée centrale : } M_{02} = \frac{0,0625 \cdot 5,50^2}{8} = 0,236 \text{ MNm}$$

▪ **Moments sur appuis intermédiaires**

On choisit sur l'appui voisin de rive

$$M_a = \max(0,50 \cdot M_{01} ; 0,50 \cdot M_{02}) = 0,118 \text{ MNm}$$

▪ **Moments minimaux en travée**

$$\alpha = \frac{Q_g}{G + Q_g} = \frac{15,00}{29,63 + 15,00} = 0,336$$

$$\text{Travée de rive : } M_{t\min} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,650 \cdot 0,158 = 0,103 \text{ MNm}$$

$$\text{Travée centrale : } M_{t\min} = \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,550 \cdot 0,236 = 0,130 \text{ MNm}$$

▪ **Condition globale**

$$\begin{aligned} \text{Travée de rive : } M_{t1} + \frac{M_w + M_s}{2} &> \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) M_{01} \\ &= \max(1,05 ; 1,10) 0,158 = 0,174 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$$M_{t1} + \frac{0 + 0,118}{2} > 0,174 \text{ MNm, d'où}$$

$$M_{t1} > 0,174 - 0,059 = 0,115 \text{ MNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée centrale : } M_{t2} + \frac{M_w + M_s}{2} &> \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) M_{02} \\ &= \max(1,05 ; 1,10) 0,236 = 0,260 \text{ Nm} \end{aligned}$$

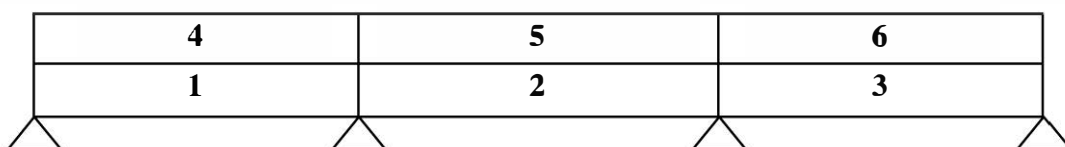
$$M_{t2} + \frac{0,118 + 0,118}{2} > 0,260 \text{ MNm, d'où}$$

$$M_{t2} > 0,260 - 0,118 = 0,142 \text{ MNm}$$

Courbes enveloppes des moments

Les courbes enveloppes correspondant aux différents cas de chargements envisagés peuvent être tracées en supposant que le moment sur appui d'un chargement unitaire est proportionnel au moment isostatique du même chargement.

▪ **Chargements unitaires**



Les moments de référence de chaque chargement unitaire sont, en tenant compte de la pondération :

$$M_{01} = M_{03} = 1,35 \frac{0,02963 \cdot 4,50^2}{8} = 0,101 \text{ MNm}$$

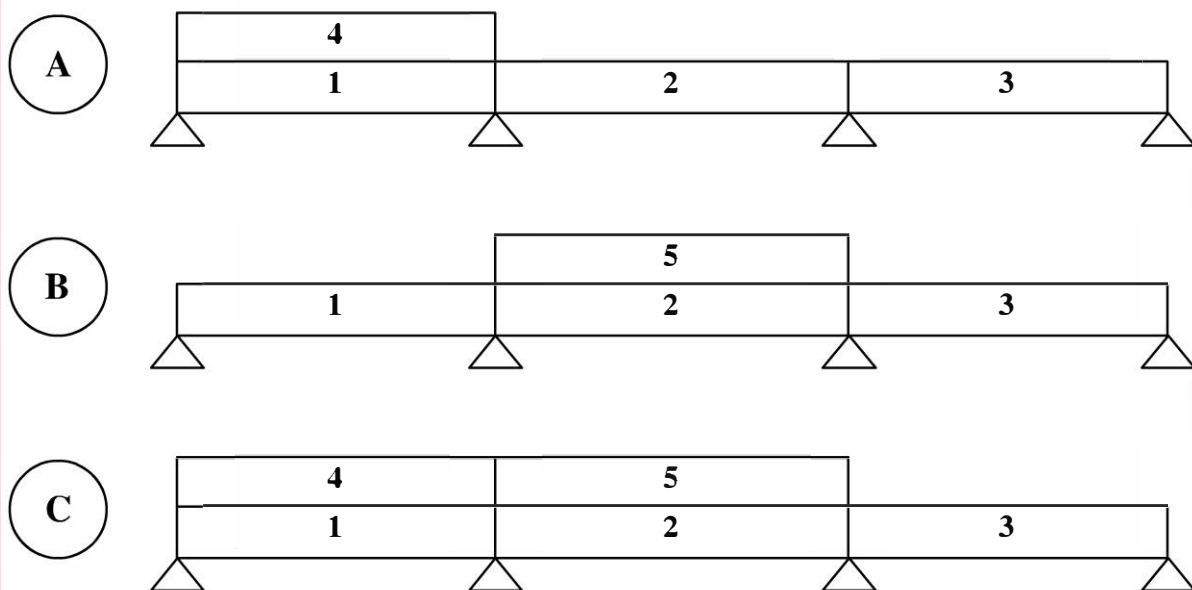
$$M_{02} = 1,35 \frac{0,02963 \cdot 5,50^2}{8} = 0,151 \text{ MNm}$$

$$M_{04} = M_{06} = 1,50 \frac{0,01500 \cdot 4,50^2}{8} = 0,057 \text{ MNm}$$

$$M_{05} = 1,50 \frac{0,01500 \cdot 5,50^2}{8} = 0,085 \text{ MNm}$$

■ Courbes enveloppes

Pour le tracé des courbes enveloppes de la travée de rive, on envisage les 3 cas de chargements suivants :



Les moments sur l'appui intermédiaire des courbes A, B et C sont respectivement :

$$M_{aA} = M_a \frac{M_{01} + M_{02} + M_{04}}{M_{01} + M_{02} + M_{04} + M_{05}}$$

$$= 0,118 \frac{0,101 + 0,151 + 0,057}{0,101 + 0,151 + 0,057 + 0,085} = 0,093 \text{ MNm}$$

$$M_{aB} = M_a \frac{M_{01} + M_{02} + M_{05}}{M_{01} + M_{02} + M_{04} + M_{05}}$$

$$= 0,118 \frac{0,101 + 0,151 + 0,085}{0,101 + 0,151 + 0,057 + 0,085} = 0,101 \text{ MNm}$$

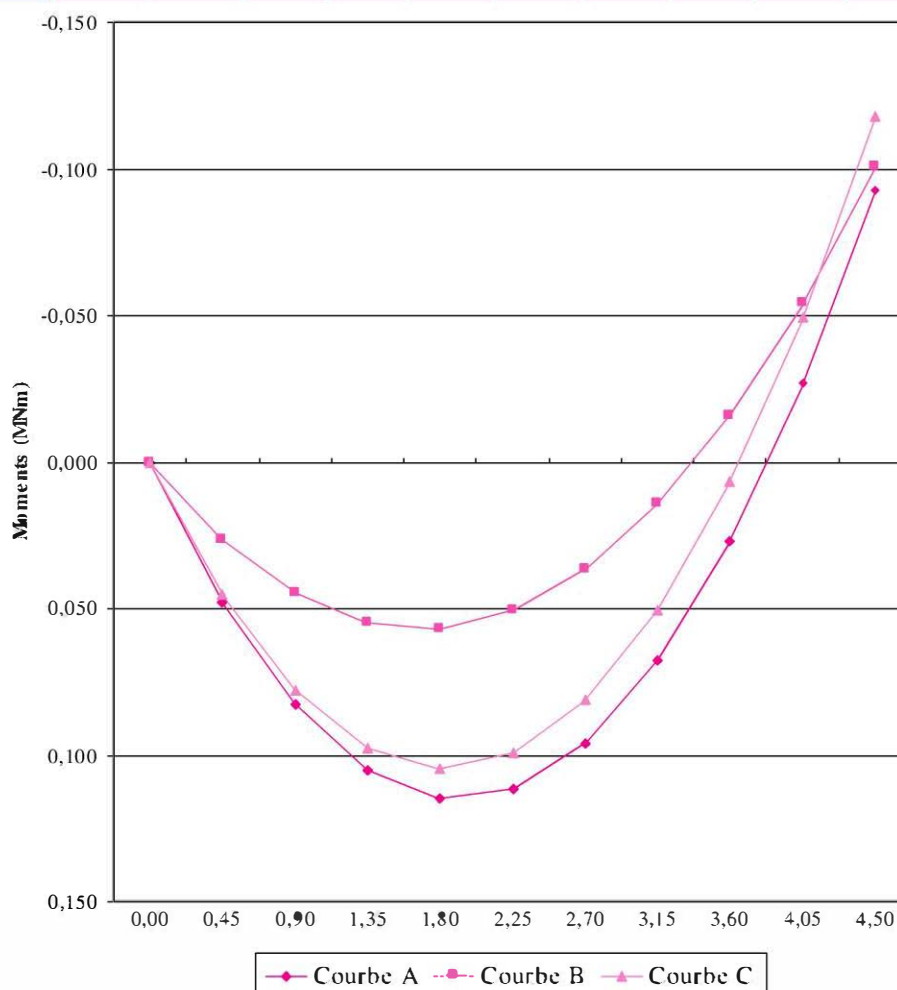
$$M_{aC} = M_a \frac{M_{01} + M_{02} + M_{04} + M_{05}}{M_{01} + M_{02} + M_{04} + M_{05}} = 0,118 \text{ MNm}$$

Les courbes A, B et C sont tracées graphiquement ou à partir des valeurs intermédiaires calculées, à savoir dans le cas de chargement uniforme, avec la formule :

$$M(x) = px \frac{(l - x)}{2} + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

Moments intermédiaires des courbes enveloppes (MNm)

x	0,00	0,45	0,90	1,35	1,80	2,25	2,70	3,15	3,60	4,05	4,50
Courbe A	0,000	0,048	0,083	0,105	0,115	0,112	0,096	0,068	0,027	-0,027	-0,093
Courbe B	0,000	0,026	0,045	0,055	0,057	0,051	0,037	0,014	-0,016	-0,054	-0,101
Courbe C	0,000	0,045	0,078	0,097	0,105	0,099	0,081	0,050	0,007	-0,049	-0,118



Méthode forfaitaire – Courbes enveloppes de la travée de rive

8.1.2 Méthode de Caquot

La méthode de Caquot est applicable au calcul des poutrelles et poutres des planchers à charge d'exploitation modérée ou non. C'est une méthode de continuité simplifiée. Elle apporte à la méthode de continuité théorique des corrections pour tenir compte :

- ▶ de la variation du moment d'inertie des sections transversales le long de la ligne moyenne du fait du comportement de béton armé,
- ▶ de l'amortissement des effets des chargements des travées successives qui est plus important que celui de la continuité théorique.

Cette méthode présente le double avantage d'une part de supprimer toute résolution d'un système d'équations linéaires et d'autre part de limiter le nombre de cas de chargements à envisager. On envisage ci-après le seul cas des poutres :

- ▶ dont les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité (le cas des poutres à goussets n'est donc pas envisagé),
- ▶ dont les sollicitations principales peuvent être estimées dans l'hypothèse de la non solidarité avec les poteaux supportant ces poutres,
- ▶ pouvant être considérées comme soumises aux seules actions des charges permanentes et charges d'exploitations, qu'elles soient uniformément distribuées ou sous forme de charges localisées.

Les moments aux nus des appuis, considérés comme sections à vérifier, sont calculés en ne tenant compte que des charges des travées voisines de gauche (w) et de droite (e).

- ▶ On détache, de chaque côté des appuis, des travées fictives de longueur ℓ'_w à gauche et ℓ'_e à droite égales à la portée libre (entre nus) ℓ de la travée si elle est en rive sur l'autre appui et à $0,8\ell$ si elle est continue au-delà de l'autre appui (les appuis encastrés sont à considérer comme des appuis de continuité).
- ▶ Une charge uniformément répartie par unité de longueur p_w sur la travée de gauche et p'_e sur la travée de droite donne un moment d'appui égal en valeur absolue à :

$$M = -\frac{p_w \ell_w'^3 + p_e \ell_e'^3}{8,5(\ell_w' + \ell_e')}$$

- une charge concentrée P_w sur la travée de gauche, respectivement P_e sur la travée de droite, à la distance a_w , respectivement a_e , du nu de l'appui donne un moment d'appui égal en valeur absolue à :

$$M = -\frac{k_w P_w \ell_w'^2 + k_e P_e \ell_e'^2}{\ell_w' + \ell_e'}$$

avec : $k_w = \frac{8}{17} \frac{a_w}{\ell_w'} \left(1 - \frac{a_w}{\ell_w'}\right) \left(2 - \frac{a_w}{\ell_w'}\right)$, pour $a_w \leq \ell_w'$

$$k_e = \frac{8}{17} \frac{a_e}{\ell_e'} \left(1 - \frac{a_e}{\ell_e'}\right) \left(2 - \frac{a_e}{\ell_e'}\right), \text{ pour } a_e \leq \ell_e'$$

S'il s'agit d'un plancher à charge d'exploitation modérée, il est admis d'atténuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 2/3 et 1. Les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

Dans le cas de console, le moment sur appui voisin de rive est à minorer du moment de console divisé par 2,125. Ainsi sur l'appui de rive gauche M_2 est à remplacer par $M_2 - \frac{M_1}{2,125}$.

Les arrêts des barres peuvent être effectués, par la méthode générale, dans chaque travée à partir de la courbe enveloppe des moments.

Les efforts tranchants sont calculés, par la méthode générale applicable aux poutres continues, à partir des moments de continuité tels que vus ci-dessus.

Exemple de méthode de Caquot

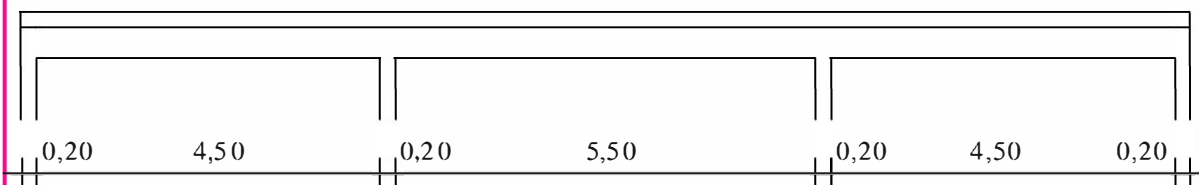
Définitions

L'exemple concerne l'étude d'une poutre continue par la méthode de Caquot.

Géométrie

La poutre considérée comporte 3 travées de portées respectives 4,70 m, 5,70 m et 4,70 m entre axes. Les appuis ont une largeur de 0,20 m. La trame dans la direction perpendiculaire est de 6,00 m.

La nervure de la poutre a une largeur de 0,25 m et une hauteur de 0,60 m, associée à une dalle de 0,18 m d'épaisseur.



Matériaux

Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25$ MPa. Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa et sont de classe de ductilité B.

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. La classe d'exposition de la poutre est la classe XC1.

On choisit un enrobage nominal de $c_{nom} = 30$ mm, qui permet de respecter *de facto* l'enrobage nominal pour les barres longitudinales de diamètre jusqu'à 25 mm.

Actions

Actions permanentes

Poids propre : $[6,00 \cdot 0,18 + 0,25 \cdot (0,60 - 0,18)] \cdot 25 \quad g = 29,63 \text{ kN/ml}$

Actions variables

Surcharge de $2,50 \text{ kN/m}^2$: $6,00 \cdot 2,50 \quad q = 15,00 \text{ kN/ml}$

Actions accidentelles

Sans objet.

Combinaisons d'actions

Pour des raisons d'organisation de calcul, il est beaucoup plus simple d'effectuer les combinaisons au stade des sollicitations.

Sollicitations

Méthode de Caquot

La méthode de Caquot est applicable aux poutres :

- ▶ dont l'inertie est la même dans les différentes travées,
- ▶ l'hypothèse de la non-solidarité avec les poteaux supportant ces poutres,
- ▶ pouvant être considérées comme soumises aux seules actions des charges permanentes et charges d'exploitation, uniformes ou localisées.

Portées fictives

Les portées de calcul sont les portées entre nus d'appui, soit 4,50 m, 5,50 m et 4,50 m.

Les portées fictives sont respectivement 4,50 m, $0,8 \cdot 5,50 = 4,40$ m et 4,50 m.

Organisation du calcul

Pour les besoins de l'exemple, on se limitera aux sections caractéristiques, à savoir la section 1 de l'appui de rive, la section 2 à 0,4l de l'appui de rive, la section 3 sur appui intermédiaire, la section 4 à mi-portée de la travée centrale et la section 5 sur le 2^e appui intermédiaire.

	M_2	M_2	M_3	M_4	M_5
	0,00	e	a	e'	a'
	0,00	f	b	f'	b'
	0,00	g	c	g'	c'
	0,00	h	d	h'	d'

Moments sur appuis

La méthode de Caquot, minorée, permet le calcul direct des moments sur appuis :

Sous-charges uniformes
$$M = -\frac{p_w l'_w{}^3 + p_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

Formule $a = a'$ par symétrie

$$M = -\frac{0,02963 \cdot 4,50^3 + 0,02963 \cdot 4,40^3}{8,5(4,50 + 4,40)} \frac{2}{3} = -0,0460 \text{ MNm}$$

Formule $b = d'$ par symétrie $M = -\frac{0,0150 \cdot 4,50^3}{8,5(4,50 + 4,40)} = -0,0181 \text{ MNm}$

Formule $c = c'$ par symétrie $M = -\frac{0,01500 \cdot 4,40^3}{8,5(4,50 + 4,40)} = -0,0169 \text{ MNm}$

Formule $d = b'$ par symétrie $M = -\frac{0}{8,8(4,50 + 4,40)} = 0 \text{ MNm}$

Après le calcul des moments sur appuis par la méthode de Caquot, on applique strictement les formules de la résistance des matériaux.

Moments en travée

Sous-charges uniformes $M(x) = px \frac{(l-x)}{2} + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

■ Travée de rive

Formule e

$$M = 0,02963 \cdot 1,80 \frac{4,50 - 1,80}{2} - 0,0460 \frac{1,80}{4,50} = +0,0536 \text{ MNm}$$

Formule f

$$M = 0,01500 \cdot 1,80 \frac{4,50 - 1,80}{2} - 0,0181 \frac{1,80}{4,50} = +0,0292 \text{ MNm}$$

Formule g $M = -0,0169 \frac{1,80}{4,50} = -0,0068 \text{ MNm}$

Formule h $M = 0 \text{ MNm}$

■ Travée centrale

Formule e'

$$M = 0,02963 \frac{5,50^2}{8} - 0,0460(1 - \frac{2,75}{5,50}) - 0,0460 \frac{2,75}{5,50} = +0,0660 \text{ MNm}$$

Formule f' $M = -0,0181(1 - \frac{2,75}{5,50}) = -0,0090 \text{ MNm}$

Formule g'

$$M = 0,01500 \frac{5,50^2}{8} - 0,0169(1 - \frac{2,75}{5,50}) - 0,0169 \frac{2,75}{5,50} = +0,0398 \text{ MNm}$$

Formule h' $M = -0,0181 \frac{2,75}{5,50} = -0,0090 \text{ MNm}$

Courbes enveloppes

Les courbes enveloppes, qui représentent dans chaque section les valeurs minimales et maximales des sollicitations, peuvent être obtenues à partir des points déterminés par combinaisons linéaires des valeurs de sollicitations sous les actions unitaires.

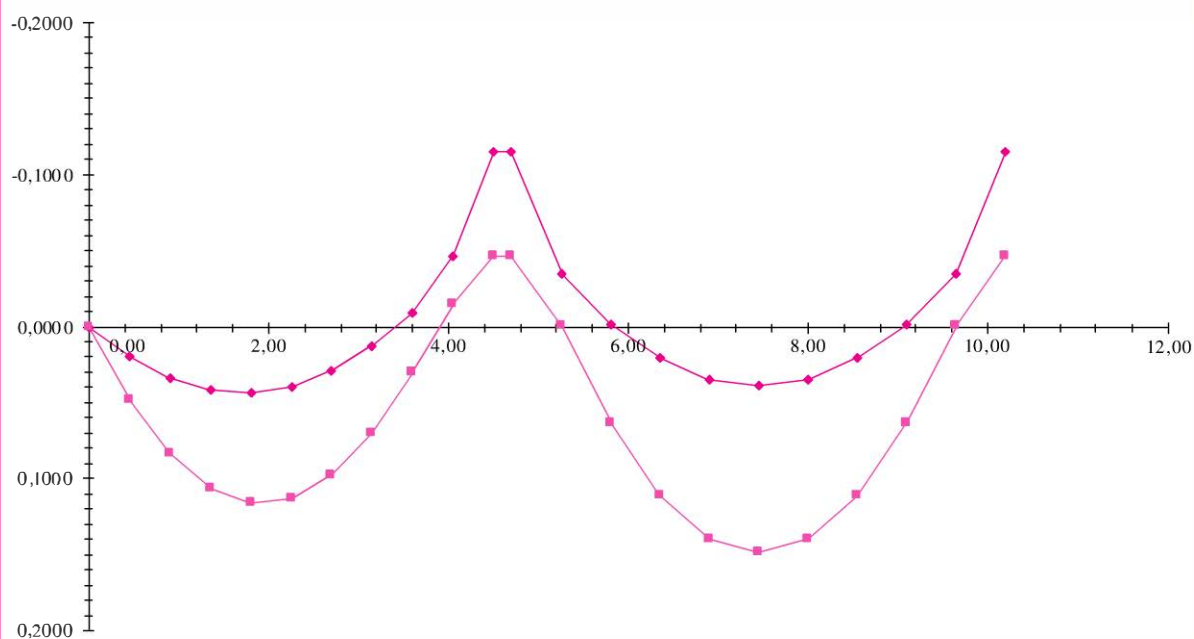
Pour une sollicitation donnée, chaque cas unitaire est affecté du coefficient de pondération minimum ou maximum pour produire l'effet recherché.

Autrement dit, pour la détermination du minimum, si la valeur de la sollicitation du cas unitaire est négative, le coefficient de pondération choisi sera le plus grand. Inversement, si la valeur est positive, le coefficient le plus petit sera retenu.

De même, pour la détermination du maximum, si la valeur de la sollicitation du cas unitaire est négative, le coefficient de pondération choisi sera le plus petit. Inversement, si la valeur est positive, le coefficient le plus grand sera retenu.

On rappelle que les coefficients de pondération sont :

- ELU combinaisons fondamentales : 1,00 ou 1,35 pour les actions permanentes et 0 ou 1,50 pour les actions variables ;
- ELS combinaisons caractéristiques : 1,00 pour les actions permanentes et 0 ou 1,00 pour les actions variables.



Courbes enveloppes des moments ELU

Combinaisons et valeurs du minimum ELU

	M_2		M_3		M_2		M_5
1,00	0,0536	1,35	-0,0460	1,00	0,0660	1,35	-0,0460
0,00	0,0292	1,50	-0,0181	1,50	-0,0090	0,00	0,0000
1,50	-0,0068	1,50	-0,0169	0,00	0,0398	1,50	-0,0169
0,00	0,0000	0,00	0,0000	1,50	-0,0090	1,50	-0,0181
	0,0435		-0,1146		0,0389		-0,1146

Combinaisons et valeurs du maximum ELU

	M_2		M_3		M_2		M_5
1,35	0,0536	1,00	-0,0460	1,35	0,0660	1,00	-0,0460
1,50	0,0292	0,00	-0,0181	0,00	-0,0090	1,50	0,0000
0,00	-0,0068	0,00	-0,0169	1,50	0,0398	0,00	-0,0169
1,50	0,0000	1,50	0,0000	0,00	-0,0090	0,00	-0,0181
	0,1162		-0,0460		0,1488		-0,0460

Combinaisons et valeurs du minimum ELS

	M_2		M_3		M_2		M_3
1,00	0,0536	1,00	-0,0460	1,00	0,0660	1,00	-0,0460
0,00	0,0292	1,00	-0,0181	1,00	-0,0090	0,00	0,0000
1,00	-0,0068	1,00	-0,0169	0,00	0,0398	1,00	-0,0169
0,00	0,0000	0,00	0,0000	1,00	-0,0090	1,00	-0,0181
	0,0468		-0,0810		0,0479		-0,0810

Combinaisons et valeurs du maximum ELS

	M_2		M_3		M_2		M_3
1,00	0,0536	1,00	-0,0460	1,00	0,0660	1,00	-0,0460
1,00	0,0292	0,00	-0,0181	0,00	-0,0090	1,00	0,0000
0,00	-0,0068	0,00	-0,0169	1,00	0,0398	0,00	-0,0169
1,00	0,0000	1,00	0,0000	0,00	-0,0090	0,00	-0,0181
	0,0828		-0,0460		0,1058		-0,0460

8.2 Armatures longitudinales [9.2.1]

8.2.1 Sections minimale et maximale

■ Condition de non-fragilité

Il convient que la section d'armatures longitudinales tendues ne soit pas inférieure à $A_{s,min}$.

La valeur de $A_{s,min}$ est fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est :

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d$$

où b_t est la largeur moyenne de la zone tendue.

Les armatures de peau peuvent être prises en compte. Toutefois, pour les éléments secondaires, où un certain risque de rupture fragile peut être accepté, $A_{s,min}$ peut être égal à 1,2 fois la section exigée dans la vérification aux ELU.

■ Pourcentage minimal

Il convient que la section minimale d'armatures $A_{s,min}$ respecte la condition :

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d$$

■ Pourcentage maximal

Il convient que la section des armatures tendues ou comprimées n'excède pas $A_{s,max}$ en dehors des zones de recouvrement.

La valeur de $A_{s,max}$ est fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est :

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

On peut cependant, sur justification de la capacité effective à bétonner, admettre une section jusqu'à $0,05 A_c$.

8.2.2 Armatures comprimées

Il convient de maintenir toute armature longitudinale comprimée de diamètre $\varnothing$ prise en compte dans le calcul de résistance au moyen d'armatures transversales espacées au plus de $15\varnothing$.

8.2.3 Armatures de peau

Il peut être nécessaire de prévoir des armatures de peau, soit pour maîtriser la fissuration, soit pour assurer une résistance adaptée à l'éclatement de l'enrobage.

Il convient de placer un ferrailage de peau pour résister à l'éclatement du béton lorsque le ferrailage principal est constitué :

- de barres de diamètre supérieur à 32 mm ;
- de paquets de barres de diamètre équivalent supérieur à 32 mm.

Il convient d'utiliser des treillis soudés ou des barres de petit diamètre, placés à l'extérieur des cadres pour constituer un ferrailage de peau, sur la partie tendue de la section.

Il convient que la section des aciers de peau $A_{s,surf}$ ne soit pas inférieure à $A_{s,surfmin}$ dans les deux directions parallèle et orthogonale aux armatures tendues de la poutre.

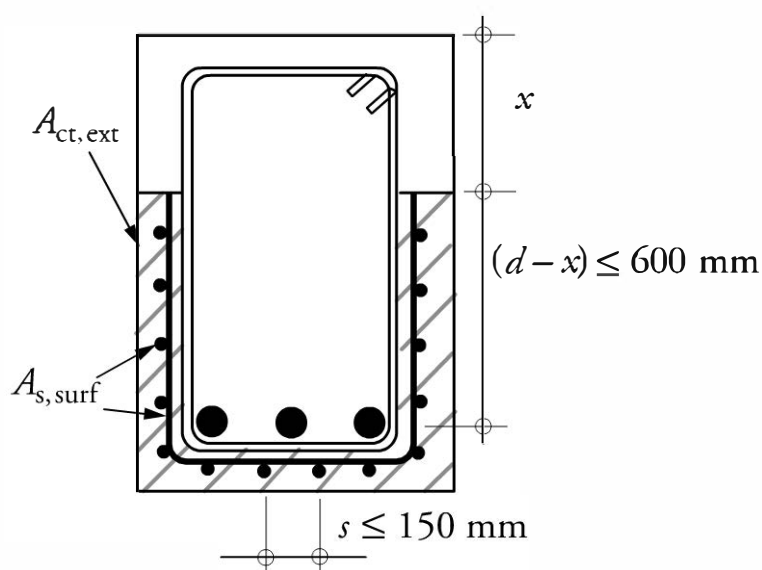


Figure 8.1

La valeur de $A_{s,surfmin}$ est fournie par l'Annexe nationale. La valeur recommandée est $0,01 A_{ct,ext}$.

$A_{ct,ext}$ est la section de béton tendu extérieure aux cadres, à l'ELU.

Quand l'enrobage des armatures est supérieur à 70 mm, pour une durabilité accrue, il convient d'utiliser un ferrailage de peau similaire avec une section de $0,005A_{ct,ext}$ dans chaque direction.

Les armatures de peau doivent respecter les conditions d'enrobage.

8.2.4 Épure d'arrêt des barres [9.2.1.3]

Il convient de prévoir dans toutes les sections un ferrailage suffisant pour résister à l'enveloppe de l'effort de traction agissant, comprenant l'effet des fissures inclinées dans les âmes et les membrures.

- Pour les éléments sans armatures d'effort tranchant, l'effort de traction supplémentaire ΔF_{td} peut être estimé en décalant la courbe enveloppe d'une distance $a_\ell = d$.
- Pour les éléments avec armatures d'effort tranchant, cette règle de décalage peut également être employée, avec $a_\ell = z \frac{(\cot \theta - \cot \alpha)}{2}$

La variation de la résistance des barres sur leur longueur d'ancrage peut être supposée linéaire.

Exemple d'épure d'arrêt des barres

Définitions

L'exemple reprend l'étude de la poutre étudiée vis-à-vis de la flexion (voir § 5.1.2, encart « Exemple de flexion »), dans une situation C.

Géométrie

La poutre considérée a une portée de 6,00 m et une section rectangulaire de 0,30 m de largeur par 0,70 m de hauteur associée à une dalle de 0,16 m d'épaisseur. La largeur d'appui est de 0,30 m.

Matériaux

Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25$ MPa. Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa et sont de classe de ductilité B.

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. La classe d'exposition de la poutre est la classe XC1.

On choisit un enrobage nominal de $c_{nom} = 30$ mm, qui permet de respecter *de facto* l'enrobage nominal pour les barres longitudinales de diamètre jusqu'à 25 mm.

Actions

Actions permanentes

Les actions permanentes sont uniformes, de valeur : $g = 20,00$ kN/ml

Actions variables

Les actions variables sont uniformes, de valeur : $q = 70,00$ kN/ml

Actions accidentelles

Sans objet.

Combinaisons d'actions

La combinaison **fondamentale** à l'état limite ultime à considérer conduit à une charge uniforme :

$$1,35G_{k,sup} + 1,50Q_{k,1} \quad \text{soit} \quad p_u = 132,00 \text{ kN/ml}$$

Sollicitations

Moment fléchissant

On rappelle que le moment fléchissant d'une travée isostatique sous un chargement uniforme est une fonction parabolique, qui a pour équation :

$$M_u(x) = p_u x \frac{l-x}{2}$$

Le moment fléchissant dans la section médiane de la poutre à l'état limite ultime sous la combinaison **fondamentale** vaut : $M_{uC} = 0,594 \text{ MNm}$

Effort tranchant

Pour mémoire.

Justifications

État limite ultime de résistance vis-à-vis de la flexion

La section d'armature à mi-portée peut être calculée :

$$\text{Section d'armature } A_s \quad A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{0,594}{0,611 \cdot 464} = 0,00210 = 21,0 \text{ cm}^2$$

État limite ultime de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

Pour mémoire.

Dispositions constructives

Armatures longitudinales

▪ Dispositions minimales

Les armatures longitudinales doivent respecter la condition de non-fragilité :

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{uk}} b_t d = 0,26 \frac{2,56}{500} 0,30 \cdot 0,63 = 2,5 \text{ cm}^2$$

b_t est la largeur moyenne de la zone tendue.

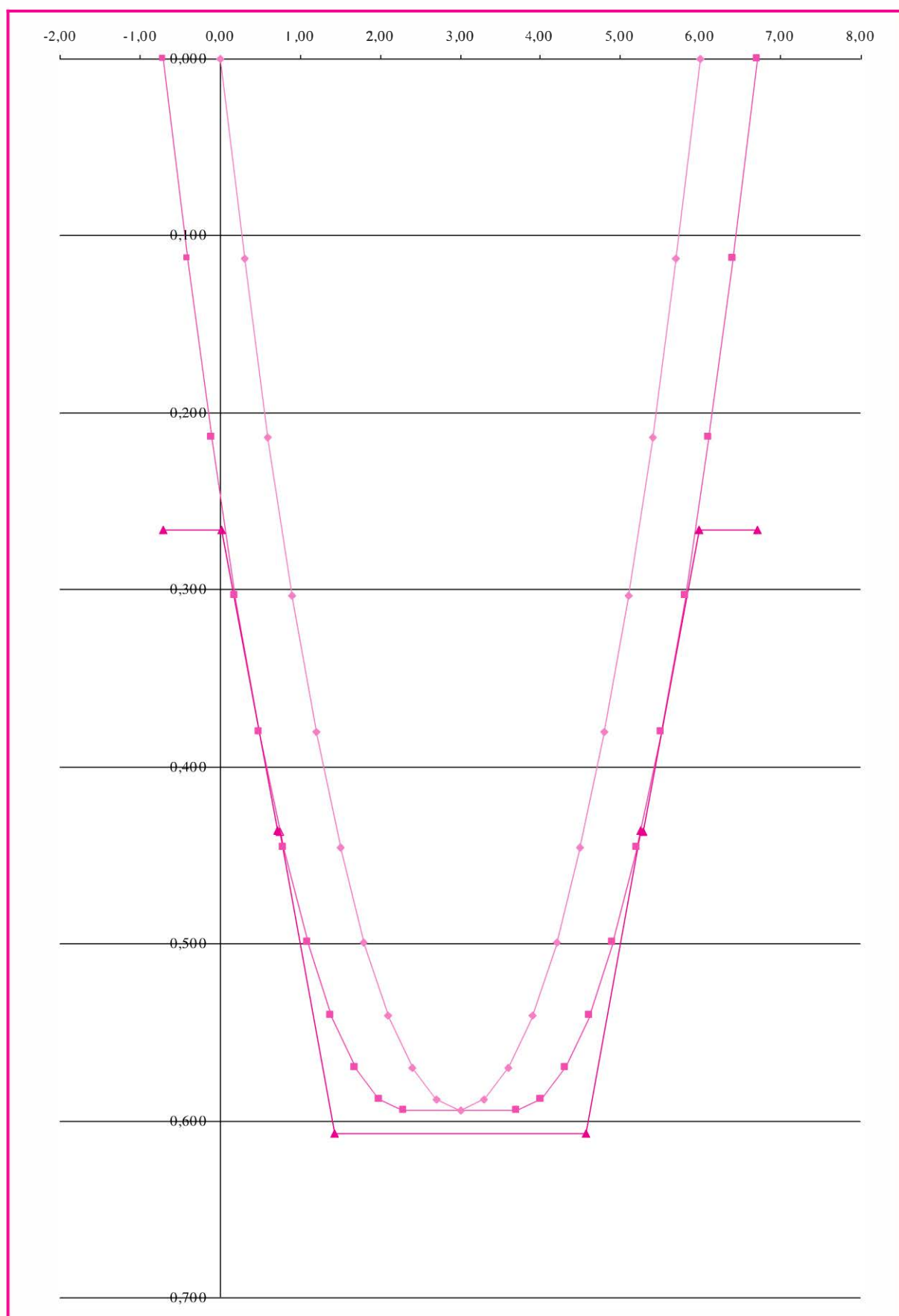
Il convient que la section minimale d'armatures $A_{s,\min}$ respecte la condition :

$$A_{s,\min} \geq 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 0,30 \cdot 0,63 = 2,5 \text{ cm}^2$$

▪ Ferrailage

On choisit de disposer :

- ▶ 3 HA 20 en 1^{er} lit, soit $9,4 \text{ cm}^2$
- ▶ 3 HA 16 en 2^e lit, soit $6,0 \text{ cm}^2$
- ▶ 3 HA 16 en 3^e lit, soit $6,0 \text{ cm}^2$



■ Épure d'arrêt des barres

La longueur des armatures longitudinales est déterminée graphiquement à partir de la courbe enveloppe des moments fléchissants, en tenant compte de la règle du décalage.

On détermine le moment résistant d'une partie des aciers en considérant que le moment résistant est proportionnel à la section d'acier, à partir de la section d'acier maximale dans la travée.

Le premier lit peut donc équilibrer un moment $M_1 = 9,4 \frac{0,594}{21,0} = 0,266 \text{ MNm}$

Les deux premiers lits peuvent donc équilibrer un moment $M_2 = 15,4 \frac{0,594}{21,0} = 0,436 \text{ MNm}$

La contrainte d'adhérence est :

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,7 f_{ctm}}{1,5} = 2,25 \cdot \frac{0,7 \cdot 2,56}{1,5} = 2,69 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement est :

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = \frac{\sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{\sigma \cdot 464}{4 \cdot 2,69} = 43\sigma = 688 \text{ mm pour du HA 16.}$$

Armatures transversales

Pour mémoire.

8

8.2.5 Ancrage des barres relevées

Il convient que la longueur d'ancrage des barres relevées contribuant à la résistance de l'effort tranchant ne soit pas inférieure à $1,3\ell_{ba}$ dans la zone tendue et à $0,7\ell_{ba}$ dans la zone comprimée.

Cette longueur est mesurée à partir du point d'intersection des axes des barres relevées et des barres longitudinales.

8.2.6 Dispositions sur appui de rive

■ Armatures supérieures sur appui de rive

Lorsqu'une poutre est solidaire de son appui, en rive, la section sur appui est dimensionnée pour un moment égal à au moins $\beta_1 M_t$, M_t étant le moment maximal en travée.

La valeur de β_1 est fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est 0,15.

La condition d'armature minimale s'applique.

■ Ancrage des armatures sur appui de rive

Lorsqu'un appui de rive n'est pas considéré comme un encastrement, il convient que la section d'armature longitudinale inférieure prolongée sur l'appui soit au moins égale à une fraction β_2 de la section en travée.

La valeur de β_2 à utiliser est 0, sous réserve de vérifier en outre la force à ancrer sur appui en appliquant la règle de décalage, en incluant l'effort normal s'il existe :

$$F_E = |V_{Ed}|(\cot \theta - \cot \alpha)/2 + N_{Ed} + M_{Ed}/z, \text{ où :}$$

- ▶ N_{Ed} est l'effort normal agissant sur l'appui
- ▶ M_{Ed} est le moment sollicitant concomitant.

La longueur d'ancrage est mesurée à partir de la ligne de contact de la poutre sur l'appui.

8.2.7 Dispositions sur appui intermédiaire

■ Armatures tendues sur appui intermédiaire

Il convient de répartir les armatures tendues sur appui d'une section en té sur la largeur participante de la membrure supérieure.

Une partie de ces armatures peut être concentrée au droit de l'âme.

■ Ancrage des armatures sur appui intermédiaire

La section minimale à ancrer est déterminée comme pour un appui de rive.

La longueur d'ancrage n'est pas inférieure :

- ▶ à $10\varnothing$ dans le cas des barres droites ;
- ▶ à deux fois le diamètre du mandrin de cintrage pour des crochets de barres de diamètre inférieur à 16 mm ;
- ▶ au diamètre du mandrin de cintrage pour des crochets de barres de diamètre au moins égal à 16 mm.

8.3 Armatures transversales [9.2.2]

8.3.1 Armatures d'effort tranchant

■ Composition

Les armatures d'effort tranchant forment un angle α , compris entre 45° et 90° , avec l'axe longitudinal de l'élément.

Cet angle est compté positivement lorsque les armatures d'effort tranchant sont inclinées en sens inverse de l'inclinaison des bielles.

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 ;
- ▶ barres relevées ;
- ▶ cadres ouverts, échelles, épingles n'entourant pas les armatures longitudinales, mais correctement ancrés dans les zones tendues et comprimées.

Il convient qu'une fraction β_3 des armatures d'effort tranchant soit constituée de cadres, étriers ou épingles.

La valeur de β_3 est fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est 0,5.

■ Taux d'armatures minimal

Le taux d'armatures d'effort tranchant est donné par :

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin \alpha}$$

où :

- ▶ A_{sw} est la section d'armatures d'effort tranchant sur une longueur s ;
- ▶ s est l'espacement des armatures d'effort tranchant ;
- ▶ b_w est la largeur de l'âme de l'élément.

Le taux d'armatures d'effort tranchant ρ_w ne devrait pas être inférieur à :

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

Ce ferraillage minimal peut être omis :

- ▶ dans les éléments tels que les dalles, lorsqu'une redistribution transversale des charges est possible ;
- ▶ dans les éléments secondaires (linteaux de portée inférieure à 2 m, par exemple) qui ne contribuent pas de manière significative à la résistance et à la stabilité d'ensemble de la structure ;
- ▶ pour les produits préfabriqués faisant l'objet d'une procédure de contrôle interne certifiée par une tierce partie, soumis à des charges réparties d'intensité modérée et dont la défaillance ne risque pas d'entraîner la rupture en chaîne d'autres éléments de la structure.

■ Espacement maximal

L'espacement longitudinal entre cours d'armatures d'effort tranchant doit rester inférieur ou égal à $s_{\ell,\max}$. La valeur de $s_{\ell,\max}$ est fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est :

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

L'espacement longitudinal entre barres relevées doit rester inférieur ou égal à $s_{b,\max}$. La valeur de $s_{b,\max}$ est fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est :

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

L'espacement transversal entre brins verticaux dans une série de cadres, étriers ou épingles doit rester inférieur ou égal à $s_{t,\max}$. La valeur de $s_{t,\max}$ est fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est :

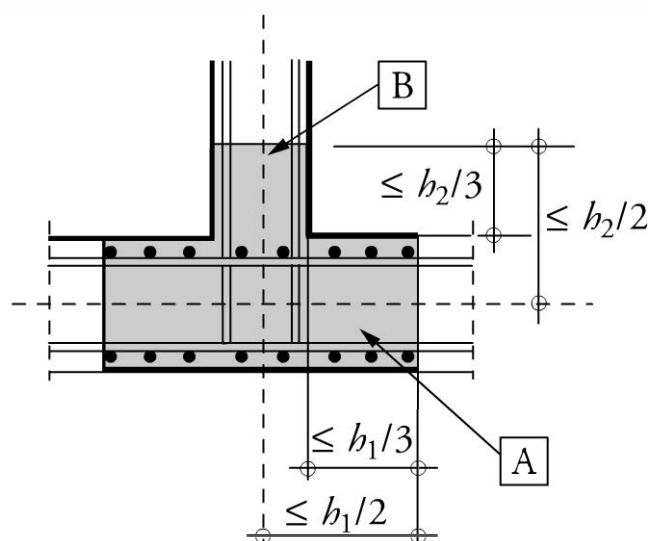
$$s_{t,\max} = 0,75d \quad \text{limité à 600 mm}$$

8.3.2 Armatures de suspente

Lorsqu'une poutre est portée par une autre poutre, et qui n'est pas appuyée en partie supérieure de celle-ci, il convient d'ajouter aux armatures requises par ailleurs des armatures de suspente.

Il convient que les armatures de suspente soient disposées à l'intersection des deux poutres, et composées de cadres et d'étriers entourant les armatures principales de l'élément porteur.

Certaines de ces suspentes peuvent être placées en dehors du volume commun aux deux poutres.



- A** Poutre support de hauteur h_1
- B** Poutre supportée de hauteur h_2 ($h_1 \geq h_2$)

Figure 8.3

9

Dalles

9.1 Définitions

Une dalle est un élément dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à 5 fois son épaisseur totale.

Une dalle soumise principalement à des charges uniformément réparties peut être considérée comme porteuse dans une seule direction si l'une ou l'autre des conditions ci-après est remplie :

- ▶ elle présente deux bords libres (sans appuis) sensiblement parallèles, ou bien
- ▶ elle correspond à la partie centrale d'une dalle pratiquement rectangulaire appuyée sur quatre côtés et dont le rapport de la plus grande à la plus faible portée est supérieur à 2.

Les dalles nervurées et à caissons peuvent ne pas être décomposées en éléments discrets pour les besoins de l'analyse, sous réserve que leur table de compression ou hourdis de compression rapporté, de même que leurs nervures transversales, présentent une rigidité en torsion suffisante. On peut admettre que ceci est vérifié si :

- ▶ la distance entre nervures n'excède pas 1 500 mm ;
- ▶ la hauteur de la nervure sous la table de compression n'excède pas 4 fois sa largeur ;
- ▶ l'épaisseur de la table de compression est supérieure ou égale à $1/10$ de la distance libre entre nervures ou à 50 mm si cette valeur est supérieure. L'épaisseur minimale de la table de compression peut être ramenée de 50 mm à 40 mm lorsque des entrevous permanents sont disposés entre les nervures ;
- ▶ la distance libre entre nervures transversales n'excède pas 10 fois l'épaisseur totale de la dalle.

9.2 Sollicitations

Les Recommandations professionnelles proposent la méthode de calcul suivante pour les panneaux de dalles rectangulaires dont le rapport des portées dans les deux directions est compris entre 0,5 et 2.

La méthode proposée consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis, dans les deux sens, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant M_{0x} et M_{0y} dans le panneau associé supposé articulé sur son contour (mêmes portées et mêmes charges appliquées).

Les moments fléchissants maximaux M_x et M_y et les flèches maximales dans une dalle rectangulaire articulée sur son contour, de dimension L_x et L_y (avec $L_y > L_x$), sous une charge uniformément répartie sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$\frac{L_x}{L_y}$	$\nu = 0,0$ (béton fissuré)			$\nu = 0,2$ (béton non fissuré)		
	$\mu_x = \frac{M_x}{pL_x^2}$	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$	$\frac{Eh^3}{pL_x^4}$	$\mu_x = \frac{M_x}{pL_x^2}$	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$	$\frac{Eh^3}{pL_x^4}$
0,50	0,0965	0,2584	0,1215	0,0999	0,3830	0,1167
0,55	0,0892	0,2889	0,1128	0,0934	0,4211	0,1082
0,60	0,0820	0,3289	0,1040	0,0869	0,4682	0,0998
0,65	0,0750	0,3781	0,0955	0,0804	0,5237	0,0916
0,70	0,0683	0,4388	0,0873	0,0742	0,5831	0,0838
0,75	0,0620	0,5124	0,0795	0,0683	0,6458	0,0764
0,80	0,0561	0,5964	0,0723	0,0627	0,7115	0,0694
0,85	0,0506	0,6871	0,0656	0,0575	0,7799	0,0630
0,90	0,0456	0,7845	0,0595	0,0527	0,8510	0,0571
0,95	0,0410	0,8887	0,0539	0,0483	0,9244	0,0517
1,00	0,0368	1,0000	0,0487	0,0442	1,0000	0,0468

Dans le cas de dalles rectangulaires encastrées (totalement ou partiellement), on procède comme suit :

- ▶ les moments de flexion maximaux, calculés dans l'hypothèse de l'articulation, peuvent être réduits de 15 % à 25 % selon les conditions d'encastrement pour le sens x ou y concerné ;
- ▶ les moments d'encastrement sur les grands cotés sont évalués respectivement au moins à 40 % et 50 % des moments de flexion maximaux évalués dans l'hypothèse de l'articulation ;
- ▶ les moments d'encastrement sur les petits cotés sont égaux à ceux évalués pour les grands cotés, en faisant alors l'hypothèse que ces grands cotés sont encastres (totalement ou partiellement) dans les mêmes conditions que les petits cotés.

Soit, pour le sens principal x, M_{tx} le moment maximal considéré en travée, M_{wx} et M_{ex} les valeurs absolues des moments retenus pour les appuis de gauche et de droite, il y a lieu de vérifier l'inégalité suivante :

$$M_{tx} + \frac{M_{wx} + M_{ex}}{2} > 1,25 M_x$$

où M_x est le moment isostatique calculé précédemment.

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, que ce soit dans le sens x ou le sens y, on retient pour la vérification des sections, la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

9

9.3 Armatures de flexion [9.3.1]

9.3.1 Pourcentage d'acier

Les conditions de non-fragilité, de pourcentage minimal et maximal des poutres s'appliquent.

9.3.2 Armatures secondaires

Dans les dalles unidirectionnelles, les armatures secondaires représentent au moins 20 % des armatures principales.

Au voisinage des appuis, lorsqu'il n'existe aucun moment fléchissant transversal, il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures secondaires supérieures.

9.3.3 Espacement des barres

Il convient que l'espacement des barres n'excède pas $s_{\max, \text{slabs}}$.

La valeur de $s_{\max, \text{slabs}}$ peut être fournie par l'Annexe nationale. La valeur à utiliser est, h étant l'épaisseur totale de la dalle :

Armatures principales	$s_{\max, \text{slabs}} = 3,0h$ borné par 400 mm
Armatures secondaires	$s_{\max, \text{slabs}} = 3,5h$ borné par 450 mm
Dans les zones sollicitées par des charges concentrées ou dans les zones de moment maximal, ces valeurs deviennent :	
Armatures principales	$s_{\max, \text{slabs}} = 2,0h$ borné par 250 mm
Armatures secondaires	$s_{\max, \text{slabs}} = 3,0h$ borné par 400 mm

9.3.4 Épure d'arrêt des barres

La règle de décalage définie pour les poutres s'applique avec $a_t = d$.

9.3.5 Soulèvement des angles

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

9.3.6 Armatures des bords libres

Le long du bord libre d'une dalle, il convient normalement de prévoir des armatures longitudinales et transversales, généralement disposées comme représenté sur la figure 9.1.

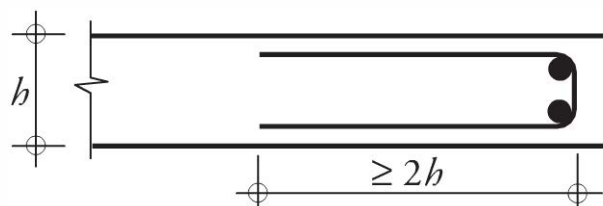


Figure 9.1

9.4 Dispositions sur les appuis [9.3.1.2]

9.4.1 Ancrage des barres sur les appuis

Les règles d'ancrage des barres sur les appuis définies pour les poutres s'appliquent.

Dans les dalles sur appuis simples, il convient de prolonger jusqu'à l'appui, et d'y ancrer la moitié des armatures calculées en travée.

9.4.2 Armatures minimales sur les appuis

Lorsqu'un encastrement partiel est susceptible de se produire le long du bord d'une dalle, mais n'est pas pris en compte dans l'analyse, il convient que les armatures supérieures soient capables de résister à au moins :

- 25 % du moment maximal de la travée adjacente sur un appui intermédiaire ;
- 15 % du moment maximal de la travée adjacente sur un appui de rive.

La longueur de ces armatures est au moins égale à 0,2 fois la longueur de la travée adjacente, mesurée à partir du nu de l'appui.

Ces armatures sont continues au droit des appuis intermédiaires et ancrées sur les appuis de rive.

9.5 Armatures d'effort tranchant [9.3.2]

Lorsque des armatures d'effort tranchant sont prévues dans une dalle, il convient que son épaisseur soit au moins égale à 200 mm.

Les dispositions constructives et les pourcentages minimaux des poutres s'appliquent, complétés ou modifiés par les dispositions suivantes.

9.5.1 Composition

Dans les dalles, lorsque $|V_{Ed}| \leq \frac{1}{3} V_{Rd, \max}$, les armatures d'effort tranchant peuvent être composées entièrement de barres relevées ou de cadres, étriers et épingles.

9.5.2 Espacement

Espacement longitudinal maximal des cadres, étriers ou épingles	$s_{\max} = 0,75d(1 + \cot \alpha)$
Espacement longitudinal maximal des barres relevées	$s_{\max} = d$
Espacement transversal maximal des armatures d'effort tranchant	$s_{\max} \leq 1,5d$

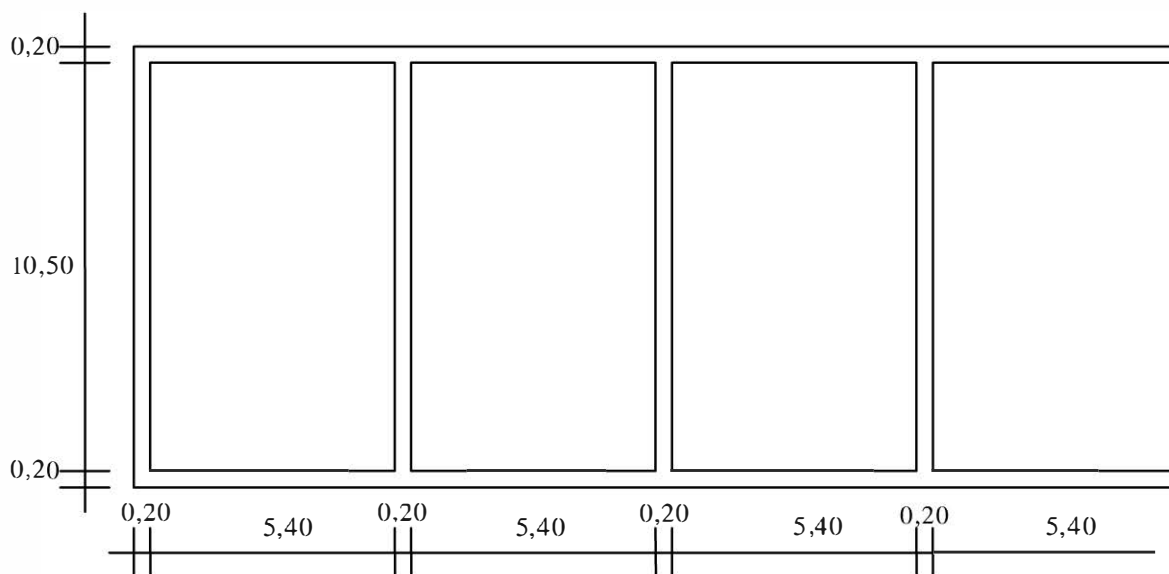
Exemple de dalle

Définitions

L'exemple concerne l'étude d'une dalle bidirectionnelle continue.

Géométrie

Le plancher étudié est constitué de panneaux de dalle rectangulaires, de 0,20 m d'épaisseur totale, dont une chape incorporée de 0,04 m, reposant sur des appuis continus de 0,20 m de largeur.



Matériaux

Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25$ MPa. Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa et sont de classe de ductilité B.

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. La classe d'exposition de la poutre est la classe XC1. On choisit un enrobage nominal de $c_{\text{nom}} = 30 \text{ mm}$.

Actions

Actions permanentes

Les actions permanentes sont uniformes, de valeur :

Poids propre $g_0 = 25 \cdot (0,16 + 0,04) = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Équipements $g_1 = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Actions variables

Les actions variables sont uniformes, de valeur : $q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

Actions accidentelles

Sans objet.

Combinaisons d'actions

La combinaison **fondamentale** à l'état limite ultime à considérer conduit à une charge uniforme :

$1,35G_{k,\text{sup}} + 1,50Q_{k,1}$ soit $p_u = 13,35 \text{ kN/m}^2$

Sollicitations

Moment fléchissant

■ Dalle isostatique associée

Le moment fléchissant au centre d'une dalle rectangulaire simplement appuyée sur son contour, sous un chargement uniforme est donné par, en considérant le béton fissuré :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,40}{10,50} = 0,51$$

$$M_x = 0,0958 \cdot 0,01335 \cdot 5,40^2 = 0,0373 \text{ MNm/ml}$$

$$M_y = 0,2615 \cdot 0,0373 = 0,0098 \text{ MNm/ml}$$

■ Dalle en continuité

Il y a lieu de respecter l'inégalité :

$$M_{\text{tx}} + \frac{M_{\text{wx}} + M_{\text{ex}}}{2} \geq 1,25M_x$$

On choisit en définitive :

$$\text{Sur appui de rive } M_{\text{rx}} = 0,15M_x = 0,0056 \text{ MNm/ml}$$

$$M_{\text{ry}} = 0,0056 \text{ MNm/ml}$$

Sur appui intermédiaire	$M_{ax} = 0,50M_x = 0,0187 \text{ MNm/ml}$
En travée de rive	$M_{trx} = 1,00M_x = 0,0373 \text{ MNm/ml}$
	$M_{ty} = 0,0098 \text{ MNm/ml}$
En travée courante	$M_{tcx} = 0,75M_x = 0,0280 \text{ MNm/ml}$

Effort tranchant

On peut admettre, d'après les travaux de l'Inspecteur général Pigeaud, que l'effort tranchant sur les côtés d'une dalle appuyée sur quatre côtés, soumise à une charge totale P uniformément répartie, vaut par unité de longueur :

► au milieu du grand coté :

$$\frac{P}{2b + a} = \frac{13,35 \cdot 10,50 \cdot 5,40}{2 \cdot 10,50 + 5,40} = 28,7 \text{ kN/ml} = 0,029 \text{ MN/ml}$$

► au milieu du petit coté :

$$\frac{P}{3b} = \frac{13,35 \cdot 10,50 \cdot 5,40}{3 \cdot 10,50} = 24,0 \text{ kN/ml} = 0,024 \text{ MN/ml}$$

Justifications

État limite ultime de résistance vis-à-vis de la flexion

La section d'armature dans la direction principale x , parallèle à la petite portée est calculée, en considérant la hauteur utile des aciers du 1^{er} lit, $d_x = 0,16 - 0,030 - 0,004 = 0,126 \text{ m}$, en supposant un diamètre des barres de 8 mm, par :

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_w d_x^2 f_{cd}} = \frac{0,0373}{1,0 \cdot 0,126^2 \cdot 16,7} = 0,141 > \mu_{AB} = 0,056, \text{ donc pivot B}$$

Position de l'axe neutre $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,191$

$$x = \alpha d = 0,024 \text{ m}$$

Bras de levier

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,924$$

$$z = \beta d = 0,116$$

Allongement des aciers

$$\varepsilon_s = \frac{3,5 \text{ ‰}(1 - \alpha)}{\alpha} = \frac{3,5 \text{ ‰}(1 - 0,191)}{0,191} = 14,8 \text{ ‰} \quad (\text{pivot B})$$

Contrainte des aciers

$$\sigma_s = f_{yd}(1 + 0,08 \frac{\varepsilon_s - 2,17 \text{ ‰}}{\varepsilon_{uk} - 2,17 \text{ ‰}}) = 435(1 + 0,08 \frac{14,8 - 2,17}{50 - 2,17}) = 444 \text{ MPa}$$

Section d'armature

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{0,0373}{0,116 \cdot 444} = 0,00072 = 7,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les autres sections d'aciers dans la direction x peuvent s'en déduire au prorata des moments.

La section d'armature dans la direction secondaire y , parallèle à la grande portée est calculée, en considérant la hauteur utile des aciers du 2^e lit, $d_y = d_x - 0,008 = 0,118$ m, en supposant un diamètre des barres de 8 mm, par :

$$\text{Moment réduit} \quad \mu_u = \frac{M_u}{b_w d_y^2 f_{cd}} = \frac{0,0098}{1,00 \cdot 0,118^2 \cdot 16,7} = 0,042$$

$$\text{Frontière pivots A et B} \quad \mu_{AB} = 0,056$$

$$\text{Position de l'axe neutre} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,054$$

$$x = \alpha d = 0,006 \text{ m}$$

$$\text{Bras de levier} \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,979$$

$$z = \beta d = 0,116$$

$$\text{Allongement des aciers} \quad \varepsilon_s = 45,0 \text{ ‰} \quad (\text{pivot A})$$

$$\text{Contrainte des aciers}$$

$$\sigma_s = f_{yd} \left(1 + 0,08 \frac{\varepsilon_s - 2,17 \text{ ‰}}{\varepsilon_{uk} - 2,17 \text{ ‰}} \right) = 435 \left(1 + 0,08 \frac{45 - 2,17}{50 - 2,17} \right) = 466 \text{ MPa}$$

$$\text{Section d'armature} \quad A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{0,0098}{0,116 \cdot 466} = 0,00018 = 1,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les autres sections d'aciers dans la direction y peuvent s'en déduire au prorata des moments.

État limite ultime de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

$V_{Rd,c}$ est l'effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armatures d'effort tranchant.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k \sqrt[3]{(100 \rho_l f_{ck})} + k_l \sigma_{cp}] b_w d$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{2}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{126}} = 2,26, \text{ limité à } 2,0$$

$$A_{sl} = \text{la moitié des aciers en travée, soit } 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ pour le premier lit}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{3,6}{100 \cdot 12,6} = 0,00286 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 2,0 \sqrt[3]{(100 \cdot 0,00286 \cdot 25)} + 0] 1,00 \cdot 0,126$$

$$= 0,462 \cdot 1,00 \cdot 0,126 = 0,071 \text{ MN}$$

Le terme $C_{Rd,c} k \sqrt[3]{(100 \rho_l f_{ck})}$ a pour valeur minimale v_{min} .

$$v_{\min} = \frac{0,053}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = \frac{0,053}{1,5} 2,0^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,500 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = 0,500 \cdot 1,00 \cdot 0,126 = 0,063 \text{ MN/ml}$$

Il n'est donc pas nécessaire de disposer des armatures d'effort tranchant dans la dalle.

Dispositions constructives

Armatures longitudinales

▪ Dispositions minimales

Les armatures longitudinales doivent respecter la condition de non fragilité :

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{2,56}{500} 1,00 \cdot 0,126 = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\geq 0,0013 b_t d = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L'espacement des armatures est limité à 400 mm pour les armatures principales et 450 mm pour les armatures secondaires.

▪ Ferrailage

On choisit de disposer :

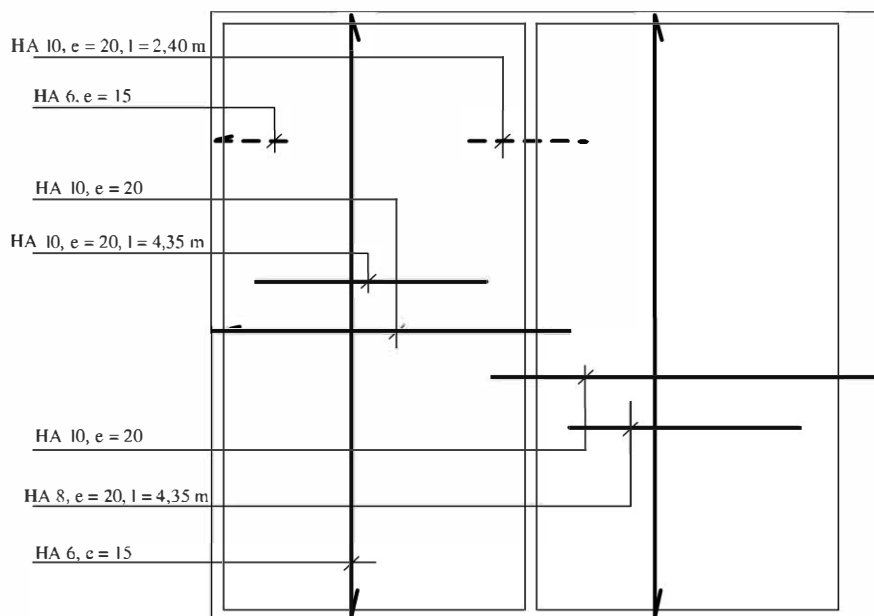
HA 10, $e = 10 \text{ cm}$ en 1^{er} lit inférieur en travée de rive, soit $7,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

HA 10, $e = 20 \text{ cm}$ en 1^{er} lit supérieur sur appui intermédiaire, soit $3,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$

HA 6, $e = 15 \text{ cm}$ en 1^{er} lit supérieur sur appui de rive, soit $1,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$

HA 6, $e = 15 \text{ cm}$ en 2^e lit inférieur en travée, soit $1,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▪ Arrêt des barres



9.6 Armatures de chaînage [9.10]

Les structures qui ne sont pas conçues pour résister aux actions accidentelles doivent posséder un système de chaînages approprié, destiné à empêcher l'effondrement progressif en fournissant des cheminements alternatifs pour les charges après apparition de dommages locaux.

Les règles simples suivantes sont considérées satisfaire à cette exigence. Il convient de prévoir les chaînages suivants :

- ▶ chaînages périphériques ;
- ▶ chaînages intérieurs ;
- ▶ chaînages horizontaux de poteau ou de voile ;
- ▶ si nécessaire, chaînages verticaux, en particulier dans des bâtiments construits en panneaux préfabriqués.

Lorsqu'un bâtiment est divisé par des joints de dilatation en sections structurellement indépendantes, il convient que chaque section possède un système de chaînages indépendant.

9.6.1 Détermination des chaînages

Les chaînages sont supposés être des armatures minimales et non des armatures supplémentaires, venant s'ajouter à celles exigées par l'analyse structurale. Les armatures mises en place, à d'autres fins, dans les poteaux, voiles, poutres et planchers, peuvent être intégrées pour tout ou partie dans ces chaînages.

Dans le calcul des chaînages, on peut supposer que les armatures travaillent à leur résistance caractéristique et sont capables de supporter les efforts de traction définis dans les paragraphes suivants.

9.6.2 Chaînages périphériques

Il convient de prévoir, à chaque plancher y compris celui en toiture, un chaînage périphérique effectivement continu à moins de 1,20 m de la rive.

Il convient que le chaînage périphérique soit capable de résister à un effort de traction :

$$F_{\text{tie,per}} = \ell_i q_1 \leq Q_2$$

où ℓ_i est la longueur de la travée de rive le long de laquelle se trouve le chaînage.

Les valeurs de q_1 et Q_2 peuvent être fournies par l'Annexe nationale. Les valeurs à utiliser sont :

► $q_1 = 5 \text{ kN/ml}$

► $Q_2 = 70 \text{ kN}$

Le chaînage peut inclure les armatures utilisées en tant que partie du chaînage intérieur.

9.6.3 Chaînages intérieurs

Il convient de prévoir ces chaînages à chaque plancher y compris celui en toiture dans deux directions approximativement perpendiculaires.

Il convient qu'ils soient effectivement continus sur toute leur longueur et qu'ils soient ancrés aux chaînages périphériques à chaque extrémité, sauf s'ils se prolongent en tant que chaînages horizontaux dans les poteaux ou les voiles.

Les chaînages intérieurs peuvent, entièrement ou partiellement, être répartis régulièrement dans les dalles ou être groupés au droit des poutres et des voiles, dans ceux-ci ou en d'autres emplacements appropriés.

Dans les voiles, il convient qu'ils soient à moins de 0,5 m du dessus ou de la sous-face des dalles de plancher.

Dans chaque direction, il convient que les chaînages intérieurs soient capables de résister à une valeur de calcul de l'effort de traction $f_{\text{tie, int}}$, exprimé en kN/ml (mètre de largeur).

La valeur de $f_{\text{tie, int}}$ peut être fournie par l'Annexe nationale. La valeur recommandée est 15 kN/ml.

Dans les planchers pour lesquels il n'est pas possible de répartir les chaînages dans les travées, les chaînages transversaux peuvent être groupés le long des lignes de poutre. Dans ce cas, l'effort minimal sur une ligne interne de poutre est :

$$F_{\text{tie}} = \frac{\ell_1 + \ell_2}{2} q_3 \leq Q_4$$

où ℓ_1 et ℓ_2 sont les portées des dalles de part et d'autre de la poutre.

Les valeurs de q_3 et Q_4 peuvent être fournies par l'Annexe nationale. Les valeurs recommandées sont :

► $q_3 = 15 \text{ kN/ml}$

► $Q_4 = 70 \text{ kN}$

Il convient de relier les chaînages intérieurs aux chaînages périphériques de façon à ce que le transfert des efforts soit assuré.

9.6.4 Chaînages horizontaux

À chaque plancher y compris celui en toiture, il convient de lier horizontalement les poteaux et les voiles de rive à la structure.

Il convient que les chaînages soient capables de résister à un effort de traction $f_{\text{tie, fac}}$ par mètre de façade. Pour les poteaux, il n'est pas nécessaire que l'effort soit supérieur à $F_{\text{tie, col}}$.

Les valeurs de $f_{\text{tie, fac}}$ et $F_{\text{tie, col}}$ peuvent être fournies par l'Annexe nationale. Les valeurs à utiliser sont :

► $f_{\text{tie, fac}} = 20 \text{ kN/m}$

► $F_{\text{tie, col}} = 150 \text{ kN}$

Il convient de lier les poteaux d'angle dans les deux directions. Dans ce cas, le chaînage périphérique peut être employé comme chaînage horizontal.

Les chaînages dans deux directions horizontales doivent être effectivement continus et ancrés en périphérie de la structure.

Des chaînages peuvent être prévus dans le béton de la dalle rapportée coulée en place ou dans celui des joints des éléments préfabriqués.

9.6.5 Chaînages verticaux

Dans les bâtiments en panneaux préfabriqués de 5 étages ou plus, il convient de prévoir des chaînages verticaux dans les poteaux et/ou les voiles afin de limiter les dommages dus à l'effondrement d'un plancher dans le cas de la perte accidentelle d'un poteau ou d'un voile le supportant. Il convient que ces chaînages fassent partie d'un système de pontage permettant un cheminement des efforts contournant la zone endommagée.

9.7 Éléments saillants

Selon les Recommandations professionnelles, il y a lieu de respecter un pourcentage d'armatures longitudinales dans les éléments exposés sur plus d'une de leurs faces aux actions climatiques (balcon, loggia, acrotères, partie saillante des bandeaux).

Si on appelle L une longueur égale à 6 m dans les régions humides et tempérées et 4 m dans les régions sèches et à forte opposition de température, les pourcentages à respecter sont les suivants :

- ▶ pour tout élément de longueur inférieur ou égale à L : 0,17 % pour des aciers de limite d'élasticité égale à 500 MPa et pour un béton C25/30 ou plus ;
- ▶ pour tout élément de longueur inférieur ou égale à $2 L$: 0,42 % pour des aciers de limite d'élasticité égale à 500 MPa et pour un béton C25/30 ou plus ;
- ▶ pour tout élément de longueur intermédiaire, le pourcentage peut être obtenu par interpolation linéaire sur la longueur.

Les aciers longitudinaux doivent :

- ▶ respecter un espacement minimal de 25 cm et de 2,5 fois l'épaisseur de la paroi,
- ▶ avoir une plus forte concentration au voisinage de l'extrémité libre de l'élément,
- ▶ comporter des aciers de section de même ordre de grandeur en fond des joints diaphragmes lorsqu'ils existent.

C

Règles particulières

10

Planchers-dalles

10.1 Analyse des planchers-dalles [Annexe I]

10.1.1 Généralités

Il convient d'analyser les planchers-dalles en utilisant une méthode éprouvée, telle celle du réseau de poutres (dans laquelle la dalle est modélisée comme un ensemble interconnecté de composants discrets), la méthode des éléments finis, la méthode des lignes de rupture ou la méthode des portiques équivalents.

Il convient d'utiliser des propriétés géométriques et mécaniques adaptées.

10.1.2 Analyse par portiques équivalents

■ Définition des portiques

Il convient de diviser la structure longitudinalement et transversalement en portiques consistant en poteaux et en sections de dalles comprises entre axes de panneaux adjacents (surface limitée par 4 poteaux adjacents).

La rigidité des éléments peut être calculée à partir de leur section transversale brute. Pour des charges verticales, la rigidité peut être basée sur la largeur totale des panneaux.

Pour des charges horizontales, il convient d'utiliser 40 % de cette valeur pour prendre en compte la plus grande souplesse des jonctions poteaux-dalles pour les structures de plancher-dalle, par rapport à celle des jonctions poteaux-poutres.

Il convient d'utiliser la charge totale sur les panneaux pour l'analyse dans chaque direction.

■ Répartition des moments

Il convient de répartir le total des moments fléchissants obtenus par l'analyse sur toute la largeur de la dalle. Dans l'analyse élastique, les moments négatifs tendent à se concentrer au voisinage des axes des poteaux.

■ Division des panneaux en bandes

Il convient de considérer que les panneaux sont divisés en bandes sur appuis et bandes centrales.

La bande centrale a une largeur égale à la moitié de la largeur du panneau, les deux demi bandes sur appuis ont chacune une largeur égale au quart de la largeur du panneau.

Il convient de répartir les moments fléchissants entre les bandes selon la répartition simplifiée suivante, l'ensemble des bandes devant bien entendu équilibrer la totalité du moment :

	Moments négatifs	Moments positifs
Bande sur appui	de 60 % et 80 %	de 50 % à 70 %
Bande centrale	de 40 % et 20 %	de 50 % à 30 %

10.2 Dispositions constructives [9.4]

10.2.1 Dalle au droit des poteaux intérieurs

Il convient que la disposition des armatures dans un plancher-dalle reflète son comportement mécanique en service.

En général, ceci aura comme conséquence une concentration des armatures au droit des poteaux.

Au droit des poteaux intérieurs, à moins que des calculs rigoureux en service soient effectués, il convient de disposer les armatures supérieures

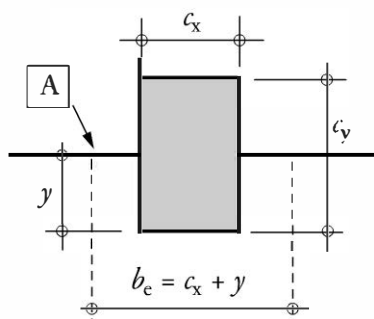
d'aire $0,5A_t$ sur une largeur égale à la somme de 0,125 fois la largeur de panneau de dalle de part et d'autre du poteau.

A_t représente l'aire de la section des armatures exigées pour reprendre le moment négatif total agissant sur la somme des deux demi panneaux adjacents au poteau.

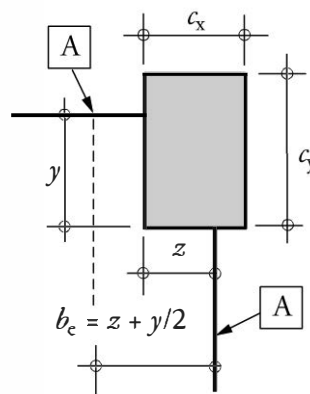
Au droit des poteaux intérieurs, il convient de prévoir des armatures inférieures, au moins 2 barres, dans les deux directions principales perpendiculaires qui traversent le poteau.

10.2.2 Dalle au droit des poteaux de rive ou d'angle

Il convient que les armatures perpendiculaires à un bord libre, exigées pour transmettre les moments fléchissant de la dalle à un poteau de rive ou d'angle, soient disposées sur la largeur participante b_e représentée sur la figure ci-dessous.



Note : on peut avoir $y > c_y$
(a) Poteau de rive



Note : on peut avoir $z > c_z$ et $y > c_y$
(b) Poteau d'angle

A Bord de dalle

Figure 10.1

y est la distance de la dalle à la face du poteau intérieure à la dalle.

10.2.3 Armatures de poinçonnement [9.4.3]

■ Section d'armatures

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

$$A_{sw,min} \frac{1,5 \sin \alpha + \cos \alpha}{s_r s_t} \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

où :

- ▶ α est l'angle entre les armatures de poinçonnement et les armatures principales ;
- ▶ s_r est l'espacement des cadres ou étriers de poinçonnement dans la direction radiale ;
- ▶ s_t est l'espacement des cadres ou étriers de poinçonnement dans la direction tangentielle.

Les barres relevées traversant l'aire chargée ou se trouvant à une distance de cette aire inférieure à $0,25d$ peuvent être utilisées comme armatures de poinçonnement.

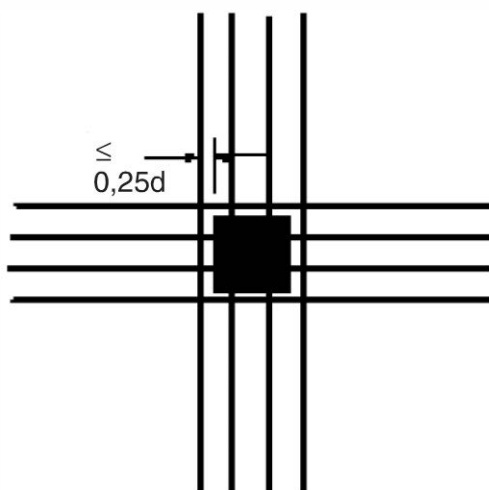


Figure 10.2

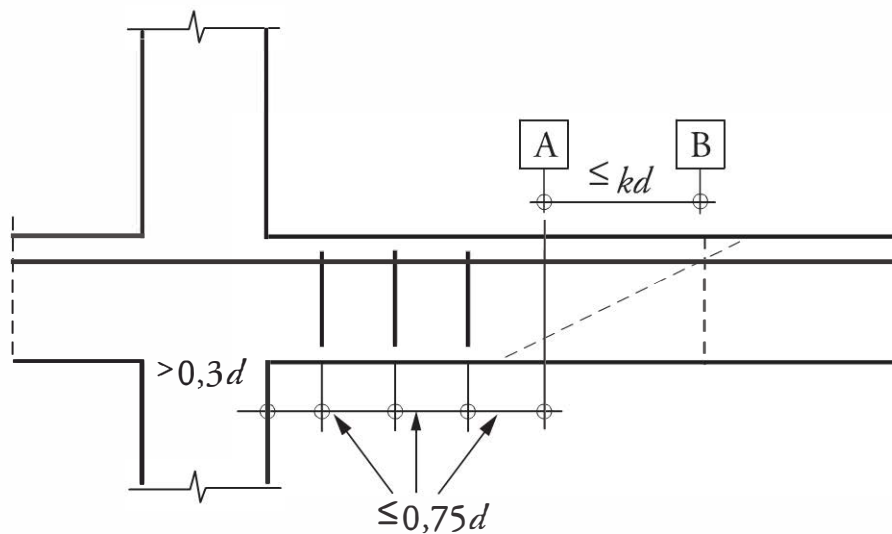
Il convient de limiter à $d/2$ la distance entre le nu d'un appui, ou la circonférence d'une aire chargée, et les armatures de poinçonnement les plus proches prises en compte dans le calcul.

Il convient de mesurer cette distance au niveau des armatures tendues. Lorsqu'une seule file de barres relevées est prévue, leur angle de pliage peut être réduit à 30° .

■ Dispositions constructives

Lorsque des armatures de poinçonnement sont nécessaires, il convient de les disposer à l'intérieur du contour au-delà duquel aucune armature de poinçonnement n'est plus requise, entre l'aire chargée ou le poteau support jusqu'à la distance k_d à l'intérieur du contour à partir duquel les armatures d'effort tranchant ne sont plus exigées.

Il convient de prévoir au moins deux cours périphériques de cadres ou étriers, espacés au maximum de $0,75d$ (figure 10.3). Il convient que l'espacement des cadres ou étriers le long d'un contour **ne soit pas supérieur à $1,5d$** , quand celui-ci est à l'intérieur du contour de contrôle de référence (situés à moins de $2d$ de l'aire chargée).



- [A] – contour de contrôle extérieur nécessitant des armatures de poinçonnement
- [B] – premier contour au-delà duquel les armatures de poinçonnement ne sont plus nécessaires

Figure 10.3

À l'extérieur du premier contour où les cadres ou étriers sont nécessaires à la résistance l'effort tranchant, il convient que leur espacement le long de tout contour objet de la vérification **ne soit pas supérieur à $2d$** .

Lorsque des barres relevées sont placées comme indiqué sur la figure 10.4, une seule file périphérique de cadres ou d'étriers est suffisante.

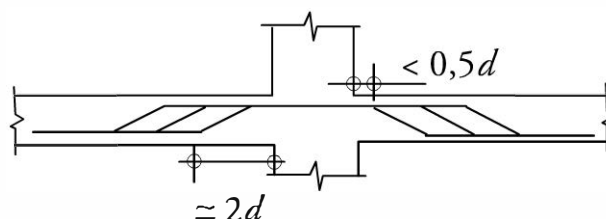


Figure 10.4

L'espacement des cadres ou étriers le long d'un contour n'est pas **supérieur à $1,5d$** .

11

Comportement au feu

11.1 Généralités

L'EN 1992-1-2, ou Eurocode 2 Partie 1-2, décrit les principes, les exigences et les règles de calcul des structures de bâtiments exposés au feu, y compris les aspects suivants :

11.1.1 Exigences de sécurité

Les objectifs généraux de la protection contre l'incendie sont de limiter les risques auxquels sont exposés en cas d'incendie les personnes, les biens avoisinants et, lorsque cela est exigé, l'environnement ou les biens directement exposés.

L'exigence essentielle pour la limitation des risques d'incendie est que l'ouvrage doit être conçu et construit de manière que, en cas d'incendie :

- ▶ la stabilité des éléments porteurs de l'ouvrage puisse être présumée pendant une durée déterminée,
- ▶ l'apparition et la propagation du feu et de la fumée à l'intérieur de l'ouvrage soient limitées,
- ▶ l'extension du feu à des ouvrages voisins soit limitée,
- ▶ les occupants puissent quitter l'ouvrage indemnes ou être secourus d'une autre manière,
- ▶ la sécurité des équipes de secours soit prise en considération.

L'exigence essentielle peut être respectée en suivant différentes possibilités de stratégie de sécurité incendie en vigueur qui comprennent des mesures de protection contre l'incendie passives ou actives.

Les parties consacrées aux incendies dans les Eurocodes structuraux traitent des aspects spécifiques de la protection incendie passive en termes de dimensionnement de structures et de parties de structures en vue d'assurer une capacité portante adéquate et de limiter la propagation du feu si cela est nécessaire.

11.1.2 Critères de vérification

Pour l'exposition au feu normalisé, les éléments doivent être conformes, selon qu'il s'agit d'éléments porteurs ou séparateurs, aux critères suivants :

- ▶ critère R : la fonction porteuse est maintenue pendant la durée requise d'exposition au feu ;
- ▶ critère E : l'étanchéité au feu est maintenue pendant la durée requise d'exposition au feu ;
- ▶ critère I : l'isolation est maintenue pendant la durée requise d'exposition au feu.

Le critère I est considéré comme satisfait si l'augmentation de température moyenne sur la totalité de la surface non exposée n'excède pas 140 K et l'augmentation maximale de la température en tout point de la surface n'excède pas 180 K.

11.1.3 Méthodes de vérification

Pour vérifier les exigences en matière de résistance au feu normalisé, une analyse par éléments est suffisante.

Autrement dit, il n'est pas nécessaire de procéder à une analyse de parties de structure, prenant en compte les actions indirectes du feu dans le sous-ensemble, ni à une analyse globale de la structure complète, prenant en compte les actions indirectes du feu nécessite l'emploi d'un modèle de calcul avancé, dont les principes sont indiqués par la clause 4.3.1(1).

L'analyse par élément, dans laquelle chaque élément étant considéré individuellement, ne prend pas en compte les actions indirectes du feu, à l'exception du gradient thermique. Cette analyse peut être basée sur les valeurs tabulées (fondées sur des essais ou des modèles de calcul avancés) qui peuvent être utilisées dans les limites de validité spécifiées, ou sur des méthodes simplifiées.

11.2 Valeurs tabulées

11.2.1 Domaine d'application

L'utilisation des valeurs tabulées se réfère à l'analyse par éléments et dispense de vérifications complémentaires concernant la capacité résistante à la torsion, à l'effort tranchant, l'ancrage des armatures et l'éclatement, à l'exception des armatures de peau.

11.2.2 Poteaux

■ Méthode A

La méthode A, qui fixe les valeurs minimales de la largeur ou du diamètre b du poteau et de la distance au parement de l'axe des armatures principales, est applicable sous réserve que :

- ▶ La longueur efficace du poteau $\ell_{0,fi} \leq 3,00$ m.

La longueur efficace d'un poteau en conditions d'incendie $\ell_{0,fi}$ peut être estimée égale à ℓ_0 à température normale dans tous les cas. Pour les structures de bâtiment contreventées pour lesquelles l'exposition au feu normalisé est supérieure à 30 min, la longueur efficace $\ell_{0,fi}$ peut être prise égale à $0,5\ell$ pour les étages intermédiaires et $0,5\ell \leq \ell_{0,fi} \leq 0,7\ell$ pour l'étage supérieur, expression dans laquelle ℓ est la longueur réelle entre axes du poteau.

- ▶ L'excentricité du premier ordre en conditions d'incendie : $e = \frac{M_{0Ed,fi}}{N_{0Ed,fi}} \leq e_{max} = 0,15h$.

L'excentricité du premier ordre en conditions d'incendie peut être estimée égale à celle du calcul à température normale.

- La quantité d'armatures $A_s < 0,04A_c$.

Le niveau de chargement de calcul en condition d'incendie est donné par :

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}}$$

$N_{Ed,fi}$ est la charge axiale de calcul en situation d'incendie, N_{Rd} est la résistance de calcul du poteau à température normale. Le facteur de réduction η_{fi} défini ci-après dans les méthodes simplifiées peut-être utilisé à la place de μ_{fi} .

Les dimensions b et distances a à respecter pour un poteau exposé sur plus d'un côté sont :

Valeurs minimales de b/a	R 30	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
$\mu_{fi} = 0,2$	200/25	200/25	200/31 300/25	250/40 350/35	350/45*	350/61*
$\mu_{fi} = 0,5$	200/25	200/36 300/31	300/45 400/38	350/45* 450/40*	350/63*	450/75*
$\mu_{fi} = 0,7$	200/32 300/27	250/46 350/40	350/53 450/40*	350/57* 450/51*	450/70*	—

(*) avec un minimum de 8 barres

■ Méthode B

La méthode B, qui fixe les valeurs minimales de la largeur ou du diamètre b du poteau et de la distance au parement de l'axe des armatures principales, est applicable sous réserve que :

- L'élancement du poteau $\lambda_{fi} \leq 30$, ce qui couvre la majorité des poteaux dans les bâtiments normaux.

L'élancement du poteau en conditions d'incendie peut être estimé égal à l'élancement à température normale dans tous les cas. Pour les structures de bâtiment contreventées pour lesquelles l'exposition au feu normalisé est supérieure à 30 min, la longueur efficace $\ell_{0,fi}$ peut être prise égale à $0,5\ell$ pour les étages intermédiaires et $0,5\ell \leq \ell_{0,fi} \leq 0,7\ell$ pour l'étage supérieur, expression dans laquelle ℓ est la longueur réelle entre axes du poteau.

► L'excentricité du premier ordre en conditions d'incendie :

$$e = \frac{M_{0Ed,fi}}{N_{0Ed,fi}} \leq 0,25b, \text{ limité à } 100 \text{ mm.}$$

Le niveau de chargement de calcul à température normale est donné par :

$$n = \frac{N_{0Ed,fi}}{0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})}$$

$N_{0Ed,fi}$ peut être pris égal à $0,7N_{0Ed}$. Le ratio mécanique d'armatures à température normale est $\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$.

Les dimensions b et distances a à respecter pour un poteau exposé sur plus d'un côté sont :

Valeurs minimales de b/a	R 30	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
$n = 0,15$						
$\omega = 0,100$	150/25*	150/30:200/25*	200/40:250/25*	250/50:350/25*	400/50:500/25*	500/60:550/25*
$\omega = 0,500$	150/25*	150/25*	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:450/25*	450/45:500/25*
$\omega = 1,000$	150/25*	150/25*	200/25*	200/40:250/25*	300/35:400/25*	400/45:500/25*
$n = 0,30$						
$\omega = 0,100$	150/25*	200/40:300/25*	300/40:400/25*	400/50:550/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
$\omega = 0,500$	150/25*	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	550/55:600/25*
$\omega = 1,000$	150/25*	150/30:200/25*	200/40:300/25*	250/50:400/25*	450/50:550/25*	500/40:600/30
$n = 0,50$						
$\omega = 0,100$	200/30:250/25*	300/40:500/25*	500/50:550/25*	550/25*	550/60:600/30	600/75
$\omega = 0,500$	150/25*	250/35:350/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25	500/60:600/50	600/70
$\omega = 1,000$	150/25*	200/40:400/25*	250/40:550/25*	450/45:600/30	500/60:600/45	600/60
$n = 0,70$						
$\omega = 0,100$	300/30:350/25*	500/25*	550/40:600/25*	550/60:600/45	(1)	(1)
$\omega = 0,500$	200/30:250/25*	350/40:550/25*	500/50:600/40	500/60:600/50	600/75	(1)
$\omega = 1,000$	200/30:300/25*	300/50:600/30	500/50:600/45	600/60	(1)	(1)

(*) L'enrobage exigé par l'Eurocode 2 Partie 1-1 est normalement déterminant.

(1) Une largeur supérieure à 600 mm est exigée et une évaluation particulière concernant le flambement est nécessaire.

■ Annexe C

L'Annexe C de l'Eurocode 2 Partie 1-2 fournit des valeurs tabulées pour des élancements supérieurs.

11.2.3 Voiles

■ Voiles non porteurs

Les critères E et I peuvent être considérés comme satisfaits lorsque l'épaisseur minimale des voiles et des dalles est respectée :

Durée d'exposition	EI 30	EI 60	EI 90	EI 120	EI 180	EI 240
Épaisseur minimale	60	80	100	120	150	175

Pour éviter une déformation thermique excessive et les pertes d'étanchéité qui en résulteraient entre le voile et la dalle, il convient que le rapport de la hauteur libre du voile à l'épaisseur du voile n'excède pas 40.

■ Voiles porteurs

En complément du paragraphe précédent, la résistance au feu d'un voile porteur peut être supposée satisfaite si l'épaisseur minimale b du voile, armé ou non, et la distance a sont supérieures aux valeurs minimales :

Valeurs minimales de b/a	R 30	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
$\mu_{fi} = 0,35$						
Un côté exposé	100/10*	110/10*	120/20*	150/25	180/40	230/55
Deux côtés exposés	120/10*	120/10*	140/10*	160/25	200/45	250/55
$\mu_{fi} = 0,70$						
Un côté exposé	120/10*	130/10*	140/25	160/35	210/50	270/60
Deux côtés exposés	120/10*	140/10*	170/25	220/35	270/55	350/60

(*) L'enrobage exigé par l'Eurocode 2 Partie 1-1 est normalement déterminant.

■ Voiles coupe-feu

Lorsqu'un voile coupe-feu doit être conforme aux critères E, I et R, mais aussi à l'exigence de résistance aux chocs (critère M), il convient que l'épaisseur minimale du béton de densité normale soit au moins de :

- ▶ 200 mm pour les voiles en béton non armé ;
- ▶ 140 mm pour les voiles porteurs en béton armé ;
- ▶ 120 mm pour les voiles non porteurs en béton armé.

Et il convient que la distance de l'axe des armatures au parement des voiles non porteurs soit au moins de 25 mm.

11.2.4 Poutres

On se limite ici au cas le plus fréquent des poutres de largeur constante exposées au feu sur 3 côtés.

■ Poutres isostatiques

La résistance au feu des poutres en béton armé sur appuis simples peut être considérée comme satisfaite lorsque la largeur minimale des poutres b et la distance a sont supérieures aux valeurs minimales :

Durée d'exposition	R 30	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
Valeurs minimales de b/a	80/25	120/40	150/55	200/65	240/80	280/90
	120/20	160/35	200/45	240/60	300/70	350/80
	160/15*	200/30	300/40	300/55	400/65	500/75
	200/15*	300/25	400/35	500/50	600/60	700/70

(*) L'enrobage exigé par l'Eurocode 2 Partie 1-1 est normalement déterminant.

■ Poutres continues

La résistance au feu des poutres continues en béton armé peut être considérée comme satisfaite lorsque la largeur minimale des poutres et la distance a sont supérieures aux valeurs minimales.

Les valeurs minimales sont valables si la redistribution des moments fléchissants à température normale n'excède pas 15 %. À défaut les poutres sont considérées comme des poutres sur appuis simples.

Durée d'exposition	R 30	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
Valeurs minimales de b/a	80/15*	120/25	150/35	200/45	240/60	280/75
	160/12*	200/12*	250/25	300/35	400/50	500/60
				450/35	550/50	650/60
				500/30	600/40	700/50

(*) L'enrobage exigé par l'Eurocode 2 Partie 1-1 est normalement déterminant.

Pour les résistances au feu R90 et supérieures, il convient que la section des armatures en chapeau au droit de chaque appui intermédiaire ne soit pas inférieure sur une longueur au moins égale à 0,3 la longueur efficace (la plus grande des deux travées adjacentes) comptée à partir de l'axe de l'appui à :

$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) \left(1 - 2,5 \frac{x}{\ell_{eff}} \right)$$

Il convient, pour des résistances au feu de R120, R180 ou R240, de respecter en outre une largeur minimale, respectivement de 220 mm, 380 mm et 480 mm, au droit de l'appui voisin de rive si l'appui de rive ne présente aucune résistance en flexion et si $V_{Ed} > 2/3 V_{R,max}$.

11.2.5 Dalles

■ Dalles sur appuis simples

Les critères E et I sont considérés comme satisfaits si l'épaisseur de la dalle, compte tenu du revêtement de sol incombustible le cas échéant, est supérieure à l'épaisseur minimale h_s .

La résistance au feu des dalles sur appuis simples peut être considérée comme satisfaite lorsque la distance a est supérieure aux valeurs minimales :

Durée d'exposition	REI 30	REI 60	REI 90	REI 120	REI 180	REI 240
Épaisseur h_s	60	80	100	120	150	175
Distance a						
$\ell_y \leq 1,5 \ell_x$	10*	10*	15*	20	30	40
$1,5 \ell_x \leq \ell_y \leq 2,0 \ell_x$	10*	15*	20	25	40	50
un seul sens porteur	10*	20*	30	40	55	65

(*) L'enrobage exigé par l'Eurocode 2 Partie 1-1 est normalement déterminant.

■ Dalles continues

Pour les dalles continues, on considère dans le tableau ci-après la valeur de h_s et la valeur de la distance a dans le cas $\ell_y \leq 1,5 \ell_x$ pour les dalles unidirectionnelles ou bidirectionnelles.

11.2.6 Planchers-dalles

Les règles suivantes s'appliquent aux planchers-dalles lorsque la redistribution des moments selon la section 2 de l'Eurocode 2 Partie 1-1 n'excède pas 15 %.

Dans les autres cas, il convient de définir les distances des axes d'armatures à la sous-face, comme dans le cas des dalles à un seul sens porteur et de fixer l'épaisseur minimale d'après le tableau ci-dessous.

Pour les degrés de résistance au feu normalisé supérieurs ou égaux à REI 90, il convient qu'au moins 20 % des armatures en chapeau nécessitées par l'Eurocode 2 Partie 1-1 dans chaque direction au droit des appuis intermédiaires, soient continues sur toute la travée. Il convient de placer ces armatures dans la bande de plancher située au droit des poteaux.

L'épaisseur h_s et la distance a , distance de l'axe de l'armature du lit inférieur à la sous-face, doivent respecter les valeurs minimales :

Durée d'exposition	REI 30	REI 60	REI 90	REI 120	REI 180	REI 240
Épaisseur de la dalle h_s	150	180	200	200	200	200
Distance a	10*	15*	25	35	45	50

(*) L'enrobage exigé par l'Eurocode 2 Partie 1-1 est normalement déterminant.

11.3 Méthodes simplifiées

11.3.1 Principe de vérification

Pour la durée d'exposition au feu considérée t , il doit être vérifié que :

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi}$$

où :

- ▶ $E_{d,fi}$ est la valeur de calcul de l'effet des actions en situation d'incendie incluant les effets des dilatations et déformations thermiques ;
- ▶ $R_{d,t,fi}$ est la résistance de calcul correspondante en situation d'incendie.

La résistance de calcul est déterminée par la méthode de l'isotherme 500 °C, la méthode de division en zones ou encore par la méthode fondée sur l'estimation de la courbure pour les poteaux influencés par les effets du second ordre en condition d'incendie (Annexe B3).

L'application numérique de la méthode de l'annexe B3 fait l'objet des tableaux de l'annexe C.

11.3.2 Effets des actions

Il convient de déterminer l'effet des actions au temps $t = 0$ en utilisant les facteurs $\psi_{1,1}$ ou $\psi_{1,2}$ conformément à l'EN 1991-1-2 section 4.

À titre de simplification, les effets des actions peuvent être obtenus à partir d'une analyse structurale à température normale comme suit :

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d$$

où :

- ▶ E_d est la valeur de calcul des sollicitations à température normale sous combinaison fondamentale ;
- ▶ η_{fi} est le facteur de réduction du niveau de chargement en situation d'incendie, avec :

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}}$$

À titre de simplification, on peut utiliser la valeur $\eta_{fi} = 0,7$.

Seuls les effets des déformations thermiques dues aux gradient thermiques sur la section droite sont à prendre en compte. Les effets des dilatations thermiques axiales ou dans le plan peuvent être négligés.

Les conditions d'appuis et les conditions aux limites des éléments à température normale à $t = 0$ sont supposées inchangées pendant toute la durée d'exposition au feu.

11.3.3 Propriétés des matériaux

■ Résistance à la compression du béton

Le diagramme contrainte-déformation du béton à la température θ est défini par la courbe :

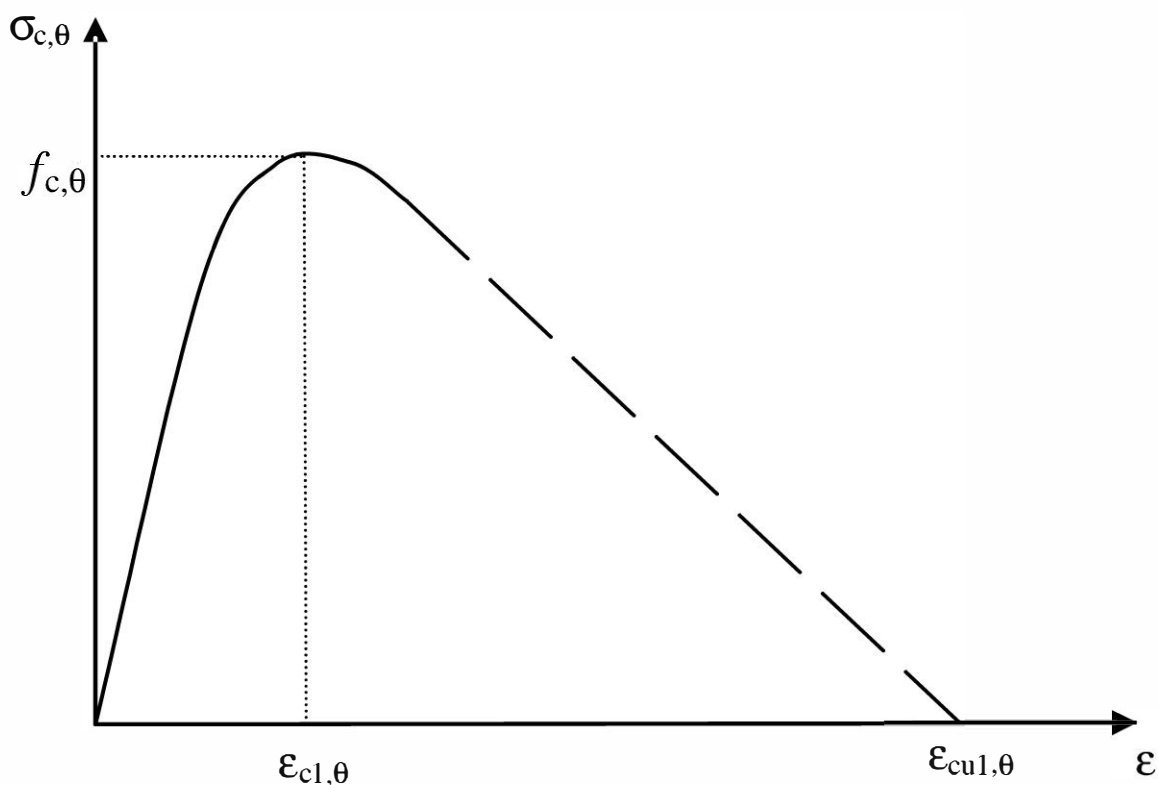


Figure 11.1

Valeurs des paramètres en fonction de la température

température θ	$f_{c,\theta}/f_{ck}$ (1)	$f_{c,\theta}/f_{ck}$ (2)	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
20	1,00	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,15	0,0250	0,0425
1 000	0,04	0,06	0,0250	0,0450
1 100	0,01	0,02	0,0250	0,0475
1 200	0,00	0,00		

(1) granulats siliceux ; (2) granulats calcaires

L'expression mathématique de la courbe pour la partie ascendante de la courbe est :

$$\sigma_{c,\theta} = \frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$$

■ Résistance à la traction du béton

La réduction de la résistance à la traction caractéristique du béton est donnée par le facteur $k_{c,t}(\theta)$:

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) f_{ck,t}$$

En l'absence d'informations plus précises, il convient d'utiliser les valeurs de $k_{c,t}(\theta)$ suivantes :

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 \quad \text{pour } 20\text{ °C} \leq \theta \leq 100\text{ °C}$$

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 - \frac{\theta - 100}{500} \quad \text{pour } 100\text{ °C} \leq \theta \leq 600\text{ °C}$$

■ Acier

Le diagramme contrainte-déformation de l'acier à la température θ est défini par la courbe ci-dessous, qui comporte 3 parties linéaires et une partie non linéaire :

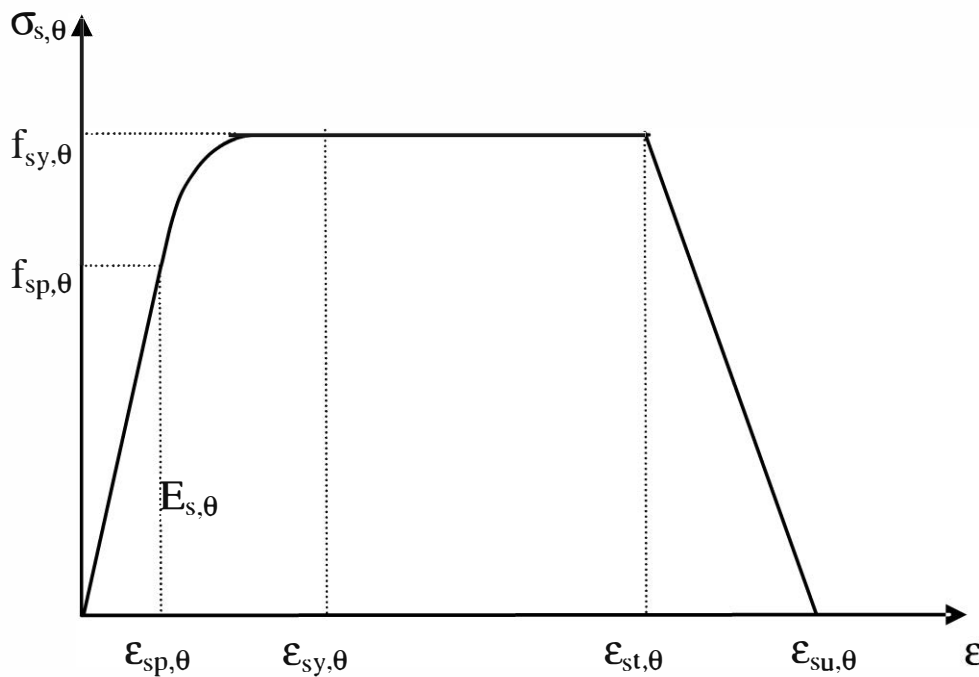


Figure 11.2

Les valeurs des allongements relatifs limites entre les différentes parties de la courbe sont :

- $\varepsilon_{sp,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{E_{s,\theta}}$
- $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02 = 20\text{ ‰}$
- $\varepsilon_{st,\theta} = 0,15 = 150\text{ ‰}$
- $\varepsilon_{su,\theta} = 0,20 = 200\text{ ‰}$

L'équation de la partie non linéaire est donnée par :

$$\sigma_{y,\theta} = f_{sp,\theta} - c + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2}$$

avec :

$$\blacktriangleright a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \left(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right)$$

$$\blacktriangleright b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2$$

$$\blacktriangleright c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$$

Le coefficient de réduction $k_s(\theta)$ des caractéristiques des armatures de classe N tendues dont l'allongement $\varepsilon_{s,fi} \geq 20 \text{ ‰}$ est :

température θ	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$ (1)	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$ (2)	$f_{sp,\theta}/f_{yk}$ (1)	$f_{sp,\theta}/f_{yk}$ (2)	$E_{s,\theta}/E_s$ (1)	$E_{s,\theta}/E_s$ (2)
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1 000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1 100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(1) laminé à chaud ; (2) laminé à froid

Le coefficient de réduction $k_s(\theta)$ de la résistance caractéristique des armatures de la classe N comprimées des poteaux, des dalles ou des poutres ou

tendues dont l'allongement $\varepsilon_{s,fi} < 20 \text{ ‰}$ est :

température θ	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$
20	1,00
100	1,00
400	0,70
500	0,57
700	0,10
1 200	0,00

11.3.4 Distribution de température [Annexe A]

L'Annexe A fournit les distributions de température dans les dalles, ou les voiles exposés d'un seul côté, les poutres et les poteaux, dont quelques exemples sont reproduits ci-dessous :

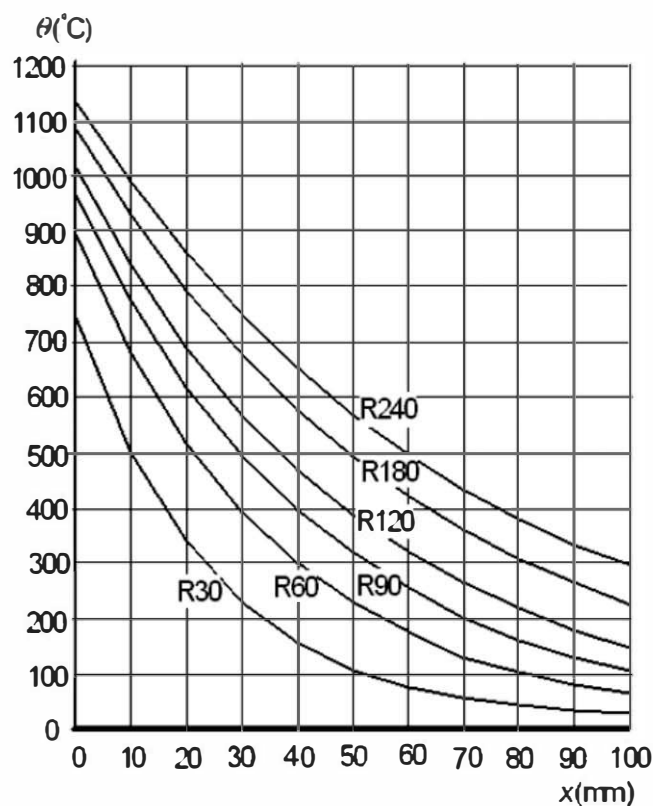
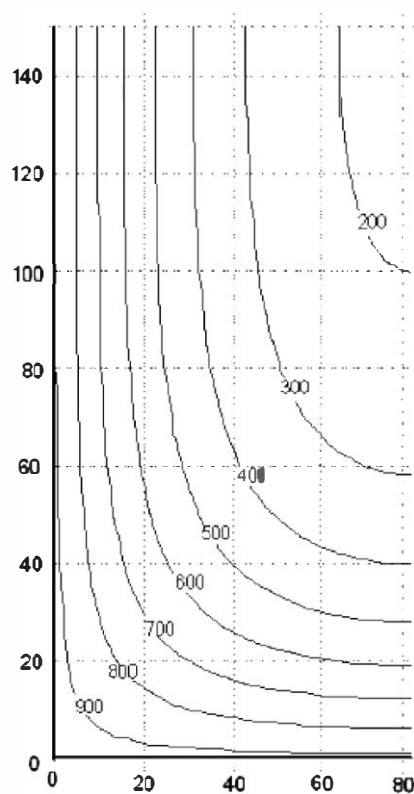
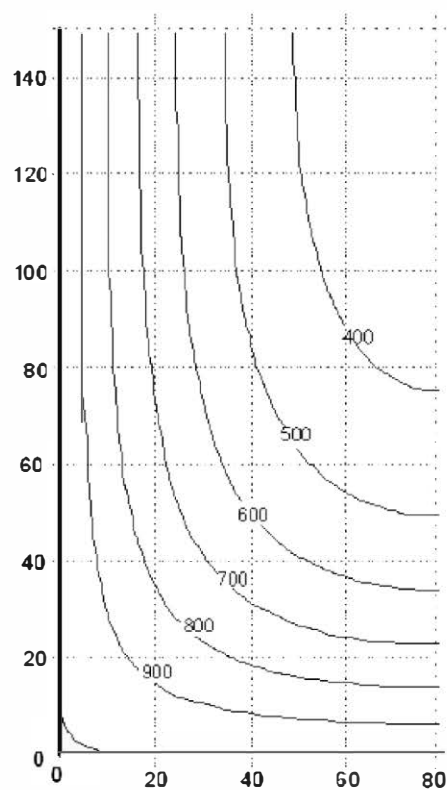


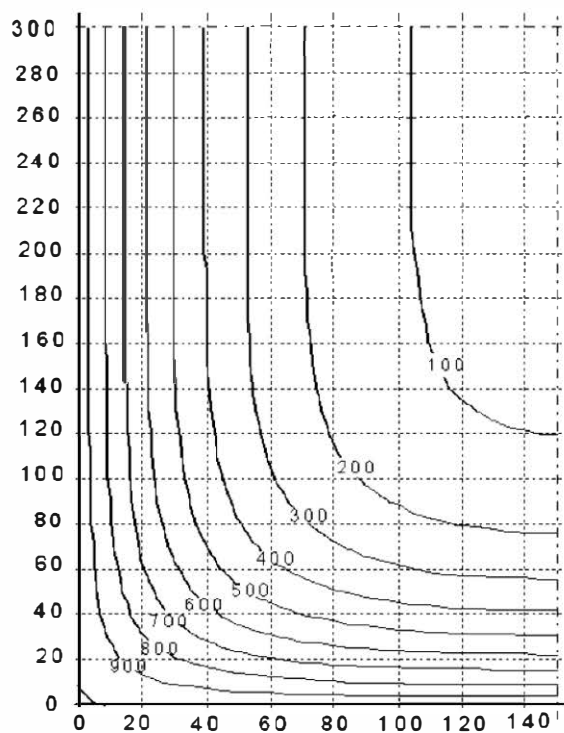
Figure 11.3 Distribution de la température dans une dalle de 200 mm d'épaisseur



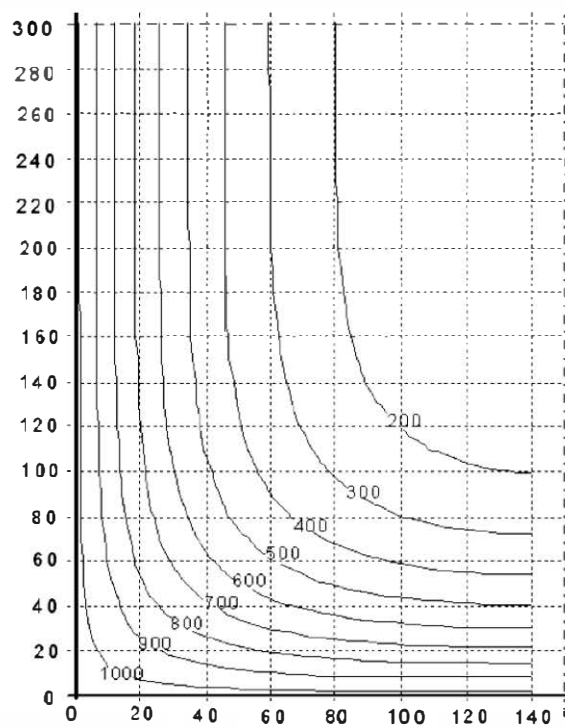
Poutre 300x160 - R60



Poutre 300x160 - R90

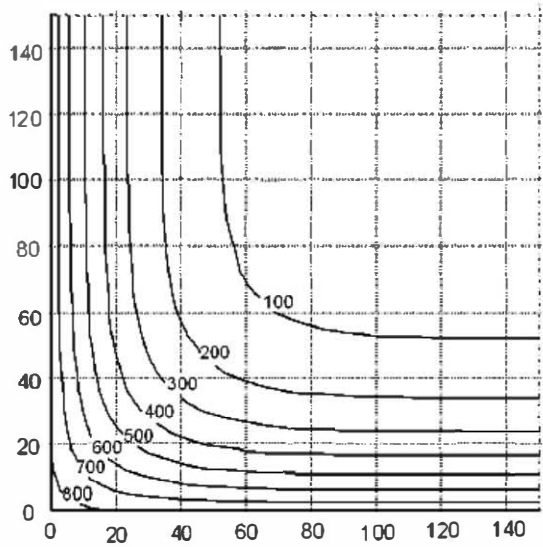


Poutre 600x300 - R90

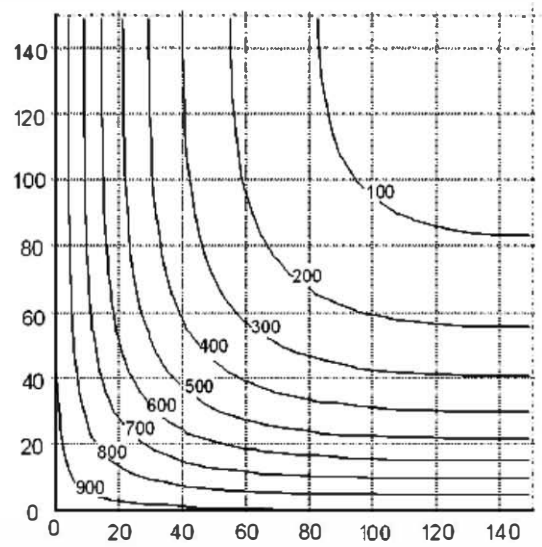


Poutre 600x300 - R120

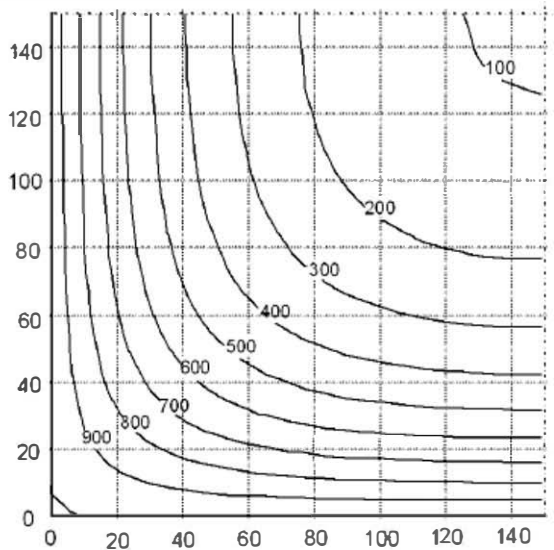
Figure 11.3 suite



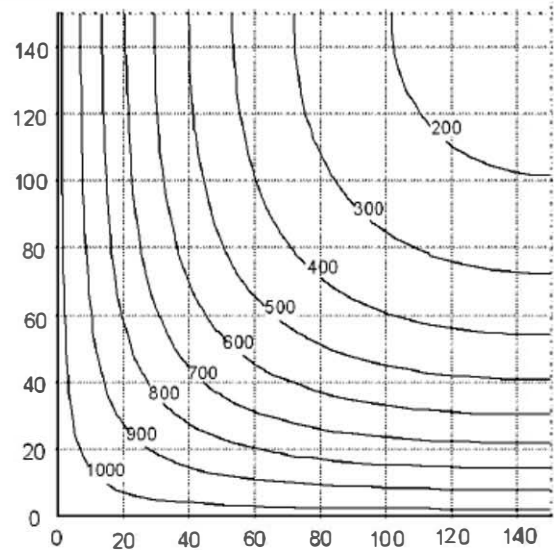
Poteau 300x300 - R30



Poteau 300x300 - R60



Poteau 300x300 - R90



Poteau 300x300 - R120

Figure 11.3 suite

11.3.5 Méthode de l'isotherme 500 °C [Annexe B1]

■ Domaine d'application et principe

La méthode de l'isotherme 500 °C est applicable aux sections rectangulaires ou en té, dont la largeur est supérieure à la largeur minimale, fonction de la durée d'exposition au feu :

Durée d'exposition au feu	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
Largeur minimale de la section (mm)	90	120	160	200	280

Le principe de la méthode consiste à déterminer une section de béton réduite par déduction de la zone endommagée par la chaleur le long des surfaces exposées au feu et à tenir compte de la réduction de la résistance des armatures due à la température.

Le principe est applicable aux sections de dalles, de poutres et de poteaux, exposés sur une, deux, trois ou quatre faces.

■ Section de béton réduite

On définit une section réduite en négligeant le béton endommagé, c'est-à-dire à une température supérieure à 500 °C, dont la forme théorique est celle de l'isotherme 500 °C.

On peut remplacer la forme théorique de l'isotherme 500 °C par une section réduite de forme rectangulaire ou en té, en approchant les angles arrondis de l'isotherme 500 °C par des angles droits, définie de la façon suivante (figure 11.4) :

- la largeur b_{fi} de la section est prise constante et égale à la largeur définie par l'isotherme 500 °C dans la zone comprimée ;
- la hauteur utile d_{fi} des aciers supérieurs est comptée à partir du côté opposé de la section réduite ;
- la hauteur utile d_{fi} des aciers inférieurs n'est pas modifiée par rapport à la géométrie de la section réelle.

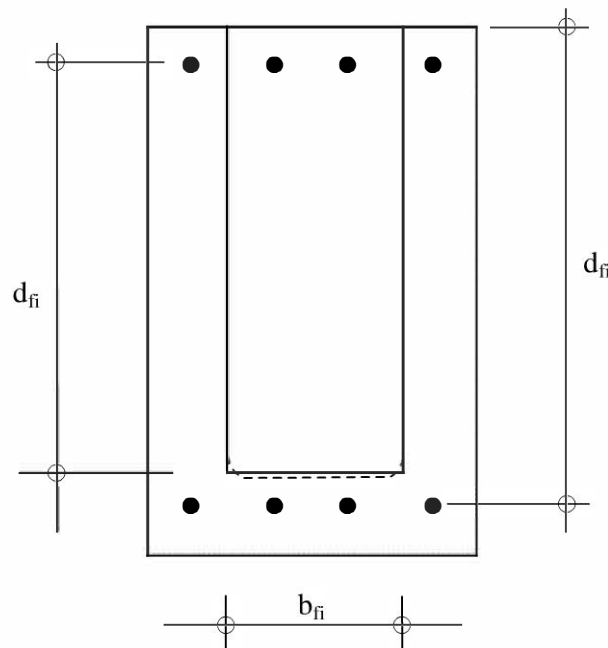


Figure 11.4

■ Section d'armatures

On détermine la température de chacune des armatures tendues ou comprimées à partir des distributions de température données dans l'Annexe A.

La résistance moyenne $k(\varphi) f_{sd,fi}$ d'un ensemble d'armatures peut être calculée par :

$$k(\varphi) f_{sd,fi} = \frac{\sum [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\sum A_i}$$

La distance du centre de gravité de l'ensemble des armatures au parement de la section droite réelle est calculée par :

$$a = \frac{\sum [a_i k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\sum [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}$$

■ Moment résistant

Le moment résistant de la section droite est calculé conformément à l'Eurocode 2 Partie 1-1, en considérant :

- ▶ la contrainte de compression du béton en situation d'incendie à température normale $f_{c\alpha,fi}(20) = \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}}$ appliquée à la largeur b_{fi} ;
- ▶ la résistance de calcul des armatures tendues et comprimées déterminée précédemment appliquées aux section d'armatures réelles, qu'elles soient à l'intérieur ou à l'extérieur de la section réduite ;
- ▶ la position du centre de gravité de chacun des ensembles des armatures tendues et comprimées pour déterminer les hauteurs utiles respectives.

11.3.6 Méthode de division en zones [Annexe B2]

■ Domaine d'application et principe

La méthode de division en zones est une alternative plus précise à la méthode de l'isotherme 500 °C.

L'objet de la méthode est de définir :

- ▶ l'épaisseur a_z de béton endommagé pour en déduire la section réduite ;
- ▶ le facteur de réduction moyen $k_c(\theta_M)$ de la résistance à la compression de la section réduite.

Lorsque la section droite réduite et la résistance du béton pour la situation d'incendie sont définis, le calcul au feu suit la procédure du calcul à froid similaire à celle de la méthode de l'isotherme 500 °C.

■ Voile équivalent

On détermine dans un premier temps les valeurs a_z et $k_c(\theta_M)$ pour un voile équivalent de même largeur que celle de l'élément considéré. Cette largeur est considérée égale à $2w$ lorsque le voile est exposé au feu sur les deux côtés et égale à w lorsque le voile est exposé sur un seul côté.

- ▶ On divise la largeur w en n zones parallèles d'épaisseurs égales ($n \geq 3$) ;
- ▶ On détermine la température θ_i à mi-épaisseur de chaque zone et le facteur de réduction correspondant $k_c(\theta_i)$;
- ▶ On détermine la température θ_M au point M à la distance w de la surface exposée et le facteur de réduction correspondant $k_c(\theta_M)$;
- ▶ On détermine le facteur de réduction moyen $k_{c,m}$ par la formule :

$$k_{c,m} = \frac{1 - \frac{0,2}{n}}{n} \sum k_c(\theta_i)$$

- ▶ On détermine la largeur de la zone endommagée a_z par la formule :

$a_z = w \left(1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right)$	pour les poutres, dalles ou les éléments soumis à un cisaillement
$a_z = w \left(1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right)^{1,3} \right)$	pour les poteaux, voiles ou les éléments soumis aux effets du second ordre

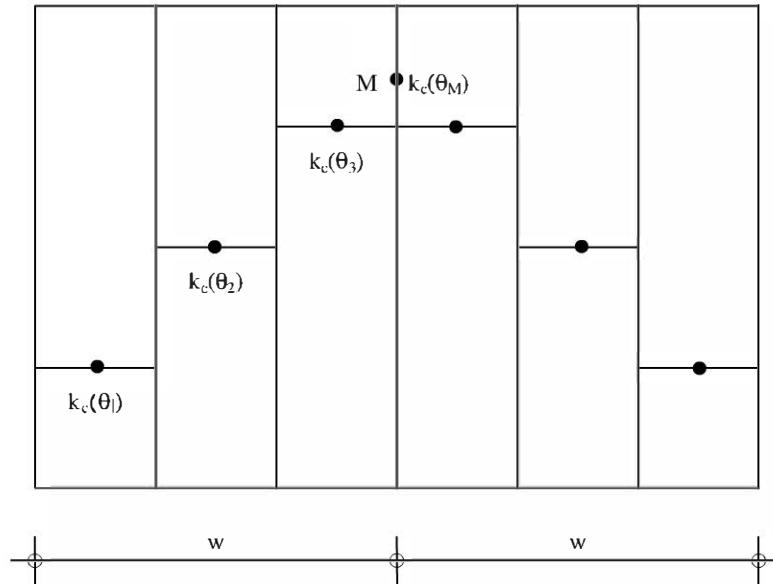


Figure 11.5

■ Section réduite

La section réduite est construite à partir de la section réelle en déduisant l'épaisseur endommagée a_z déterminée pour le voile équivalent de référence sur les faces exposées, ainsi que sur les faces d'extrémité perpendiculaires.

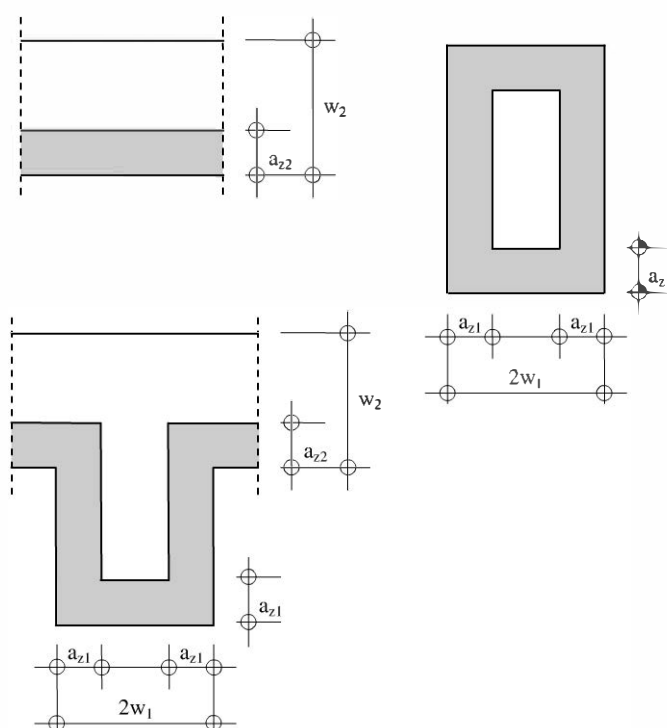


Figure 11.6

11.4 Effort tranchant, torsion et ancrage des armatures [4.4]

11.4.1 Valeurs tabulées

Lorsque les dimensions minimales données dans les valeurs tabulées sont respectées, il n'est pas nécessaire d'effectuer d'autres vérifications vis-à-vis de l'effort tranchant, de la torsion et de l'ancrage des armatures.

11.4.2 Méthodes simplifiées

■ Règles générales

Lorsque la méthode de calcul simplifiée est utilisée, l'Eurocode 2 Partie 1-1 peut être directement appliquée à la section droite réduite.

Si aucune armature d'effort tranchant n'est prévue ou si la résistance à l'effort tranchant repose essentiellement sur la résistance à la traction réduite du béton, le comportement réel à l'effort tranchant aux températures élevées doit être pris en compte.

En l'absence d'informations plus précises sur la réduction de la résistance à la traction du béton, les valeurs de $k_{c,t}(\theta)$ peuvent être appliquées.

Lorsque la méthode de calcul simplifiée est utilisée, pour les éléments pour lesquels la résistance à l'effort tranchant dépend de la résistance à la traction, il convient d'être particulièrement attentif lorsque des distributions de température non linéaires entraînent des contraintes de traction (par exemple, dalles creuses, poutres épaisses). Il convient de tenir compte d'une réduction de la résistance à l'effort tranchant compte tenu de ces contraintes de traction supplémentaires.

■ Évaluation de la résistance à l'effort tranchant

- ▶ Calculer la géométrie réduite de la section droite selon la méthode de l'Annexe B1 ou B2.
- ▶ Déterminer la résistance à la compression résiduelle du béton selon la méthode utilisée ($f_{cd,f} = f_{cd,fi}(20)$ à l'intérieur de l'isotherme à 500 °C, respectivement $f_{cd,fi} = k_c(\theta_M) f_{cd,fi}(20)$ pour la méthode B2).
- ▶ Déterminer la résistance à la traction résiduelle du béton selon la méthode utilisée (résistance totale $f_{ctd,fi} = f_{ctd,fi}(20)$ à l'intérieur de l'isotherme à 500 °C, respectivement $f_{ctd,fi} = k_{c,t}(\theta_M) f_{ctd,fi}(20)$ pour la méthode B2).
- ▶ Déterminer l'aire de la surface effective de béton tendu (voir l'Eurocode 2 Partie 1-1, section 7) délimitée en partie supérieure par la section a-a et la température de référence θ_P dans les armatures transversales comme la température au point P, intersection de la section a-a avec les armatures transversales, comme figuré ci-dessous :

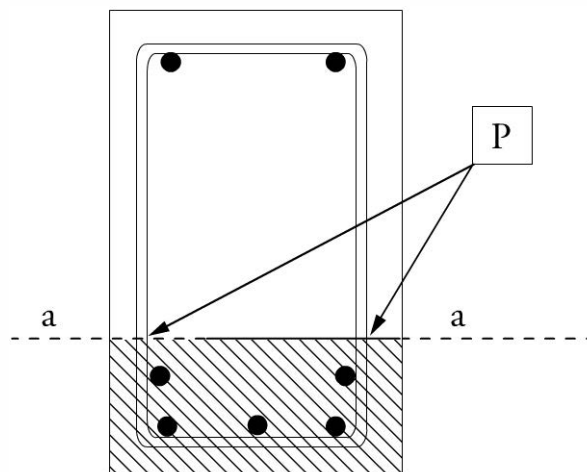


Figure 11.7

- ▶ Il convient de déterminer la réduction de la résistance de calcul de l'acier dans les armatures transversales par rapport à la température de référence $f_{sd,fi} = k_s(\theta_P) f_{sd}(20)$.
- ▶ Les méthodes utilisées pour le calcul et la vérification à l'effort tranchant indiquées dans l'Eurocode 2 Partie 1-1, peuvent être directement appliquées à la section droite réduite en utilisant la résistance réduite de l'acier et du béton comme indiqué ci-dessus.

■ Évaluation de la résistance à la torsion

- ▶ Calculer la géométrie réduite de la section droite selon la méthode de l'Annexe B1 ou B2.
- ▶ Déterminer la résistance à la compression résiduelle du béton selon la méthode utilisée ($f_{cd,f} = f_{cd,fi}(20)$ à l'intérieur de l'isotherme à 500 °C, respectivement $f_{cd,fi} = k_c(\theta_M) f_{cd,fi}(20)$ pour la méthode B2).
- ▶ Déterminer la résistance à la traction résiduelle du béton selon la méthode utilisée (résistance totale $f_{ctd,fi} = f_{ctd,fi}(20)$ à l'intérieur de l'isotherme à 500 °C, respectivement $f_{ctd,fi} = k_{c,t}(\theta_M) f_{ctd,fi}(20)$ pour la méthode B2).
- ▶ Déterminer la température de référence θ_P dans les armatures transversales.
- ▶ Déterminer la réduction de la résistance de calcul de l'acier dans les armatures transversales par rapport à la température de référence $f_{sd,fi} = k_s(\theta_P) f_{sd}(20)$.
- ▶ Les méthodes utilisées pour le calcul et la vérification de la résistance à la torsion indiquées dans l'Eurocode 2 Partie 1-1, peuvent être directement appliquées à la section droite réduite en utilisant la résistance réduite de l'acier et du béton comme indiqué ci-dessus.

11.5 Éclatement [4.5]

Les éclatements doivent être évités par des mesures appropriées. À défaut, l'incidence des éclatements doit être prise en compte.

11.5.1 Éclatement explosif

■ Teneur en eau du béton inférieure à 3 %

L'éclatement explosif est improbable lorsque la teneur en eau du béton est inférieure à 3 % du poids.

Il peut être supposé que lorsque les éléments sont conçus pour une classe d'exposition X0 et XC1, la teneur en eau de cet élément est inférieure à k % du poids avec $2,5 \leq k \leq 3,0$.

Lorsque les valeurs tabulées sont utilisées, il n'est pas nécessaire d'effectuer d'autres vérifications pour le béton de densité normale.

Les mesures propres à éviter la chute du béton sont applicables.

■ Teneur en eau du béton supérieure à 3 %

Pour les poutres, les dalles et les éléments tendus, si la teneur en eau du béton est supérieure à 3 % du poids, l'influence de l'éclatement explosif sur la fonction porteuse R peut être évaluée en supposant une perte locale d'enrobage sur une armature de béton armé ou un paquet d'armatures dans la section droite puis en vérifiant la capacité portante réduite de la section.

Pour cette vérification, la température des autres armatures de béton armé peut être supposée identique à celle d'une section sans éclatement. Cette vérification n'est pas nécessaire pour les éléments structuraux dont le comportement correct vis-à-vis de l'éclatement explosif a été vérifié expérimentalement ou sur lesquels une protection complémentaire est appliquée et validée par des essais.

Lorsque le nombre de barres est suffisant, il peut être supposé qu'une redistribution acceptable des contraintes est possible sans perte de résistance mécanique (R). Ceci inclut :

- ▶ les dalles pleines contenant des armatures régulièrement réparties,
- ▶ les poutres d'une largeur supérieure à 400 mm et contenant plus de 8 barres dans la zone tendue.

11.5.2 Chute de béton

Lorsque la distance de l'axe de l'armature au parement est supérieure ou égale à 70 mm, il convient de mettre en place un treillis de peau.

Il convient que ce treillis ait une maille inférieure ou égale à 100 mm et un diamètre supérieur ou égal à 4 mm.

11.6 Jonctions [4.7]

S'agissant du critère I, il convient que la largeur des vides des jonctions n'excède pas la limite de 20 mm et que leur profondeur ne dépasse pas la moitié de l'épaisseur minimale d fixée pour l'application des méthodes simplifiées.

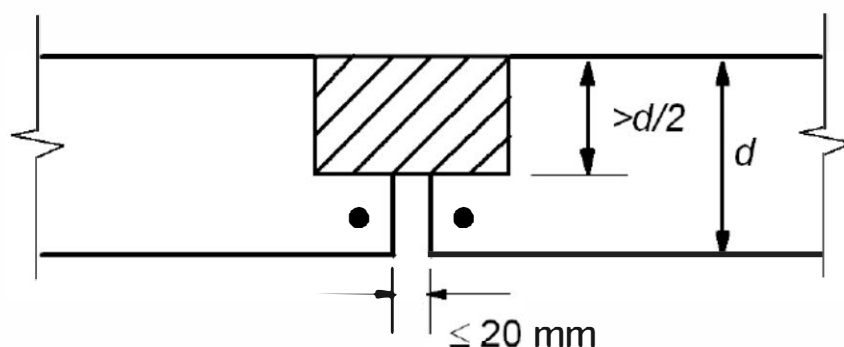


Figure 11.8

11.7 Revêtements de protection [4.7]

La résistance au feu requise peut également être obtenue par l'application de revêtements de protection.

12

Fondations superficielles

12.1 Domaine d'application

12.1.1 Règlementation

L'application de la norme NF EN 1997-1 au calcul des fondations ne peut se faire qu'en s'appuyant sur le texte lui-même, sur son Annexe nationale et sur des normes nationales complémentaires.

À la date de janvier 2008, la Note d'information du SÉTRA – Ouvrages d'art n° 30, précise que dans l'attente de la parution des normes nationales complémentaires, il convient à titre provisoire d'utiliser les règles du fascicule 62, Titre V du CCTG.

12.1.2 Hauteur d'encastrement équivalente

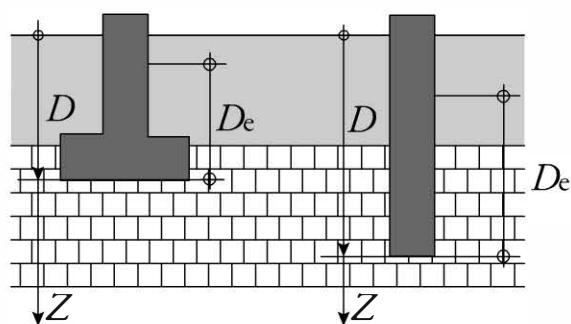


Figure 12.1

La hauteur d'encastrement équivalente D_e est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte des caractéristiques des sols de couverture généralement plus faibles que celles du sol porteur. La hauteur D_e est une fraction, en général inférieure à 1, de la hauteur D

contenue dans le sol. La hauteur D_e est égale à D dans le cas d'un sol homogène de caractéristiques uniformes. Elle est définie conventionnellement selon les points suivants.

■ Définition à partir d'un essai pressiométrique

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_d^D p_l^*(z) dz$$

où :

- ▶ la pression limite nette équivalente p_{le}^* , pour une fondation superficielle de largeur B , dans le cas d'un sol de caractéristiques homogènes sur une profondeur sous la semelle égale à $1,5B$, est égale à la pression limite $p_l^* \left(D + \frac{2}{3}B \right)$, mesurée sur la droite représentative de la tranche de sol entre D et $D + 1,5B$;
- ▶ $p_l^*(z)$ est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_l^* mesurés ;
- ▶ d est généralement pris égal à zéro, sauf si on ne désire pas tenir compte de couches de très mauvaises caractéristiques en surface.

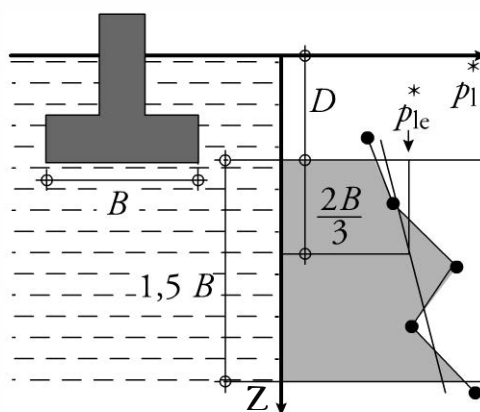


Figure 12.2

■ Définition à partir d'un essai pénétrométrique

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_c(z) dz$$

où la résistance de pointe équivalente q_{ce} , pour une fondation superficielle ou une fondation profonde, dans le cas d'un sol de caractéristiques homogènes sur une profondeur sous la semelle égale à $3a$, est égale à :

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz$$

où :

a = $\min(0,50 \text{ m} ; B/2)$,

b = $\min(a ; h)$,

h hauteur de la fondation contenue dans la formation porteuse,

$q_{cc}(z)$ résistance de pointe corrigée. Elle est obtenue en calculant la valeur moyenne q_{cm} de la résistance de pointe lissée sur la hauteur $b + 3a$ suivant la même formule que ci-dessus, en écrêtant, s'il y a lieu, le diagramme $q_c(z)$ à la valeur $1,3 q_{cm}$,

$q_c(z)$ résistance de pointe lissée donnée à la profondeur z par l'essai pénétrométrique,

d est généralement pris égal à zéro, sauf si on ne désire pas tenir compte de couches de très mauvaises caractéristiques en surface.

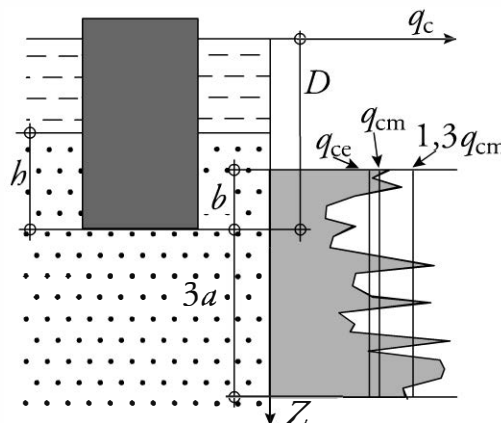


Figure 12.3

12.1.3 Type de fondations

Selon le fascicule 62, Titre V, en règle générale, on peut déterminer le type de fondation en fonction de la hauteur d'encastrement équivalente D_e et de la largeur B , de la façon suivante :

Fondation superficielle	D_e est inférieure à $1,5 \times B$
Fondation semi-profonde	D_e est comprise entre $1,5$ et $5 \times B$
Fondation profonde	D_e est supérieure à $5 \times B$

Les Recommandations professionnelles précisent que les fondations sont classées en deux catégories distinctes, les fondations superficielles et les fondations profondes.

Ainsi, conventionnellement, une fondation est dite profonde si la profondeur d'encastrement dans le sol est supérieure à la plus grande des deux valeurs 3 m et le sixième de son diamètre ou de sa largeur.

12.1.4 Catégories conventionnelles des sols

■ Classification des sols

L'annexe E.1 du fascicule 62 Titre V propose une classification des différents sols commode vis-à-vis du dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard ou du pénétromètre statique.

Le tableau ci-après donne des fourchettes indicatives de la pression limite p_l et de la résistance de pointe q_c pouvant faciliter le classement. Ce classement ne peut se réduire à ce seul critère et doit surtout tenir compte de la nature physique et des propriétés des sols.

Classe de sol			Pressiomètre p_l (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	$< 0,7$	$< 3,0$
	B	Argiles et limons fermes	$1,2 - 2,0$	$3,0 - 6,0$
	C	Argiles très fermes à dures	$> 2,5$	$> 6,0$
Sables, graves	A	Lâches	$< 0,5$	$< 5,0$
	B	Moyennement compacts	$1,0 - 2,0$	$8,0 - 15,0$
	C	Compacts	$> 2,5$	$> 20,0$
Craies	A	Molles	$< 0,7$	$< 5,0$
	B	Altérées	$1,0 - 2,5$	$> 5,0$
	C	Compactes	$> 3,0$	-
Marnes Marno-calcaires	A	Tendres	$1,5 - 4,0$	-
	B	Compactes	$> 4,5$	-
Roches	A	Altérées	$2,5 - 4,0$	-
	B	Fragmentées	$> 4,5$	-

■ Paramètre rhéologique α des sols

L'annexe C.5 du fascicule 62 Titre V propose pour le choix du coefficient α le tableau suivant, en fonction du rapport entre le module pressiométrique Ménard E_M et la pression limite p_l :

	Surconsolidé ou très serré		Normalement consolidé ou serré		Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	
	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α
Tourbe				1		
Argile	> 16	1	9 - 16	2/3	7 - 9	1/2
Limon	> 14	2/3	8 - 14	1/2	5 - 8	1/2
Sable	> 12	1/2	7 - 12	1/3	5 - 7	1/3
Grave	> 10	1/3	6 - 10	1/4		
Rocher	très peu fracturé ou altéré	2/3	normal	1/2	très fracturé	1/3

12.2 Modèle de comportement

12.2.1 Comportement vis-à-vis des charges verticales

■ Contraintes normales appliquées au sol

Dans le cas général, pour des semelles ou des radiers pouvant être considérés comme rigides (cf. § Module de réaction verticale), le diagramme des contraintes normales appliquées au sol est déterminé à partir des hypothèses suivantes :

- ▶ le sol ne travaille pas en traction ;
- ▶ les contraintes sont proportionnelles aux déplacements.

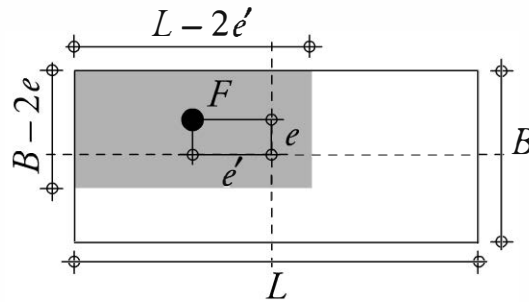


Figure 12.4

Pour les *semelles rectangulaires*, il est loisible d'admettre que les contraintes normales sont uniformes sur une surface réduite, suivant le modèle de Meyerhof. La contrainte sur le sol est de la forme :

$$q' = \frac{F}{(B - 2e)(L - 2e')}$$

■ Contrainte de référence q'_{ref}

La justification des fondations est menée à partir d'une contrainte conventionnelle de référence, notée q'_{ref} . Cette contrainte est définie par :

$$q'_{\text{ref}} = \frac{3q'_{\text{max}} + q'_{\text{min}}}{4}$$

ou égale à q' dans le cas du modèle de Meyerhof.

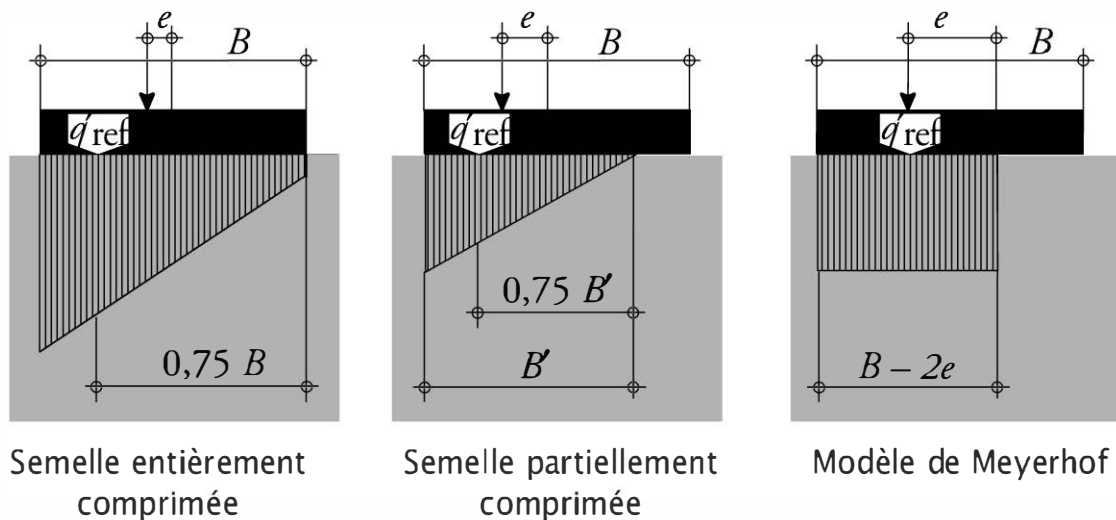


Figure 12.5

■ Contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée

La contrainte de rupture du sol est définie en fonction du type d'essai et du type de sol indiquée ci-dessous.

□ Essais pressiométriques

La contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée, notée q'_u est définie, dans le cas d'essais pressiométriques par :

$$q'_u = k_p p_{le}^* + q'_0$$

où :

- ▶ q'_0 contrainte verticale que l'on obtiendrait dans le sol après travaux au niveau de la fondation, en faisant abstraction de celle-ci ;
- ▶ p_{le}^* pression limite nette équivalente ;
- ▶ k_p facteur de portance, fixé par les expressions du tableau ci-après.

Type de sol	Facteur de portance k_p
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

□ Essais pénétrométriques

La contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée, notée q'_u est définie, dans le cas d'essais pénétrométriques par :

$$q'_u = k_c q_{ce} + q'_0$$

où :

- ▶ q'_0 contrainte verticale que l'on obtiendrait dans le sol après travaux au niveau de la fondation, en faisant abstraction de celle-ci ;
- ▶ q_{ce} résistance de pointe équivalente ;
- ▶ k_c facteur de portance, fixé par les expressions du tableau ci-après.

Type de sol	Facteur de portance k_c
Argiles et limons A	$0,32 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$0,14 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$0,11 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$0,08 \left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B	$0,17 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

■ Module de réaction verticale

L'évaluation du module de réaction sous une fondation superficielle à partir des essais au pressiomètre Ménard peut être faite à partir des règles suivantes, dans le cadre d'un modèle de calcul très simplifié, sous réserve que la rigidité de la semelle dans le sens de sa largeur soit suffisante, et sachant que les déplacements obtenus sont peu représentatifs des déplacements réels.

Le module de réaction, dans le cas d'un sol homogène, sous sollicitations de longue durée, est donné par la formule :

$$\frac{1}{k_v} = \frac{\alpha B}{9E_M} \lambda_c + \frac{2B_0}{9E_M} \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

expression dans laquelle $B_0 = 0,60$ m et B la largeur de la fondation limitée inférieurement, dans la formule, à B_0 .

Les coefficients de forme λ_c et λ_d sont des fonctions du rapport L/B de la semelle :

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Sous sollicitations de courte durée, on retient dans les cas usuels $k_i = 2k_v$.

La condition de rigidité de la semelle se traduit par $B < 2 \sqrt[4]{\frac{h^3 E}{3k}}$, h étant la hauteur de la semelle et E le module d'Young du béton pour une durée d'application des charges homogène avec celle de k .

12.2.2 Comportement vis-à-vis des charges horizontales

Sauf prescription contraire du marché, les charges horizontales sont supposées être intégralement reprises par les forces de frottement s'exerçant à l'interface entre le sol et la fondation.

12.3 Justifications vis-à-vis du sol de fondation

Les ouvrages de fondations doivent être justifiés sous les états-limites suivants.

12.3.1 État limite de portance du sol

Cette vérification doit être faite vis-à-vis des états limites ultimes et vis-à-vis des états limites de service.

■ États limites ultimes de mobilisation de la capacité portante du sol

La position de la résultante doit tenir compte des excentricités additionnelles provenant des effets du second ordre lorsque la structure assise sur la fondation a fait l'objet d'une justification en flexion composée avec un moment complémentaire ou à l'état limite de stabilité de forme.

La justification de l'état limite ultime doit être faite sous l'ensemble des combinaisons fondamentales et accidentelles. On doit vérifier que :

$$q'_{\text{ref}} \leq \frac{1}{2}(q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0$$

où :

$i_{\delta\beta}$ coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la charge et de la géométrie du sol de fondation (sol en pente ou en crête de talus).

Dans le cas d'une fondation sur un sol horizontal, soumise à une charge inclinée et sachant que δ désigne la valeur absolue de l'inclinaison de la résultante par rapport à la verticale, exprimée en degré, le coefficient $i_{\delta\beta}$ a pour valeur :

► dans le cas d'un *sol cohérent*, tel que argile, limon, craie, marne, marno-calcaire et roche, $i_{\delta\beta} = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$;

- dans le cas d'un sol frottant, tel que sable et graves, ce coefficient est égal à :

$$i_{\delta\beta} = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}}\right) + \max \left\{ \left(1 - \frac{\delta}{45}\right); 0 \right\}^2 e^{-\frac{D_e}{B}}$$

Les Recommandations professionnelles précisent que dans le cas de combinaisons d'actions où le vent est action variable de base, la limite de la contrainte est majorée de 33 %.

■ États limites de service de mobilisation de la capacité portante du sol

Pour chaque combinaison rare de l'état limite de service, on doit vérifier que :

$$q'_{\text{ref}} \leq \frac{1}{3}(q'_u - q'_0)i_{\delta\beta} + q'_0$$

12.3.2 État limite ultime de renversement

Sous l'ensemble des combinaisons fondamentales et accidentelles, la surface de sol comprimé sous la fondation doit être au moins égale à 10 % de la surface totale de la fondation.

Des précautions spéciales doivent être prises lorsque l'excentricité de la charge dépasse un tiers de la largeur d'une semelle rectangulaire ou 0,6 fois le rayon d'une semelle circulaire.

Ces précautions portent sur :

- la vérification détaillée des valeurs de calcul des actions ;
- la définition de la position du bord de la fondation en tenant compte des tolérances de la construction, prises égales à 0,10 m, sauf précautions particulières prises pendant la construction.

12.3.3 État limite ultime de glissement

$$H_d < R_a + R_{p,d}$$

Sauf cas particulier, on néglige $R_{p,d}$, qui est la pression des terres en butée.

H_d et V'_d sont les composantes horizontale et verticale de la résultante des efforts sous la fondation déterminée avec la combinaison fondamentale avec :

- ▶ $\gamma_F = 1,0$
- ▶ $R_d = \frac{V'_d \tan \delta_k}{\gamma_{R,h}}$
- ▶ δ_k valeur caractéristique de l'angle de frottement qui peut être pris égal à l'angle de frottement interne à l'état critique φ'_{crit}
- ▶ $\gamma_{R,h}$ coefficient partiel de sécurité égal à 1,1 (tableau A5)

12.3.4 État limite de service de tassement

■ Calcul de tassement

Les calculs de tassement doivent porter sur les tassements immédiats et sur les tassements différés.

Il convient de considérer les trois composantes suivantes du tassement pour les sols partiellement ou totalement saturés :

- ▶ s_0 : tassement immédiat, provoqué, pour les sols saturés, par la déformation de cisaillement à volume constant et, pour les sols partiellement saturés, à la fois par des déformations de cisaillement et une réduction de volume ;
- ▶ s_1 : tassement provoqué par la consolidation ;
- ▶ s_2 : tassement dû au fluage.

Il convient d'utiliser des méthodes de calcul des tassements communément reconnues.

Les méthodes données à titre d'exemple dans l'annexe F peuvent être appliquées au calcul des tassements s_0 et s_1 .

L'annexe F précise que le tassement total d'une fondation reposant sur des sols cohérents ou non cohérents peut être évalué en utilisant la méthode de calcul en contraintes déformations, comme indiqué ci-dessous :

- ▶ on calcule la répartition des contraintes dans le sol due au chargement provenant de la fondation. Elle peut être établie à partir de la théorie de l'élasticité, en supposant généralement un sol homogène isotrope et une distribution linéaire de la pression de contact ;

- ▶ on calcule la déformation dans le sol à partir des contraintes en utilisant des valeurs du module de raideur ou d'autres relations entre contraintes et déformations déterminées à partir d'essais en laboratoire (de préférence étalonnées par rapport à des essais sur le terrain) ou d'essais sur le terrain ;
- ▶ on intègre les déformations verticales pour calculer les tassements. Pour utiliser la méthode des contraintes et déformations, il convient de choisir un nombre suffisant de points dans le sol au-dessous de la fondation et de calculer les contraintes et les déformations en ces points.

■ Valeurs limites

Les composantes du mouvement des fondations, qu'il convient de considérer sont le tassement, le tassement relatif (ou différentiel), la rotation, l'inclinaison, la déflection, la déflection relative, la rotation relative et le déplacement horizontal.

Il est peu probable que les rotations relatives maximales admissibles pour les structures à cadres ouverts, les cadres avec remplissage et les murs porteurs ou les murs en maçonnerie continus soient les mêmes mais elles se situent vraisemblablement entre environ $1/2\,000$ et environ $1/300$ pour empêcher qu'un état limite de service ne soit atteint dans la structure. Une rotation relative maximale de $1/500$ est acceptable pour beaucoup de structures. La rotation relative pour laquelle il est probable qu'un état limite ultime soit atteint est d'environ $1/150$.

Dans le cas d'une flèche négative (les bords tassent plus que le milieu), les valeurs doivent être divisées par deux.

Pour les structures courantes à fondations isolées, des tassements totaux atteignant 50 mm et des tassements différentiels de 20 mm entre colonnes adjacentes sont souvent acceptables. De plus grands tassements totaux et différentiels peuvent être admis si les rotations relatives restent dans des limites acceptables et si les tassements totaux ne provoquent pas de problèmes aux réseaux liés à l'ouvrage, ni de basculement, etc.

Les indications données ci-dessus sur les tassements limites s'appliquent aux ouvrages courants. Il convient de ne pas les appliquer aux bâtiments ou ouvrages hors du commun ou pour lesquels l'intensité du chargement a une distribution non uniforme très prononcée.

12.4 Justifications vis-à-vis des matériaux

12.4.1 Eurocode 2 [9.8.2]

L'effort de traction dans les armatures est déterminé à partir des conditions d'équilibre, en tenant compte de l'effet des fissures inclinées, selon la figure 12.6. Il convient que l'effort de traction F_s trouvé à l'abscisse x soit ancré dans le béton avant cette même distance x prise à partir du bord de la semelle.

L'effort de traction à ancrer est donné par :

$$F_s = R \frac{z_e}{z_i}$$

où :

- ▶ R est la résultante de la pression du sol sur la distance x ;
- ▶ z_e est le bras de levier des forces externes, c'est-à-dire la distance entre R et l'effort vertical N_{Ed} ;
- ▶ z_i est le bras de levier des forces internes, c'est-à-dire la distance entre les armatures et l'effort de compression F_c ;
- ▶ N_{Ed} est l'effort vertical correspondant à la pression totale du sol entre les sections A et B ;
- ▶ F_c est l'effort de compression correspondant à l'effort de traction maximal $F_{s, \max}$.

Les bras de levier z_e et z_i peuvent être déterminés à partir des zones comprimées pour équilibrer les efforts N_{Ed} et F_c . Par simplification, z_e peut être déterminé en supposant que $e = 0,15b$ et z_i peut être pris égal à $0,9d$.



Pour les barres droites sans dispositif d'ancrage d'extrémité, la valeur minimale de x est déterminante. Par simplification, on peut adopter $x_{\min} = h/2$.

Il convient de prévoir un diamètre minimal de barres $\varnothing_{\min}$ de 8 mm.
Cette limite ne concerne pas le cas des armatures en treillis soudé.

12

- ▶ la charge du mur est verticale et centrée,
- ▶ la hauteur est telle que $h_t \geq 2d_0$.

$$A_s = \frac{A}{1\,000}$$

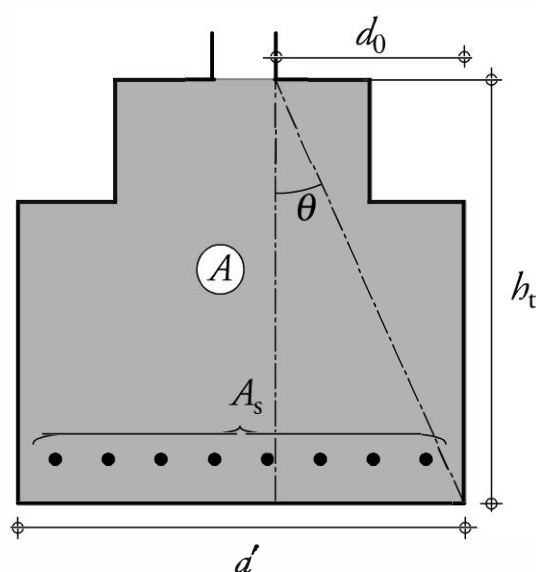


Figure 12.7

12.4.3 Recommandations professionnelles

La méthode des bielles a été développée par P. Lebellet dans le fascicule de décembre 1934 des comptes rendus de l'ITBTP.

Elle est applicable aux semelles filantes sous voiles et aux semelles isolées sous poteaux, sous réserve de la condition $\frac{d_0}{2} \leq d \leq 2d_0$. La condition $\frac{d_0}{2} \leq d$ permet de considérer qu'il n'est pas nécessaire de procéder aux vérifications concernant l'effort tranchant ou le poinçonnement ni la compression des bielles. Il n'y a pas lieu de prévoir d'armatures d'effort tranchant.

■ Semelle filante sous voile

La répartition de l'effort N_{Ed} sur la largeur de la semelle se fait par l'intermédiaire de bielles rayonnantes dont la composante horizontale est équilibrée par les armatures inférieures.

L'effort de traction des armatures inférieures varie paraboliquement de 0 en extrémité de la semelle à la valeur $\frac{N_{Ed}(a' - a)}{8d}$ au milieu de la semelle.

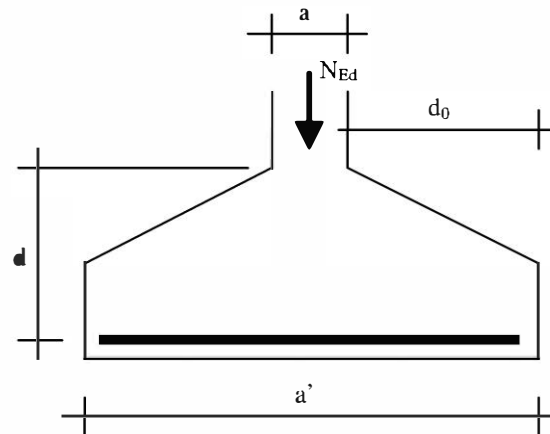


Figure 12.8

L'arrêt des barres peut être fait en suivant les indications suivantes :

- $\ell_{ba} > \frac{a'}{4}$ toutes les barres sont ancrées par courbure,
- $\frac{a'}{4} > \ell_{ba} > \frac{a'}{8}$ toutes les barres sont droites,
- $\frac{a'}{8} > \ell_{ba}$ on peut arrêter une barre sur deux à $0,125a'$ de l'extrémité de la semelle.

■ Semelle isolée sous poteau

La même méthode s'applique à une semelle isolée rectangulaire sous un poteau rectangulaire homothétique de la semelle. Il est admis d'appliquer cette méthode même lorsque la condition d'homothétie n'est pas strictement respectée.

On procède dans chaque direction comme pour une semelle filante, en considérant la hauteur utile d concernée.

Si la condition d'homothétie n'est pas respectée, l'arrêt des barres est conduit en remplaçant a' par $0,8a'$.

■ État limite de service vis-à-vis de la fissuration

Lorsque la géométrie ou les sollicitations ne permettent pas de déterminer la valeur des paramètres permettant le calcul de l'ouverture des fissures, il convient de majorer le ferrailage calculé par ailleurs aux ELU de 10 % en XA1, de 30 % en XA2 et 50 % en XA3.

Exemple de fondations superficielles (semelle isolée)

Introduction

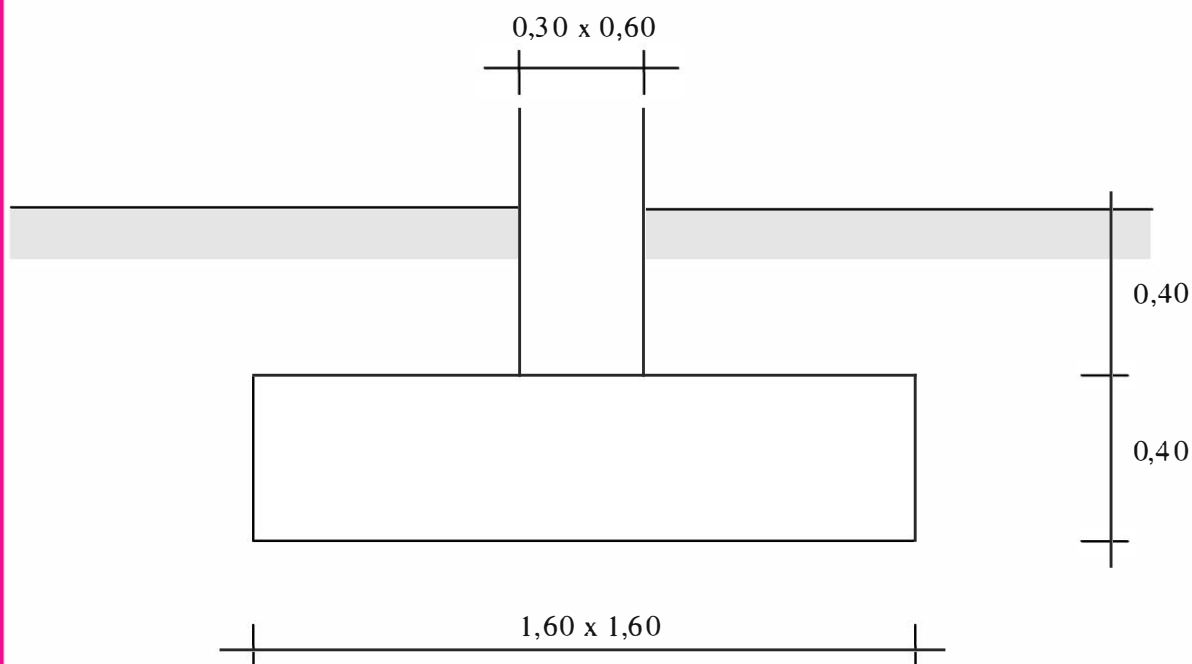
L'exemple concerne successivement l'étude d'une fondation superficielle isolée sous charge centrée.

Définitions

Le premier exemple concerne une fondation superficielle isolée sous charge centrée. C'est le cas le plus simple, qui constitue la référence de base.

Géométrie

La semelle considérée est carrée de 1,60 m de côté, et de 0,40 m de hauteur, fondée à une profondeur de 0,80 m. Elle supporte un poteau de section rectangulaire 0,30 m par 0,60 m.



Matériaux

Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25$ MPa. Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa et sont de classe de ductilité B.

La contrainte de rupture du sol d'assise est $q'_u = 0,60$ MPa.

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. La classe d'exposition de la semelle est la classe XA1.

On considère que le béton est coulé au contact d'un sol ayant reçu une préparation et l'enrobage minimal est de 30 mm, soit un enrobage nominal $c_{\text{nom}} = 40$ mm.

Actions**Actions permanentes**

Poids propre : $1,60 \cdot 1,60 \cdot 0,40 \cdot 0,025$ $g_0 = 0,026$ MN

Poids des terres : $(1,60 \cdot 1,60 \cdot 0,30 \cdot 0,60) \cdot 0,40 \cdot 0,020$ $g_1 = 0,019$ MN

Descente de charges en pied de poteau $G = 0,350$ MN

Actions variables

Descente de charges en pied de poteau $Q = 0,110$ MN

Actions accidentelles

Sans objet.

Sollicitations

Les sollicitations dans la section de contact entre la semelle et le sol se réduisent à un effort normal centré sur la section :

■ *État limite ultime*

Combinaison fondamentale

$1,35(0,026 + 0,019 + 0,350) + 1,50 \cdot 0,110$ $N_u = 0,698$ MN

■ *État limite de service*

Combinaison caractéristique

$0,026 + 0,019 + 0,350 + 0,110$ $N_{\text{ser}} = 0,505$ MN

Justifications**Justifications vis-à-vis du sol de fondation**■ *État limite ultime de mobilisation du sol*

Contrainte $q'_0 = D \cdot \gamma_{\text{sol}} = 0,80 \cdot 0,020 = 0,016$ MPa

Contrainte admissible $\frac{1}{\gamma_q}(q'_u - q'_0)i_{\delta\beta} + q'_0$

$$= \frac{1}{2}(0,60 - 0,016) \cdot 1,00 + 0,016 = 0,31 \text{ MPa}$$

Contrainte $q'_{\text{réf}} = \frac{N_u}{a' \cdot b'} = \frac{0,698}{1,60^2} = 0,27 \text{ MPa} < 0,31 \text{ MPa}$

▪ *État limite de service de mobilisation du sol*

Contrainte admissible $\frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0$
 $= \frac{1}{3} (0,60 - 0,016) \cdot 1,00 + 0,016 = 0,21 \text{ MPa}$

Contrainte $q'_{\text{réf}} = \frac{N_{\text{ref}}}{a' \cdot b'} = \frac{0,505}{1,60^2} = 0,20 \text{ MPa} < 0,21 \text{ MPa}$

Justification de la résistance des ouvrages de fondation

On peut appliquer la méthode des bielles, sous réserve que la condition sur la hauteur de la semelle soit respectée, à savoir que d , hauteur utile, soit supérieure à $\frac{a' - a}{4}$ et $\frac{b' - b}{4}$, soit $\frac{1,60 - 0,30}{4} = 0,33 \text{ m}$.

Dans le cas présent, compte tenu de l'enrobage de 40 mm, la distance utile moyenne des deux lits est voisine de 60 mm. La condition d'application de la méthode des bielles est donc respectée.

▪ *État limite ultime de résistance*

La charge P_u à prendre en compte ne comprend pas le poids de la semelle ni celui des terres, qui ne génèrent pas de flexion dans la semelle. Soit $P_u = 1,35 \cdot 0,350 + 1,50 \cdot 0,110 = 0,638 \text{ MN}$.

Armatures parallèles à a' $A_a = P_u \frac{a' - a}{8 \cdot d \cdot f_{yd}} = 0,638 \frac{1,60 - 0,30}{8 \cdot 0,34 \cdot 435}$
 $= 7,0 \text{ cm}^2$

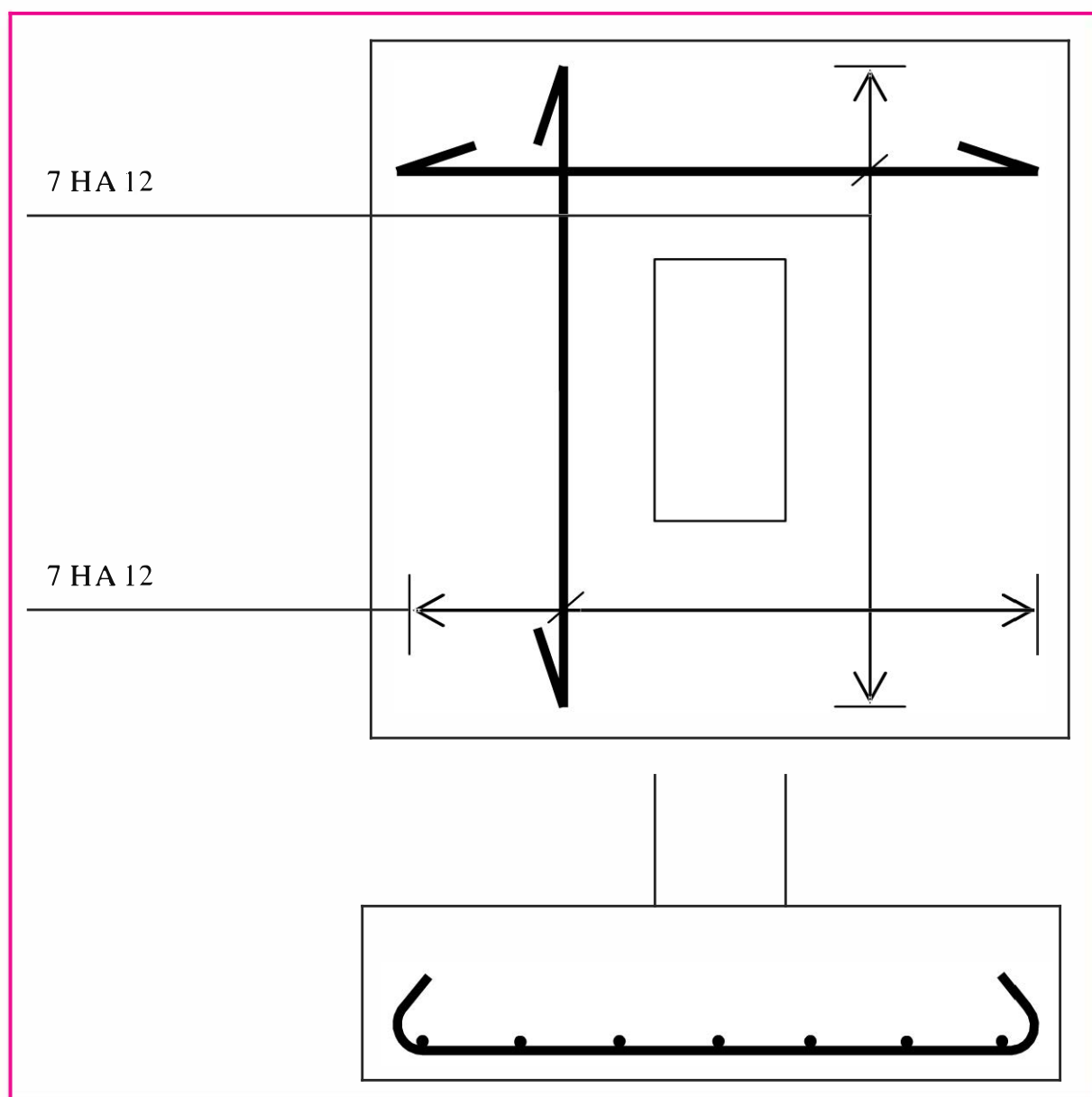
Armatures parallèles à b' $A_b = P_u \frac{b' - b}{8 \cdot d \cdot f_{yd}} = 0,638 \frac{1,60 - 0,60}{8 \cdot 0,34 \cdot 435}$
 $= 5,4 \text{ cm}^2$

Dispositions constructives

La classe d'environnement étant la classe XA1, la section d'acier déterminée à l'état limite ultime de résistance sera majorée de 10 %.

Pour des raisons de simplicité, et compte tenu de la faible différence entre les sections A_a et A_b on se propose de disposer un ferrailage identique dans les deux directions, soit $7,7 \text{ cm}^2$.

On choisit le nombre de barres pour obtenir un espacement compris entre 15 et 35 cm, soit une armature constituée par 10 HA 10 ou 7 HA 12, dans chaque direction.



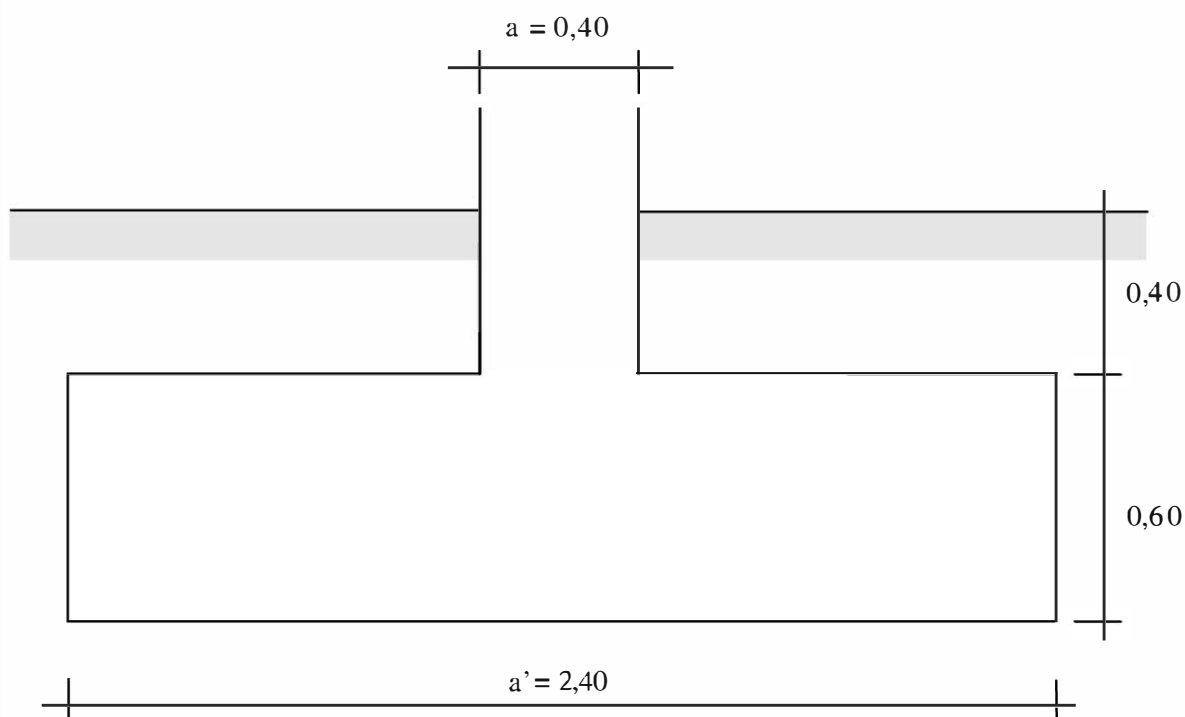
Exemple de fondations superficielles (semelle filante)

Définitions

Le deuxième exemple concerne une fondation superficielle filante sous charge excentrée.

Géométrie

La semelle considérée est filante de 2,40 m de largeur et de 0,60 m de hauteur, fondée à une profondeur de 1,00 m. Elle supporte un voile de 0,40 m d'épaisseur.



Matériaux

Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25$ MPa. Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa et sont de classe de ductilité B.

La contrainte de rupture du sol d'assise est $q'_u = 0,80$ MPa. L'angle de frottement interne du sol d'assise est $\varphi' = 25^\circ$

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. La classe d'exposition de la semelle est la classe XA1.

On considère que le béton est coulé au contact d'un sol ayant reçu une préparation et l'enrobage minimal est de 30 mm, soit un enrobage nominal $c_{\text{nom}} = 40$ mm.

Actions

Actions permanentes

Poids propre de la semelle	$g_0 = 2,40 \cdot 0,60 \cdot 0,025$ $= 0,036$ MN/ml
Poids des terres	$g_1 = (2,40 - 0,40) \cdot 0,40 \cdot 0,020$ $= 0,016$ MN/ml
Descente de charges en pied de voile	$N_G = 0,350$ MN/ml $M_G = 0,080$ MNm/ml $V_G = 0,015$ MNm/ml

Actions variables

Descente de charges en pied de voile	$N_Q = 0,090$ MN/ml $M_Q = 0,020$ MNm/ml $V_Q = 0,004$ MNm/ml
--------------------------------------	---

Le coefficient Ψ_1 des actions variables est égal à 0,5.

Actions accidentelles

Sans objet.

Sollicitations

Les sollicitations dans la section de contact entre la semelle et le sol se composent d'un effort normal, d'un effort tranchant et d'un moment fléchissant.

État limite ultime

■ Combinaison fondamentale

Effort normal $N_u = 1,35(0,036 + 0,016 + 0,350) + 1,50 \cdot 0,090$
 $= 0,678$ MN/ml

Moment fléchissant

$$M_u = 1,35(0,080 + 0,60 \cdot 0,015) + 1,50(0,020 + 0,60 \cdot 0,004)$$

$$= 0,154 \text{ MNm/ml}$$

Effort tranchant $V_u = 1,35 \cdot 0,015 + 1,50 \cdot 0,004 = 0,026$ MN/ml

État limite de service

■ Combinaison caractéristique

Effort normal $N_{\text{ser}} = 0,036 + 0,016 + 0,350 + 0,090 = 0,492$ MN/ml

Moment fléchissant $M_{\text{ser}} = 0,080 + 0,60 \cdot 0,015 + 0,020 + 0,60 \cdot 0,004$
 $= 0,111 \text{ MNm/ml}$

Effort tranchant $V_{\text{ser}} = 0,015 + 0,004 = 0,019 \text{ MN/ml}$

■ *Combinaison fréquente*

Effort normal $N_{\text{ser}} = 0,036 + 0,016 + 0,350 + 0,5 \cdot 0,090$
 $= 0,447 \text{ MN/ml}$

Moment fléchissant $M_{\text{ser}} = 0,080 + 0,60 \cdot 0,015 + 0,5(0,020 + 0,60 \cdot 0,004)$
 $= 0,100 \text{ MNm/ml}$

Effort tranchant $V_{\text{ser}} = 0,015 + 0,5 \cdot 0,004 = 0,017 \text{ MN/ml}$

Justifications

Justifications vis-à-vis du sol de fondation

■ *État limite ultime de mobilisation du sol*

Inclinaison de la résultante

$$\delta = \arctg \frac{V_u}{N_u} = \arctg \frac{0,026}{0,678} = 2,2^\circ$$

Coefficient $i_{\delta\beta} = (1 - \frac{\delta}{90})^2 = (1 - \frac{2,2}{90})^2 = 0,952$

Contrainte $q'_0 = D \cdot \gamma_{\text{sol}} = 1,00 \cdot 0,020 = 0,02 \text{ MPa}$

Contrainte admissible

$$\frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0 = \frac{1}{2} (0,80 - 0,02) \cdot 0,952 + 0,02$$

$$= 0,39 \text{ MPa}$$

Excentricité $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,154}{0,678} = 0,227 \text{ m}$

L'excentricité e de la résultante étant inférieure au tiers central, la semelle est entièrement comprimée dans l'hypothèse d'un comportement linéaire élastique du sol.

La contrainte de référence est déterminée dans l'hypothèse de Meyerhof.

Contrainte $q'_{\text{réf}} = \frac{N_u}{a' - 2e} = \frac{0,678}{2,40 - 2 \cdot 0,227} = 0,35 \text{ MPa}$
 $< 0,39 \text{ MPa}$

■ *État limite de service de mobilisation du sol*

Combinaison caractéristique :

Inclinaison de la résultante

$$\delta = \arctg \frac{V_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \arctg \frac{0,019}{0,492} = 2,2^\circ$$

Coefficient	$i_{\delta\beta} = (1 - \frac{\delta}{90})^2 = (1 - \frac{2,2}{90})^2 = 0,952$
Contrainte	$q'_0 = D \cdot \gamma_{\text{sol}} = 1,00 \cdot 0,020 = 0,020 \text{ MPa}$
Contrainte admissible	$\frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0 = \frac{1}{3} (0,80 - 0,02) \cdot 0,952 + 0,02$ $= 0,27 \text{ MPa}$
Excentricité	$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,111}{0,492} = 0,226 \text{ m}$

L'excentricité e de la résultante étant inférieure au sixième de la largeur de la semelle, celle-ci est entièrement comprimée dans l'hypothèse d'un comportement linéaire élastique du sol.

La contrainte de référence est déterminée dans l'hypothèse d'un comportement linéaire.

Contrainte	$q'_{\text{réf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{a'} \left(1 + \frac{3e}{a'} \right) = \frac{0,492}{2,40} \left(1 + \frac{3 \cdot 0,226}{2,40} \right)$ $= 0,26 \text{ MPa} < 0,27 \text{ MPa}$
------------	---

■ État limite ultime de renversement

L'excentricité de la charge verticale sous combinaison fondamentale est $e = 0,227 \text{ m}$.

La largeur de semelle comprimée est donc $a' - 2e$, soit $2,40 - 2 \cdot 0,227 = 1,95 \text{ m}$, soit un pourcentage de 81 % de la largeur de la semelle, supérieur à 10 %.

■ État limite ultime de glissement

La condition à respecter s'écrit $H_d \leq \frac{V_d \tan \varphi'}{\gamma_{g1}} + \frac{c' \cdot B'}{\gamma_{g2}}$,

soit $0,026 \text{ MN} < \frac{0,478 \cdot 0,466}{1,2} = 0,186 \text{ MN}$.

■ État limite de service de décompression du sol

L'excentricité de la charge verticale sous combinaison caractéristique est $e = 0,226 \text{ m}$.

La surface comprimée est donc supérieure à 75 % de la surface totale sous combinaison caractéristique.

L'excentricité de la charge verticale sous combinaison fréquente est

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,100}{0,447} = 0,223 \text{ m}.$$

La semelle reste donc entièrement comprimée sous combinaison fréquente.

Justification de la résistance des ouvrages de fondation

On peut appliquer la méthode des bielles, sous réserve que la condition sur la hauteur de la semelle soit respectée, à savoir que d , hauteur utile, soit supérieure à $\frac{a' - a}{4}$, soit $\frac{2,40 - 0,40}{4} = 0,50$ m.

Dans le cas présent, compte tenu de l'enrobage de 40 mm, la distance utile des armatures est voisine de 50 mm. La condition d'application de la méthode des bielles est donc respectée.

■ État limite ultime de résistance

La charge fictive centrée P'_u , qui provoque la même contrainte sur le sol, à prendre en compte est $P'_u = 2,40 \cdot 0,35 = 0,840$ MN/ml, dont on peut déduire le poids des terres et le poids de la semelle, soit $P'_u = 0,840 - 1,35(0,036 + 0,016) = 0,770$ MN/ml.

$$\begin{aligned} \text{Armatures principales} \quad A_a &= P'_u \frac{a' - a}{8 \cdot d \cdot f_{yd}} = 0,770 \frac{2,40 - 0,40}{8 \cdot 0,55 \cdot 435} \\ &= 8,0 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned}$$

Note :

Dans les cas où la résultante des charges verticales sort du noyau central, un soulèvement de la semelle peut se produire et provoquer l'apparition d'un moment négatif sous l'effet du poids des terres et de la semelle.

Dans cette hypothèse, le moment est calculé dans la section à $0,15a$ du poteau :

Moment fléchissant

$$M_u = -1,35(0,60 \cdot 0,025 + 0,40 \cdot 0,020) \cdot \frac{\left(\frac{2,40}{2} - 0,35 \cdot 0,40\right)^2}{2}$$

$$M_u = -0,031 \cdot \frac{1,06^2}{2} = -0,017 \text{ MNm/ml}$$

$$\mu_u \frac{0,017}{1,00 \cdot 0,55^2 \cdot 16,7} = 0,004, \text{ valeur très faible.}$$

On dispose donc le pourcentage de non-fragilité :

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{2,56}{500} \cdot 1,00 \cdot 0,55 = 7,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Dispositions constructives

La classe d'environnement étant la classe XA1, la section d'acier principale déterminée à l'état limite ultime de résistance sera majorée de 10 %, soit $8,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On choisit le nombre de barres pour obtenir un espacement compris entre 15 et 35 cm, soit une armature constituée par des barres HA 16,

avec un espacement $e = \frac{2,01}{8,8} = 0,228$ m arrondi à 22 cm.

Les armatures supérieures seraient constituées, le cas échéant, par du HA 16, avec le même espacement de 22 cm.

Les armatures de chaînage représentent un pourcentage de 1 ‰, soit 14,4 cm² répartis sur la largeur de 2,40 m, soit HA 14, $e = 25$ cm.

Ancrage des armatures

$$\text{Contrainte d'adhérence } f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} = 2,25 \cdot \frac{0,7 \cdot 2,56}{1,5} = 2,69 \text{ MPa}$$

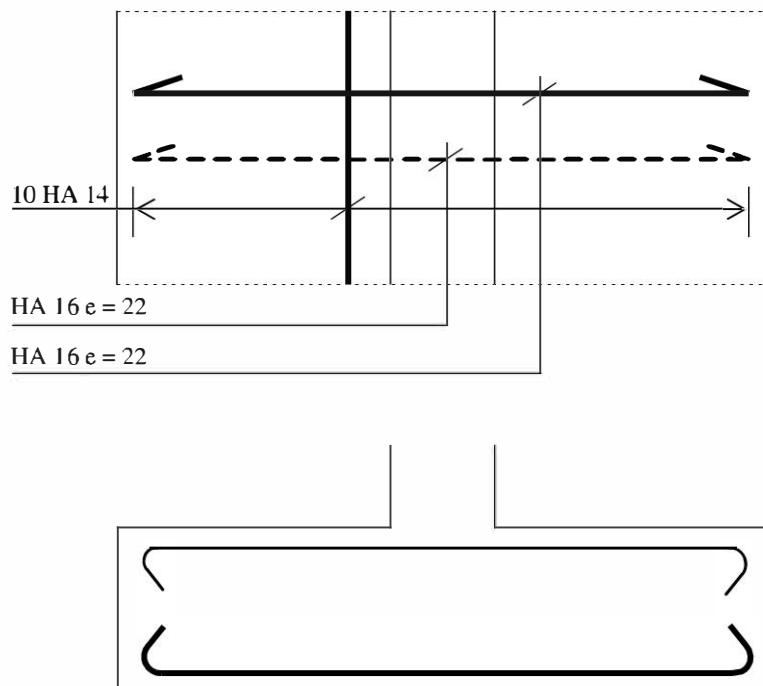
$$\text{Longueur d'ancrage } l_{b,rqd} = \frac{\sigma_{sd}}{4f_{bd}} = \frac{435\sigma}{4 \cdot 2,69} = 40,4\sigma$$

$$\text{Longueur d'ancrage } l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5 l_{b,rqd}$$

On prendra $\alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5 = 1$

Les armatures étant constituées par des barres HA 16, la longueur d'ancrage droit est de 0,65 m.

La longueur d'ancrage est supérieure à $\frac{a'}{a} = 0,60$ m, les aciers sont donc ancrés par courbure.



12.5 Dispositions constructives

Les Recommandations professionnelles précisent les dispositions constructives à respecter.

12.5.1 Précautions concernant le gel

Le niveau de fondation doit être descendu à une profondeur suffisante pour mettre le sol d'assise à l'abri des conséquences du gel.

Il est indiqué de descendre à 0,50 m en pays tempéré et d'aller parfois au-delà de 1 mètre en montagne. Il est usuel de prendre une valeur de 0,60 à 0,80 m.

12.5.2 Fondations à des niveaux différents

Les niveaux des fondations successives doivent respecter une pente maximale de 2/3.

Si cette condition ne peut être satisfaite, des dispositions doivent être prises pour éviter, ou équilibrer, l'influence d'une fondation sur l'autre, en utilisant du gros béton, par exemple.

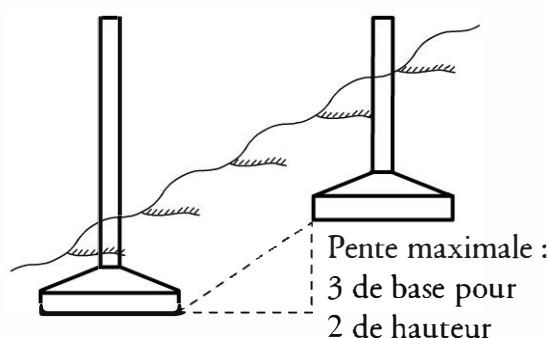


Figure 12.9

12.5.3 Joints de rupture

On doit ménager un joint de rupture entre deux éléments d'ouvrages voisins lorsqu'ils subissent des différences importantes de charge ou de tassement.

12.5.4 Joints de dilatation

Sur sol homogène et consolidé, on évite les joints de rupture au niveau des fondations. Les joints de dilatation sont arrêtés au-dessus des semelles de fondations.

12.5.5 Armatures minimales de chaînage

Les semelles filantes sous voiles doivent comporter un chaînage de section minimale :

► $1,5 \text{ cm}^2$ pour des aciers HA Fe E 500.

La continuité du chaînage doit être assurée par recouvrement suffisant et dans les angles.

12.5.6 Longrines de redressement

Des longrines de redressement peuvent être employées pour équilibrer l'excentricité du chargement des fondations.

Il convient de prévoir une rigidité suffisante pour ces longrines, de façon que leur déformation soit suffisamment faible pour pouvoir être négligée.

Il convient de calculer les poutres pour qu'elles résistent aux moments de flexion et efforts tranchants résultants de l'excentricité des chargements.

Il convient de calculer les longrines de redressement pour une charge minimale descendante q_1 égale à 10 kN/m si les engins de compactage peuvent solliciter les longrines.

Il convient de prévoir pour les armatures de flexion un diamètre minimal de barres $\varnothing_{\text{min}}$ de 8 mm.

13

Fondations profondes

13.1 Domaine d'application

Les fondations profondes font l'objet de justifications dont les principes sont communs avec les fondations superficielles décrits au chapitre précédent. On distingue ainsi les justifications qui concernent le sol et les justifications qui concernent les matériaux constitutifs de la fondation.

13.2 Modèle de comportement

On considère dans ce chapitre le comportement axial et transversal d'un élément isolé, qui est applicable aux fondations composées de plusieurs éléments tels que la distance de nu à nu entre éléments soit supérieure à deux fois la plus grande dimension des éléments.

On se place en dehors des cas où interviennent un frottement négatif ou un déplacement horizontal du sol.

13.2.1 Comportement axial d'un élément isolé

Le comportement d'un élément de fondation isolé sous charge axiale de compression appliquée en tête est caractérisé par deux paramètres :

- ▶ la charge de fluage Q_c ;
- ▶ la charge limite Q_u .

Dans certains cas, il peut être nécessaire de faire intervenir les deux paramètres de charges homologues vis-à-vis des charges de traction :

- ▶ la charge de fluage en traction Q_{tc} ;
- ▶ la charge limite en traction Q_{tu} .

■ Contraintes q_u et q_s à partir d'essais pressiométriques

□ Contrainte de rupture sous la pointe q_u

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

$$q_u = k_p p_{le}^*$$

avec :

- ▶ p_{le}^* pression limite nette équivalente ;
- ▶ k_p facteur de portance donné par le tableau ci-dessous :

		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables, graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes, marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

□ Frottement latéral unitaire limite q_s

Le frottement latéral à la profondeur z est une fonction de la pression limite nette à cette même profondeur définie par une des courbes Q_1 à Q_7 déterminée en fonction du type de fondation, de la nature du terrain et des conditions d'exécution. Le tableau ci-après indique les courbes à prendre en compte, en fonction du type de fondation.

		Foré simple	Foré boue	Foré tubé (tube récupéré)	Foré tubé (tube perdu)	Puits (parois rugueuses)	Métal battu fermé	Battu préfabri- qué béton	Battu moulé	Battu enrobé	Injecté basse pression	Injecté haute pression
Argiles, limons	A	Q_1	Q_1	Q_1	Q_1	Q_1	Q_1	Q_1	Q_1	Q_1	Q_1	–
	B	Q_1, Q_2 (1)	Q_1, Q_2 (1)	Q_1, Q_2 (3)	Q_1	Q_2	Q_2	Q_2	Q_2	Q_2	Q_2	Q_4
	C	Q_2, Q_3 (1)	Q_1, Q_2 (1)	Q_1, Q_2 (3)	Q_1	Q_3	Q_2	Q_2	Q_2	Q_2	Q_2	Q_5
Sables, graves	A		Q_1	Q_1	Q_1		Q_2	Q_3	Q_2	Q_3	Q_3	Q_5
	B		Q_2, Q_1 (2)	Q_2, Q_1 (2)	Q_1		Q_2	Q_3	Q_2	Q_3	Q_3	Q_5
	C		Q_3, Q_2 (2)	Q_3, Q_2 (2)	Q_2		Q_3	Q_3	Q_3	Q_4	Q_3	Q_6
Craies	A	Q_1	Q_1	Q_1		Q_1		(4)	Q_1	(4)	Q_2	
	B	Q_3	Q_3	Q_2		Q_2		(4)	Q_2	(4)	Q_3	Q_5
	C	Q_4, Q_5 (1)	Q_4, Q_5 (1)	Q_3, Q_4 (3)		Q_3		(4)	Q_3	(4)	Q_4	Q_6
Marnes	A	Q_3	Q_3	Q_3	Q_2	Q_4	Q_3	Q_3	Q_3	Q_3	Q_5	Q_6
	B	Q_4, Q_5 (1)	Q_4, Q_5 (1)	Q_4	Q_3	Q_5	Q_4	Q_4	Q_4	Q_4	Q_5	Q_6
Roches		Q_6	Q_6			Q_6	Q_4	Q_4	–	–	–	Q_7

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Pieux de longueur supérieure à 30 mètres.

(3) Forage à sec, tube non louvoyé.

(4) Le frottement latéral peut être très faible. Il convient d'effectuer une étude spécifique pour chaque cas.

Les expressions analytiques des courbes sont les suivantes :

- Courbes Q_1 à Q_4 , n désignant le numéro de la courbe et $p_n = 1 + 0,5n$ (en MPa) :

$$q_s = 0,04n \frac{p_l}{p_n} \left(2 - \frac{p_l}{p_n} \right) \quad \text{pour } p_l < p_n$$

$$q_s = 0,04n \quad \text{pour } p_l \geq p_n$$

- Courbes Q_5 à Q_7 :

$$Q_5 : q_s = \min \left(\frac{p_l - 0,2}{9} ; \frac{p_l + 3,3}{32} \right) \quad \text{pour } p_l \geq 0,2 \text{ MPa}$$

$$Q_6 : q_s = \min \left(\frac{p_l + 0,4}{10} ; \frac{p_l + 4,0}{30} \right) \quad (\text{en général } p_l \geq 1,0 \text{ MPa})$$

$$Q_7 : q_s = \frac{p_l + 0,4}{10} \quad (\text{en général } p_l \geq 2,5 \text{ MPa})$$

■ Contraintes q_u et q_s à partir d'essais pénétrométriques

□ Contrainte de rupture sous la pointe q_u

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

$$q_u = k_c q_{ce}$$

dans laquelle q_{ce} est la résistance de pointe lissée équivalente et k_c est le facteur de portance donné par le tableau ci-dessous :

		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, limons A, B et C		0,40	0,55
Sables, graves A, B et C		0,15	0,50
Craies	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,45

□ Frottement latéral unitaire limite q_s

Le frottement latéral à la profondeur z est déterminée par l'expression :

$$q_s(z) = \min \left(\frac{q_c(z)}{\beta} ; q_{s \max} \right)$$

où :

- ▶ $q_c(z)$ représente la résistance de pointe lissée à la profondeur z ;
- ▶ et β et $q_{s \max}$ (en kPa) sont donnés par le tableau ci-dessous.

		Foré		Foré tubé tube récupéré		Métal battu fermé		Battu préfabriqué béton	
		β	$q_{s \max}$	β	$q_{s \max}$	β	$q_{s \max}$	β	$q_{s \max}$
Argiles, limons	A	–	15	–	15	–	15	–	15
	B	– 75 (1)	40 80 (1)	100 100 (2)	40 60 (2)	120	40	75	80
	C	– 75 (1)	40 80 (1)	– 100 (2)	– 80 (2)	150	80	–	80
Sables, graves	A	200	–	250	–	300	–	150	
	B	200	–	250	40	300	–	150	
	C	200	120	300	120	300	120	150	120
Craies	A	125	40	125	40				
	B	80	120	100	80				

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage. (2) Forage à sec, tube non louvoyé.

■ Effort mobilisable par frottement latéral Q_{su}

P désignant le périmètre nominal du pieu, l'effort mobilisable par frottement latéral vaut :

$$Q_{su} = P \int_0^h q_s(z) dz$$

■ Effort mobilisable sous la pointe Q_{pu}

A désignant la surface nominale du pieu, l'effort mobilisable sous la pointe vaut :

$$Q_{pu} = A q_u$$

■ Charges limites Q_u et Q_{tu}

Les charges limites en compression Q_u et en traction Q_{tu} sont évaluées par :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

$$Q_{tu} = Q_{su}$$

■ Charges de fluage Q_c et Q_{tc}

Les charges de fluage en compression Q_c et en traction Q_{tc} sont évaluées :

- pour les éléments mis en place sans refoulement du sol, par :

$$Q_c = 0,5Q_{pu} + 0,7Q_{su}$$

$$Q_{tc} = 0,7Q_{su}$$

- pour les éléments mis en place avec refoulement du sol, par :

$$Q_c = 0,57Q_{pu} + 0,7Q_{su} = 0,7Q_u$$

$$Q_{tc} = 0,7Q_{su}$$

■ Pieux tubulaires métalliques battus ouverts, pieux H et palplanches

Les efforts limites mobilisables des pieux métalliques battus ouverts, pieux H ou palplanches dont la capacité est essentiellement réalisée dans les argiles ou dans les sables sont calculés par les relations suivantes :

$$Q_{su} = \rho_s P \int_0^h q_s(z) dz$$

$$Q_{pu} = \rho_p A q_u$$

L'aire A et le périmètre P à considérer sont précisés en figure 13.1.

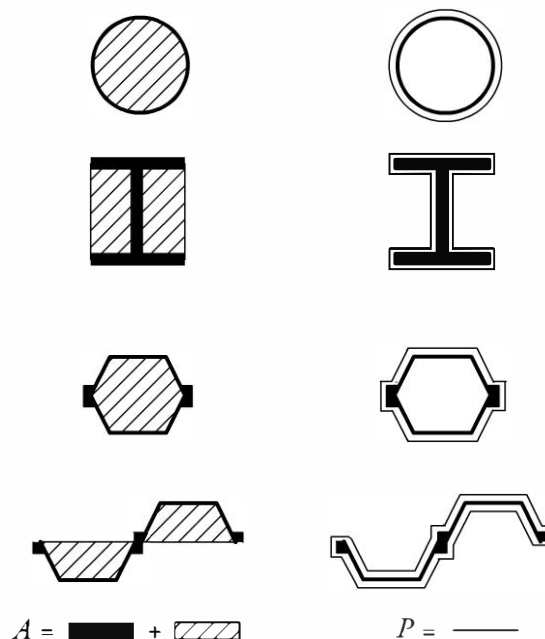


Figure 13.1

Les coefficients réducteurs ρ_s et ρ_p sont les suivants :

	Argiles		Sables	
	ρ_p	ρ_s	ρ_p	ρ_s
Tubulaire ouvert	0,50	1,00	0,50	1,00
Pieu H	0,50	1,00	0,75	1,00
Palplanches	0,50	1,00	0,30	0,50

13.2.2 Comportement transversal d'un élément isolé

Le comportement d'un élément de fondation isolé sous charge transversale est caractérisé, à une profondeur donnée, par deux lois effort-déplacement donnant localement la relation entre le déplacement transversal et la densité linéique de forces résultant de ce déplacement, l'une vis-à-vis des sollicitations de longue durée, l'autre vis-à-vis des sollicitations de courte durée.

■ Réaction frontale

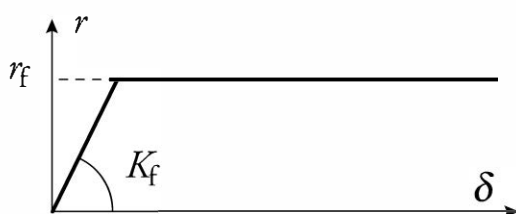


Figure 13.2

La loi d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée définit la réaction frontale par un diagramme bilinéaire caractérisé par une pente K_f et un palier r_f .

- Le module K_f est calculé par la formule :

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} \left(2,65 \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \alpha}$$

où :

- $B_0 = 0,60 \text{ m}$;
- B est la largeur de la fondation, limitée inférieurement, dans la formule, à B_0 ;

- E_M désigne le module pressiométrique Ménard ;
 - α le paramètre rhéologique du sol.
- Le palier r_f est pris égal à Bp_f , où p_f est la pression de fluage totale.

La loi d'interaction vis-à-vis des sollicitations de longue durée est déduite des valeurs précédentes en divisant le module par 2.

■ Réaction tangentielle

La réaction tangentielle, c'est-à-dire le frottement développé sur les surfaces latérales des éléments de fondation allongés comme les barettes est définie par un diagramme bilinéaire caractérisé par une pente K_s et un palier r_s .

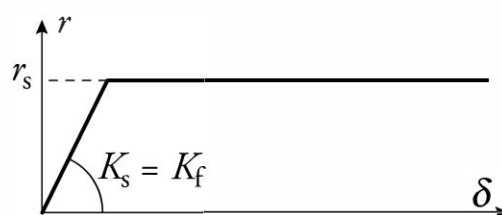


Figure 13.3

Le module K_s est pris égal au module K_f . Le palier r_s est pris égal à $2L_s q_s$ où L_s est la longueur sur laquelle est calculée le frottement latéral et q_s le frottement latéral unitaire limite.

■ Interaction entre plusieurs éléments rapprochés

□ Éléments placés sur une file parallèle au déplacement

Lorsque la distance a de nu à nu entre les éléments est inférieure à $2 \max(B; L)$, la valeur du palier plastique r_f est réduite dans le rapport $\frac{a}{2 \max(B; L)}$ pour tous les

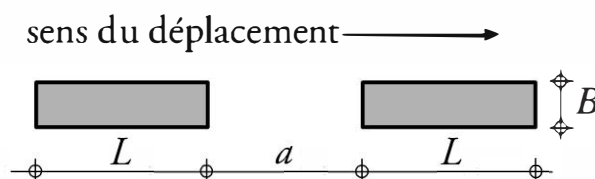


Figure 13.4

éléments situés en arrière par rapport au sens du déplacement.

□ Éléments placés sur une file perpendiculaire au déplacement

Lorsque la distance b de nu à nu entre les éléments est inférieure à $2B$, aucune réaction tangentielle n'est prise en compte. Le module K_f de chacun des n éléments est réduit par application d'un coefficient ρ calculé par :

$$\rho = \frac{b}{2B} + \rho_0 \left(1 - \frac{b}{2B} \right)$$

$$\text{avec } \rho_0 = \frac{K_f(nB)}{nK_f(B)} \approx \frac{\alpha + \frac{4}{3}(2,65)^\alpha}{(n\alpha) + \frac{4}{3}(n2,65)^\alpha}$$

Lorsque $2B < b < 2L$, la réaction frontale n'est pas modifiée et la valeur du palier plastique r_s est réduite dans le rapport $\frac{b-2B}{2(L-B)}$.

sens du déplacement
→

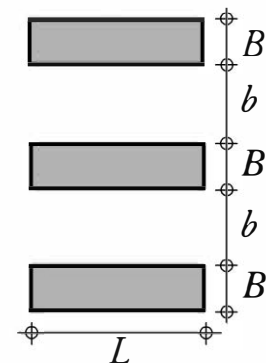


Figure 13.5

13.2.3 Comportement transversal d'un élément continu

Dans le cas d'un écran continu, le module de réaction horizontal peut être calculé en suivant les *Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction* élaborées par le Laboratoire central de ponts et chaussées.

■ Phase sans mise en tension de tirant

À l'exception des cas de mise en tension de tirant, le module de réaction k_h est égal à :

$$k_h = \frac{2\overline{E_M}}{0,266(9a)^\alpha + \alpha a}$$

où :

- $\overline{E_M}$ module pressiométrique équivalent, en général égal à la moyenne du module pressiométrique Ménard E_M sur la partie H_L , $\frac{2}{3}D$ et $\frac{1}{3}D$ (ou D) considérée ;

- α paramètre rhéologique du terrain ;
- a paramètre dimensionnel (exprimé en mètres) qui dépend de la géométrie de l'ouvrage. Il peut être considéré comme représentant la hauteur de l'écran rigide équivalent à la partie de l'écran réel le long de laquelle on recherche la valeur du module de réaction.

La figure 13.6 précise les valeurs de a suivant la valeur du rapport $\frac{D}{H_L}$.

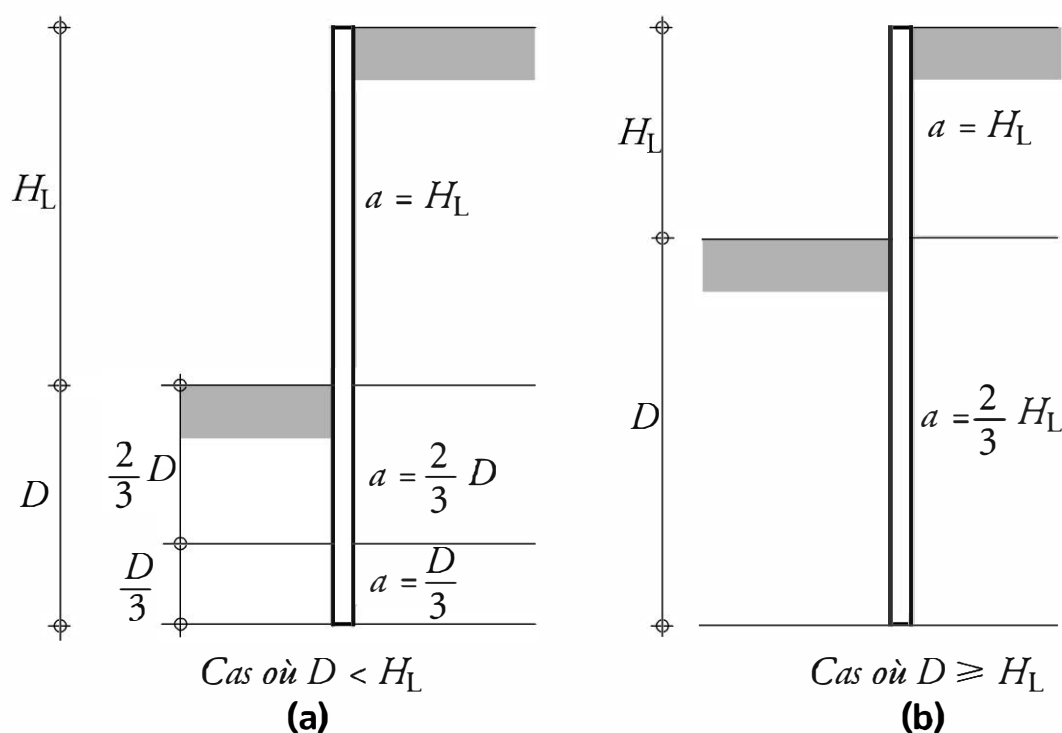


Figure 13.6

■ Phase avec mise en tension de tirant

Pour la phase de mise en tension d'un tirant, le module de réaction k_h caractérisant la réaction du sol du côté du terrain comprimé sera pris égal à :

$$k_h = rs \frac{4\overline{E_M}}{\ell_0}$$

où :

- $\overline{E_M}$ module pressiométrique équivalent, en général égal à la moyenne du module pressiométrique Ménard EM sur la hauteur considérée ;

- ℓ_0 longueur de transfert de l'écran considéré comme une poutre sur appui élastique, calculé par la formule :

$$\ell_0 = \sqrt[3]{\frac{EI}{s \overline{E_M^t}}}$$

avec :

- EI produit du module d'Young E et de l'inertie I de l'écran ;
 - $\overline{E_M^t}$ valeur moyenne du module pressiométrique sur la hauteur d'influence du tirant, égale à $1,5\ell_0$ de part et d'autre du tirant ;
 - s coefficient d'ajustement empirique égal à 1 pour un sol remblayé et à 3 pour un sol en place ;
- r coefficient de réduction pénalisant les tirants situés à faible profondeur, dont la valeur est égale à $\frac{d_t}{\ell_0}$, limitée inférieurement à $\frac{1}{3}$ et supérieurement à 1 ;
- d_t profondeur du tirant comptée à partir du haut de l'écran.

L'évaluation de ℓ_0 se fait par un calcul itératif rapide, celui-ci ne nécessitant pas une grande précision.

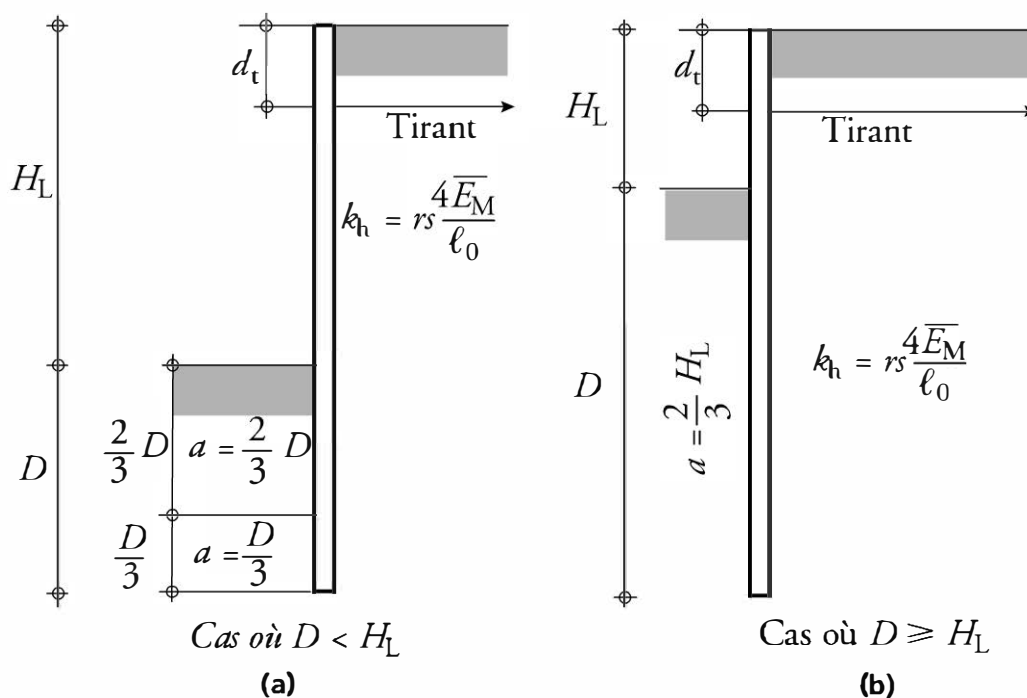


Figure 13.7

13.3 Justifications vis-à-vis du sol

13.3.1 États limites de mobilisation locale du sol

Si Q désigne la charge axiale en tête d'un élément, on vérifie que cette charge reste comprise entre les limites suivantes :

États limites ultimes	
Combinaisons fondamentale	$-\frac{Q_{tu}}{1,40} \leq Q \leq \frac{Q_u}{1,40}$
Combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_{tu}}{1,30} \leq Q \leq \frac{Q_u}{1,20}$
États limites de service	
Combinaisons rares	$-\frac{Q_{tc}}{1,40} \leq Q \leq \frac{Q_c}{1,10}$
Combinaisons quasi-permanentes (*)	$0(*) \leq Q \leq \frac{Q_c}{1,40}$

(*) Si un élément est soumis à un effort de traction sous combinaison quasi-permanente, il relève des justifications relatives aux tirants d'ancrage.

13.3.2 États limites de mobilisation globale du sol

L'effet de groupe n'est normalement à considérer que dans le cas d'un groupe de pieux flottants, c'est-à-dire lorsque, dans le calcul de la charge de fluage, l'effort résistant mobilisé par frottement latéral est supérieur à l'effort résistant mobilisé sous la pointe.

La somme des charges appliquées doit rester inférieure à la somme des charges admissibles des pieux supposés isolés affectée d'un coefficient d'efficacité C_e .

Dans le cas d'un groupe de pieux circulaires ou carrés disposés suivant une maille carrée, le coefficient C_e peut être calculé par une des deux méthodes suivantes.

□ Méthode de Terzaghi

On considère l'ensemble des pieux et du sol qu'ils enserrent comme un bloc monolithique et on calcule la charge limite du bloc isolé.

Le coefficient d'efficacité est
$$C_e = \frac{Q_{Gu}}{\sum_{i=1}^n Q_{ui}}$$

□ Formule de Converse Labarre (applicable à un groupe de pieux identiques et verticaux)

$$C_e = 1 - \frac{\text{Arctan}(B/d)}{\pi/2} \left[2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right]$$

avec :

- ▶ B diamètre des pieux, m nombre de rangées,
- ▶ d entraxe des pieux, n nombre de pieux par rangée.

13.4 Justifications vis-à-vis des matériaux

Les justifications vis-à-vis des matériaux constitutifs de la fondation concernent d'une part les éléments de la fondation, pieux, barrettes ou parois moulée et d'autre part la semelle de liaison en tête de pieux.

13.4.1 Justification des éléments de fondation en béton armé

Les justifications sont conduites en conformité avec l'Eurocode 2 en tenant compte des précisions apportées ci-après.

■ Résistance conventionnelle du béton

Les calculs sont conduits à partir de la résistance conventionnelle du béton notée f_c et définie par :

$$f_c = \frac{\min(f_{cj}; f_{ck}; f_{clim})}{k_1 k_2}$$

où :

► le coefficient k_1 prend les valeurs suivantes :

Groupe A	f_{clim}	k_1
Semelles superficielles et radiers	f_{ck}	1,00
Pieux ou parois préfabriqués mis en place dans un forage	f_{ck}	1,00
Pieux tubulaires précontraints	30 MPa	1,15
Pieux préfabriqués battus en béton armé	30 MPa	1,15
Puits avec béton vibré	f_{ck}	1,00
Puits avec béton non vibré	f_{ck}	1,20
Groupe B	f_{clim}	k_1
Pieux battus pilonnés ou moulés	25 MPa	1,20
Pieux et barrettes forés simples	25 MPa	1,20
Pieux forés tubés, bétonnés à sec	25 MPa	1,10
Pieux forés tubés, bétonnés sous l'eau	25 MPa	1,20
Pieux forés à la tarière creuse, type 1	25 MPa	1,50
Pieux forés à la tarière creuse, type 2	25 MPa	1,20
Pieux forés à la tarière creuse, type 3	25 MPa	1,05
Pieux et barrettes bétonnés sous boue, parois moulées	25 MPa	1,20

► le coefficient k_2 prend les valeurs suivantes :

	k_2
Groupe A	1,00
Groupe B	
d étant la plus petite dimension nominale :	
▪ si $d < L/20$, L étant la longueur de l'élément	1,05
▪ si $d < 0,60$ m	$1,30 - d/2$
▪ si $d < 0,60$ m et $d < L/20$	$1,35 - d/2$
▪ dans les autres cas	1,00

■ Justifications vis-à-vis des sollicitations normales

□ État limite ultime de résistance

Pour les fondations qui sont reconnues ne pas nécessiter une justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, les effets du second ordre sont négligés.

Pour les fondations constituées d'une file unique, l'effort normal est considéré avec une excentricité additionnelle égale au maximum de $L/20$ et de 5 cm.

Pour un pieu de section circulaire, il convient de réduire de la contrainte du béton du diagramme rectangulaire simplifié de 10 %.

□ État limite de service de compression du béton

- ▶ La contrainte de compression extrême est limitée à $0,6f_c$.
- ▶ La contrainte moyenne sur la seule section comprimée est limitée à $0,3f_c$.

□ État limite de service d'ouverture des fissures

- ▶ La contrainte de traction des aciers est limitée dans tous les cas à $\frac{2}{3} f_{yk}$.

■ Dispositions constructives des pieux exécutés en place et barrettes

Les pieux exécutés en place peuvent ne pas être armés si :

- ▶ ils sont utilisés pour un bâtiment ;
- ▶ ils sont verticaux ;
- ▶ ils sont entièrement comprimés sous toutes les combinaisons d'actions

On se reportera alors à la section 12 de l'Eurocode.

■ Armatures longitudinales

Il convient de disposer dans les pieux forés de diamètre au plus égal à h_1 une section d'armatures longitudinales minimale $A_{s,bpmin}$.

$h_1 = 600$ mm et en fonction de la section transversale A_c du pieu :

$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_{s,bpmin} = 0,005A_c$
$0,5 \text{ m}^2 \leq A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_{s,bpmin} = 25 \text{ cm}^2$
$1,0 \text{ m}^2 < A_c$	$A_{s,bpmin} = 0,025A_c$

Les pieux comportent au moins 6 barres longitudinales, de diamètre au moins égal à 16 mm. La distance libre entre barres, mesurée sur le pourtour des pieux n'est pas supérieure à 200 mm.

Les dispositions constructives des armatures longitudinales et transversales dans les pieux forés figurent dans l'EN 1536.

□ Armatures transversales

Il est recommandé d'adopter le diamètre des armatures transversales suivant :

Ø des armatures longitudinales (mm)	12-14	16	20	25	32
Ø des armatures transversales (mm)	6-8	8-10	12-14	12-16	16

L'écartement des armatures transversales est au plus égal à 15 fois le plus petit diamètre des barres longitudinales, avec un maximum de 35 cm.

□ Enrobage

L'enrobage des armatures est de **4 cm** pour les pieux ou parties de pieux exécutés **avec un tube provisoire** et de **7 cm** pour les pieux, parties de pieux et barrettes exécutés **sans tube**.

L'enrobage est obtenu à l'aide de centreurs dont la répartition et le nombre sont adaptés aux dimensions et à la géométrie de la cage d'armatures.

13.4.2 Justification des semelles

■ Semelles sur un pieu isolé

Les semelles sur un pieu isolé relèvent de la clause 9.8.4 ou de la clause 12.9.3 de l'Eurocode 2.

Ainsi, il convient de prévoir des armatures transversales adéquates pour résister aux efforts d'éclatement dans la semelle lorsque la pression sur le pieu aux états-limites ultimes est supérieure à 5 MPa.

L'effort d'éclatement F_s peut être calculé comme suit :

$$F_s = 0,25 \left(1 - \frac{c}{h} \right) N_{Ed}$$

où h est la plus petite des valeurs b et H .

Il convient de respecter pour les armatures un diamètre minimal $\varnothing_{\min} = 8 \text{ mm}$.

■ Méthode des bielles

Les Recommandations professionnelles proposent l'application de la méthode des bielles pour les justifications des semelles sur plusieurs pieux.

La méthode des bielles a été exposée par J. Blevot et R. Fremy dans les Annales de l'ITBTP de février 1967, n° 120, série TMC n° 57.

On considère dans cette méthode que l'effort N_{Ed} du poteau de largeur a est transmis aux pieux par des bielles comprimées en béton inclinées d'un angle θ avec le plan des armatures qui équilibrent la composante horizontale des bielles.

Les dimensions de la semelle doivent tenir compte de la possibilité d'ancrer correctement les efforts et de la tolérance d'implantation des pieux. **L'inclinaison θ des bielles doit être supérieure ou égale à 45° et reste bornée dans les calculs à 55° .**

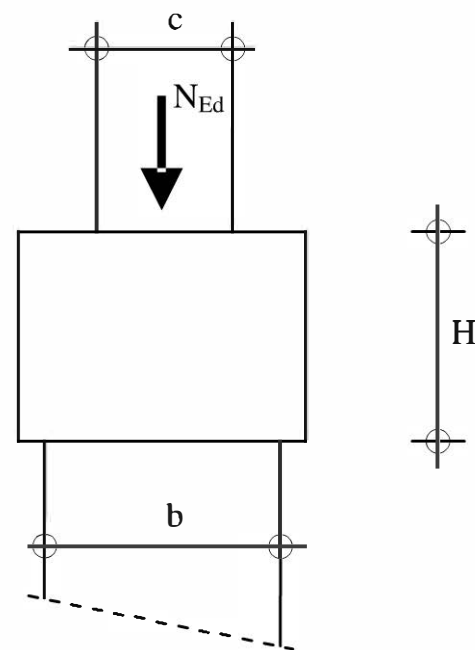


Figure 13.8

■ Semelles sur deux pieux

La méthode des bielles suppose que la charge du poteau est transmise aux pieux par des bielles partant d'un point situé à une distance $a/4$ de l'axe du poteau et arrivant dans l'axe du pieu.

□ Dimensions

Les dimensions en plan de la semelle sont choisies pour que le débord de la semelle par rapport au pieu soit au moins égal à la tolérance d'implantation.

L'application de la méthode des bielles impose une hauteur utile telle que l'inclinaison θ de la bielle sur l'horizontale soit supérieure à 45° et limite l'inclinaison de la bielle à 55° pour le calcul des armatures :

$$\tan \theta = \frac{2d}{\ell_t - a/2}$$

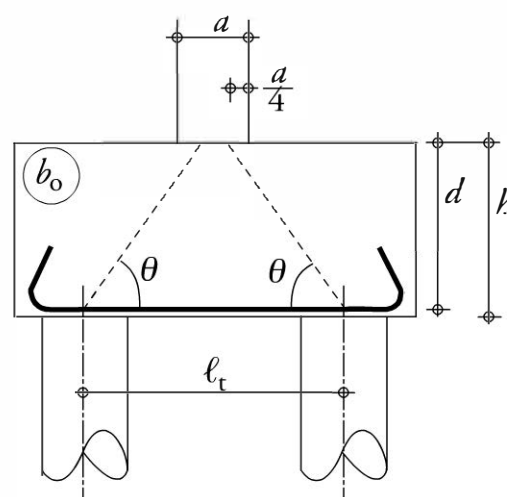


Figure 13.9

□ État limite ultime de compression des bielles

On doit vérifier l'état limite ultime de compression des bielles :

- au niveau de la base du poteau de section s :

$$\frac{N_{ed}}{s \sin^2 \theta} \leq 0,9 f_{ck}$$

- au niveau de la tête du pieu de section S :

$$\frac{N_{ed}}{2S \cdot \sin^2 \theta} \leq 0,9 f_{ck}$$

□ État limite de cisaillement du béton

La contrainte tangente conventionnelle doit vérifier la condition :

$$\frac{N_{ed}}{1,75 b_0 d} \leq 1,75 f_{ctm}$$

b_0 est la largeur de la semelle.

□ État limite ultime de résistance

Les armatures principales inférieures équilibrent la composante horizontale de la bielle, calculée avec un angle limité à 55° et majorée de 15 %, égale à :

$$\frac{1,15 N_{ed}}{2 \tan \theta}$$

□ Armatures complémentaires

Ce sont des armatures destinées, en partie, à reprendre les moments de torsion éventuels résultant des écarts d'implantation :

- ▶ les armatures supérieures de section A' comprises entre 1/5 et 1/8 des armatures principales ;
- ▶ des cadres correspondant à des HA 10 tous les 12 cm pour des pieux de charge ultime inférieure ou égale à 1,10 MN par pieu. Cette section est majorée au prorata pour des charges supérieures.

■ Semelles sur trois pieux

□ Dimensions

Les dimensions en plan sont choisies pour que le débord de la semelle par rapport aux pieux soit au moins égal à la tolérance d'implantation.

L'application de la méthode des bielles impose une hauteur utile telle que l'inclinaison θ de la bielle sur l'horizontale soit supérieure à 45° et limite l'inclinaison de la bielle à 55° pour le calcul des armatures. L'inclinaison θ est calculée avec un point de départ supposé à une distance de $0,3a$ du centre du poteau.

$$\tan \theta = \frac{d\sqrt{3}}{\ell_t - 0,52a}$$

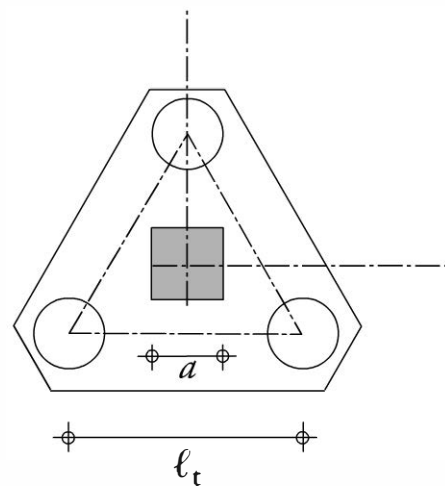


Figure 13.10

□ État limite ultime de compression des bielles

On doit vérifier l'état limite ultime de compression des bielles :

- au niveau de la base du poteau de section s :

$$\frac{N_{ed}}{s \sin^2 \theta} \leq 1,15 f_{ck}$$

- au niveau de la tête du pieu de section S :

$$\frac{N_{ed}}{3S \sin^2 \theta} \leq 1,15 f_{ck}$$

□ État limite ultime de résistance

Dans le cas des semelles sur trois pieux, l'équilibre des bielles peut être réalisé soit par des efforts dirigés suivant les côtés, soit par des efforts dirigés suivant les médianes.

Le système d'armatures disposé suivant les côtés doit équilibrer, en tout état de cause au moins les deux tiers de la charge totale. L'enchevêtrement des barres, souvent d'un diamètre important, qui résulte de la superposition des trois médianes conduit à préférer le système constitué uniquement d'armatures en cerces.

Les armatures en cerces équilibrent un effort calculé avec un angle θ limité à 55° :

$$\frac{N_{ed}(\ell_t - 0,52a)}{9d}$$

■ Semelles sur quatre pieux

□ Dimensions

Les dimensions en plan sont choisies pour que le débord de la semelle par rapport aux pieux soit au moins égal à la tolérance d'implantation.

L'application de la méthode des bielles impose une hauteur utile telle que l'incli-

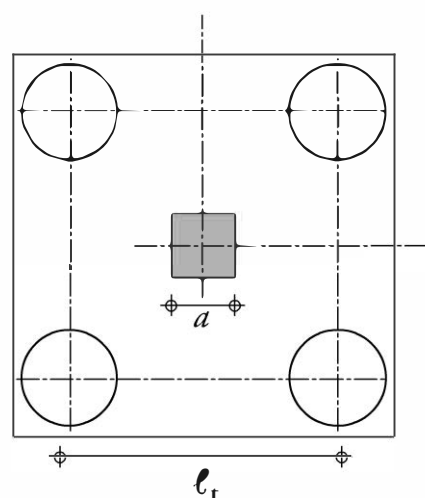


Figure 13.11

naissance θ de la bielle sur l'horizontale soit supérieure à 45° et limite l'inclinaison de la bielle à 55° pour le calcul des armatures. L'inclinaison θ est calculée avec un point de départ supposé à une distance de $0,35a$ du centre du poteau.

$$\tan \theta = \frac{d\sqrt{2}}{\ell_t - a/2}$$

□ État limite ultime de compression des bielles

On doit vérifier l'état limite ultime de compression des bielles :

- au niveau de la base du poteau de section $s = ab$, P_u étant la charge totale en pied de poteau :

$$\frac{N_{ed}}{s \sin^2 \theta} \leq 1,35 f_{ck}$$

- au niveau de la tête du pieu de section S_0 :

$$\frac{N_{ed}}{4S \sin^2 \theta} \leq 1,35 f_{ck}$$

□ État limite ultime de résistance

Dans le cas des semelles sur quatre pieux, l'équilibre des bielles peut être réalisé soit par des efforts dirigés suivant les côtés, soit par des efforts dirigés suivant les diagonales.

L'effort nécessaire pour assurer l'équilibre des bielles vaut selon que les armatures sont disposées :

- suivant les diagonales : $\frac{N_{Ed}\sqrt{2}(\ell_t - 0,5a)}{8d}$
- suivant les côtés : $\frac{N_{Ed}(\ell_t - 0,5a)}{8d}$

Les armatures en cercles équilibrent un effort calculé avec un angle θ limité à 55° :

$$A = \frac{P_u}{4\sqrt{2} \tan \theta \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Ces armatures sont complétées par un quadrillage de répartition représentant dans chaque sens au moins 40 % de la section des cerces.

Le système d'armatures disposé suivant les côtés doit équilibrer, entre 40 % et 60 % de la charge totale.

Exemples de fondations profondes (semelle sur deux pieux)

Introduction

L'exemple concerne l'étude d'une fondation sur deux pieux.

Définitions

Géométrie

La semelle considérée supporte un poteau de section carrée de côté $a = 0,70$ m et s'appuie sur deux pieux de diamètre $\varnothing = 0,80$ m.

La géométrie de la semelle est déterminée, à partir du diamètre $\varnothing$ des pieux, de la façon suivante :

L'entraxe des pieux

$$a' = 3\varnothing = 3 \cdot 0,80 = 2,40 \text{ m}$$

La longueur de la semelle

$$L = a' + 2 \text{ débords} + \varnothing \\ = 2,40 + 2 \cdot 0,20 + 0,80 = 3,60 \text{ m}$$

La largeur de la semelle

$$b' = \varnothing + 2 \text{ débords} \\ = 0,80 + 2 \cdot 0,20 = 1,20 \text{ m}$$

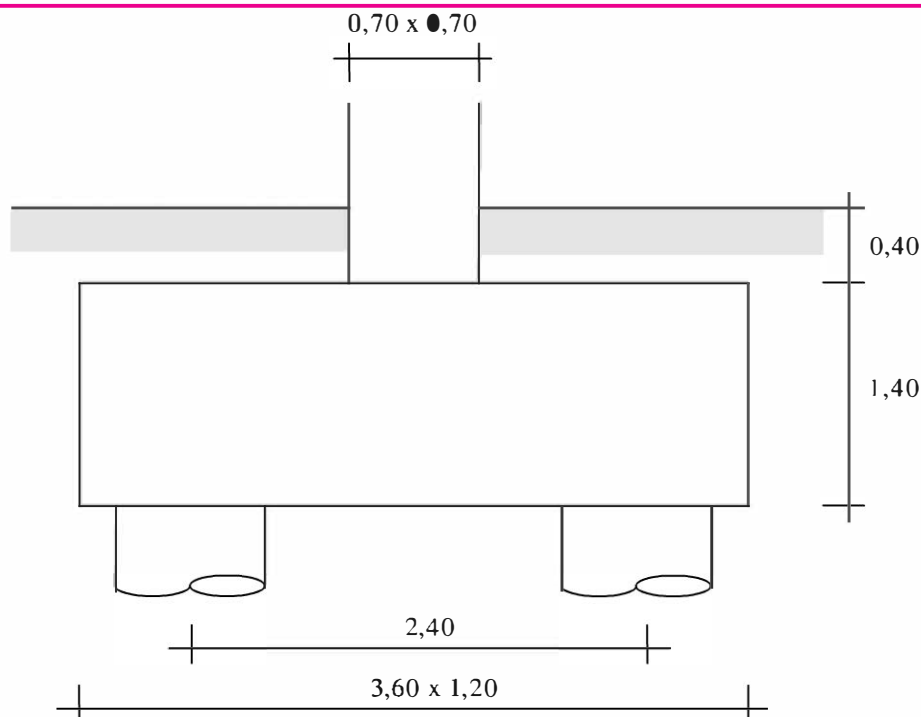
L'inclinaison des bielles $\operatorname{tg} \theta = \frac{2d}{a' - \frac{a}{2}}$, θ compris entre 45° et 55°

La hauteur utile de la semelle

$$d = \frac{1,20}{2} \left(2,40 - \frac{0,70}{2} \right) = 1,23 \text{ m}$$

La hauteur de la semelle

$$h = d + 0,10 \\ \simeq 1,33 \text{ m, arrondi à } 1,40 \text{ m}$$



Matériaux

Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25$ MPa. On considérera que le béton des pieux a la même résistance que le béton de la semelle.

Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa et sont de classe de ductilité B.

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. La classe d'exposition de la semelle est la classe XA1.

On considère que le béton est coulé au contact d'un sol ayant reçu une préparation et l'enrobage minimal est de 30 mm, soit un enrobage nominal $c_{nom} = 40$ mm.

Actions

Actions permanentes

Poids propre de la semelle : $3,60 \cdot 1,40 \cdot 1,20 \cdot 0,025$ $g_0 = 0,151$ MN

Poids des terres : $(3,60 \cdot 1,20 - 0,702) \cdot 0,40 \cdot 0,020$ $g_1 = 0,031$ MN

Descente de charges en pied de poteau $N_G = 2,850$ MN/ml
 $M_G = 0,260$ MNm/ml

Actions variables

Descente de charges en pied de poteau $N_Q = 0,820$ MN/ml
 $M_Q = 0,080$ MNm/ml

Actions accidentelles

Sans objet.

Sollicitations

Les sollicitations qui résultent des actions au niveau de la tête des pieux consistent en un effort normal et un moment fléchissant, qui sont équilibrés par les réactions d'appui sur les pieux A et B :

$$R_A = \frac{N}{2} - \frac{M}{a'} \quad \text{et} \quad R_B = \frac{N}{2} + \frac{M}{a'}$$

État limite ultime

Combinaison fondamentale

Effort normal

$$N_u = 1,35(0,151 + 0,031 + 2,850) + 1,50 \cdot 0,820 = 5,323 \text{ MN}$$

Moment fléchissant

$$M_u = 1,35 \cdot 0,260 + 1,50 \cdot 0,080 = 0,471 \text{ MNm}$$

Réaction sur le pieu A

$$R_A = \frac{5,323}{2} - \frac{0,471}{2,40} = 2,662 - 0,196 = 2,466 \text{ MN}$$

Réaction sur le pieu B

$$R_B = \frac{5,323}{2} + \frac{0,471}{2,40} = 2,662 + 0,196 = 2,858 \text{ MN}$$

État limite de service

Combinaison caractéristique

$$N_{\text{ser}} = 0,151 + 0,031 + 2,850 + 0,820 = 3,852 \text{ MN}$$

$$M_{\text{ser}} = 0,260 + 0,080 = 0,340 \text{ MNm}$$

Réaction sur le pieu A

$$R_A = \frac{3,852}{2} - \frac{0,340}{2,40} = 1,926 - 0,142 = 1,784 \text{ MN}$$

Réaction sur le pieu B

$$R_B = \frac{3,852}{2} + \frac{0,340}{2,40} = 1,926 + 0,142 = 2,068 \text{ MN}$$

Justifications**Justifications vis-à-vis du sol de fondation**

Les justifications vis-à-vis du sol conduisent en pratique à déterminer la longueur des pieux de telle façon que le sol soit capable d'équilibrer les charges par mobilisation du terme de pointe et du frottement latéral.

Justification des pieux

C'est l'état limite de service de compression du béton qui est déterminant.

Si on suppose que la résistance conventionnelle f_c du béton des pieux, compte tenu des conditions de leur réalisation, est égale à 16,7 MPa, on doit vérifier que la contrainte moyenne de compression sous la combinaison caractéristique est inférieure à $0,3f_c$, soit 5,0 MPa :

$$\text{Contrainte moyenne} \quad \sigma_{\text{moyen}} = \frac{2,068}{0,503} = 4,1 < 5,0 \text{ MPa}$$

Justification de la résistance de la semelle

On applique la méthode des bielles. L'angle d'inclinaison des bielles est pris égal à :

$$\text{Inclinaison des bielles} \quad \tan \theta = \frac{2d}{a' - \frac{a}{2}} = \frac{2 \cdot 1,30}{2,40 - 0,35} = 1,27,$$

$$\text{soit } \theta = 51,7^\circ$$

La charge fictive $P_{u'}$ centrée à prendre en compte est égale à deux fois la réaction maximale sur les pieux, soit $P_{u'} = 2 \cdot 2,858 = 5,716$ MN.

■ État limite ultime de compression des bielles

La contrainte de compression des bielles au niveau du poteau est :

$$\text{Contrainte} \quad \sigma_c = \frac{P_u}{ab \sin^2 \theta} = \frac{5,716}{0,70^2 \cdot 0,785^2} = 18,9 \text{ MPa}$$

$$< 0,9 f_{ck} = 22,5 \text{ MPa}$$

■ État limite ultime de cisaillement

La contrainte conventionnelle de cisaillement du béton est :

Contrainte tangente

$$\tau_c = \frac{P_u}{2b' \cdot 0,875h}$$

$$= \frac{5,716}{2 \cdot 1,20 \cdot 0,875 \cdot 1,40} = 1,9 \text{ MPa}$$

$$< 1,75 f_{ctm} = 4,5 \text{ MPa}$$

■ État limite ultime de résistance

La classe d'environnement étant la classe XA1, la section d'acier déterminée à l'état limite ultime de résistance sera majorée de 10 %.

Armatures principales $A_s = \frac{1,15 \cdot P'_u}{2 \cdot \text{tg} \theta \cdot f_{yd}} = \frac{1,15 \cdot 5,716}{2 \cdot 1,27 \cdot 435} = 59,5 \text{ cm}^2$,

majorée de 10 %, soit $65,5 \text{ cm}^2$

Armatures supérieures A'_s entre $\frac{A_s}{8}$ et $\frac{A_s}{5}$, soit 8,2 et 13,1 cm^2

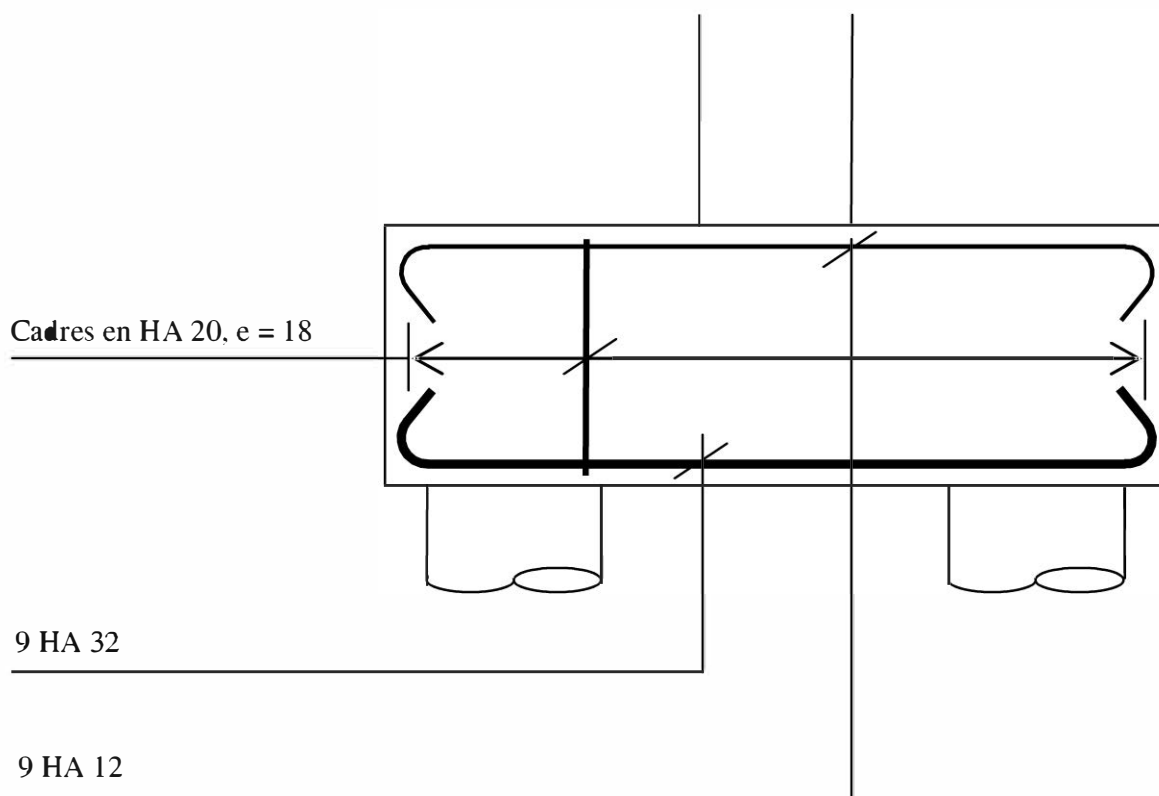
Armatures transversales $\frac{HA 10}{e = 0,12} \frac{2,858}{1,10} = \frac{0,785}{0,12} \frac{2,858}{1,10} = 17,0 \text{ cm}^2/\text{ml}$
pour un brin

Dispositions constructives

Le cadre des armatures transversales sera constitué, compte tenu du diamètre choisi, par deux U en vis-à-vis.

Il conviendra en outre de compléter ces armatures par des armatures de construction, à savoir :

- ▶ deux cadres intérieurs en HA 16, avec un espacement de 0,54 m (3 fois 0,18) ;
- ▶ trois cadres horizontaux en HA 16, constitués également par deux U en vis-à-vis.



Exemple de fondations profondes (semelle sur trois pieux)

Définitions

Géométrie

La semelle considérée supporte un poteau de section carrée de côté $a = 0,70$ m et s'appuie sur trois pieux de diamètre $\varnothing = 0,70$ m.

La géométrie de la semelle est déterminée, à partir du diamètre $\varnothing$ des pieux, de la façon suivante :

L'entraxe des pieux $a' = 3\varnothing = 3 \cdot 0,70 = 2,10$ m

La hauteur du petit triangle

$$h' = a' \cdot \sin 60^\circ = 2,10 \cdot 0,866 = 1,82 \text{ m}$$

La hauteur du grand triangle

$$H = 3 \left(\frac{h'}{3} + \frac{\varnothing}{2} + \text{débord} \right)$$

$$= 3(0,61 + 0,35 + 0,20) = 3,47 \text{ m}$$

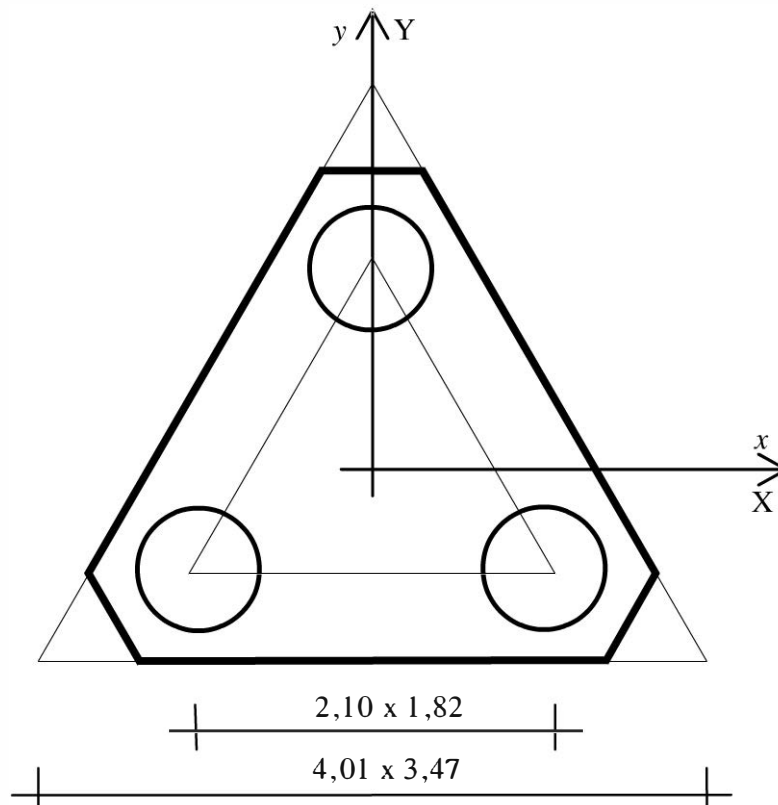
La base du grand triangle

$$A = \frac{H}{\sin 60^\circ} = 4,01 \text{ m}$$

La hauteur de la pointe

$$h'' = H - (h' + \varnothing + 2\text{débords})$$

$$= 3,47 - 1,82 - 0,70 - 0,40 = 0,55 \text{ m}$$



La base de la pointe $a'' = \frac{h''}{\sin 60^\circ} = 0,64 \text{ m}$

L'inclinaison des bielles $\operatorname{tg} \theta = \frac{d\sqrt{3}}{a' - 0,52a'}$, θ compris entre 45° et 55°

La hauteur utile de la semelle $d = \frac{1,20}{\sqrt{3}}(2,10 - 0,52 \cdot 0,70) = 1,20 \text{ m}$

La hauteur de la semelle $h = d + 0,10 \simeq 1,30 \text{ m}$,
arrondi à 1,40 m

Matériaux

Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$. On considérera que le béton des pieux a la même résistance que le béton de la semelle.

Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ et sont de classe de ductilité B.

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. La classe d'exposition de la semelle est la classe XA1.

On considère que le béton est coulé au contact d'un sol ayant reçu une préparation et l'enrobage minimal est de 30 mm, soit un enrobage nominal $c_{nom} = 40 \text{ mm}$.

Actions

Actions permanentes

La surface de la semelle est égale à :

$$\frac{1}{2}(4,01 \cdot 3,47 - 3 \cdot 0,64 \cdot 0,55) = 6,4 \text{ m}^2$$

Poids propre de la semelle : $6,4 \cdot 1,40 \cdot 0,025$

Poids des terres : $(6,4 - 0,70^2) \cdot 0,40 \cdot 0,020$

Descente de charges en pied de poteau

$$g_0 = 0,224 \text{ MN}$$

$$g_1 = 0,048 \text{ MN}$$

$$N_G = 2,900 \text{ MN}$$

$$M_{GX} = 0,900 \text{ MNm}$$

$$M_{GY} = 0,180 \text{ MNm}$$

Actions variables

Descente de charges en pied de poteau

$$N_Q = 0,700 \text{ MN}$$

$$M_{QX} = 0,250 \text{ MNm}$$

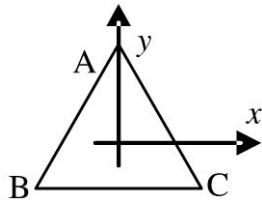
$$M_{QY} = 0,070 \text{ MNm}$$

Actions accidentelles

Sans objet.

Sollicitations

Les sollicitations qui résultent des actions au niveau de la tête des pieux consistent en un effort normal et un moment fléchissant, qui sont équilibrés par les réactions d'appui sur les pieux A, B et C :



$$R_A = \frac{N}{3} - \frac{M_x}{h'}$$

$$R_B = \frac{N}{3} + \frac{M_x}{2h'} - \frac{M_y}{a'}$$

$$R_C = \frac{N}{3} + \frac{M_x}{2h'} + \frac{M_y}{a'}$$

État limite ultime

■ Combinaison fondamentale

Effort normal

$$N_u = 1,35(0,224 + 0,048 + 2,900) + 1,50 \cdot 0,700 = 5,332 \text{ MN}$$

Moment fléchissant $M_{uX} = 1,35 \cdot 0,900 + 1,50 \cdot 0,250 = 1,590 \text{ MNm}$

Moment fléchissant $M_{uY} = 1,35 \cdot 0,180 + 1,50 \cdot 0,070 = 0,348 \text{ MNm}$

Réaction sur le pieu A

$$R_A = \frac{5,332}{3} - \frac{1,590}{1,82} = 1,777 - 0,874 = 0,903 \text{ MN}$$

Réaction sur le pieu B

$$R_B = \frac{5,332}{3} + \frac{1,590}{2 \cdot 1,82} - \frac{0,348}{2,10} = 1,777 + 0,437 - 0,166 = 2,048 \text{ MN}$$

Réaction sur le pieu C

$$R_C = \frac{5,332}{3} + \frac{1,590}{2 \cdot 1,82} + \frac{0,348}{2,10} = 1,777 + 0,437 + 0,166 = 2,380 \text{ MN}$$

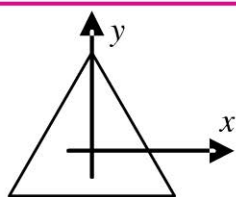
État limite de service

■ Combinaison caractéristique

Effort normal $N_{ser} = 0,224 + 0,048 + 2,900 + 0,700 = 3,872 \text{ MN}$

Moment fléchissant $M_{serX} = 0,900 + 0,250 = 1,150 \text{ MNm}$

Moment fléchissant $M_{serY} = 0,180 + 0,070 = 0,250 \text{ MNm}$



Dans cette configuration,
 $M_x = M_X$ et $M_y = M_Y$.

Réaction sur le pieu A

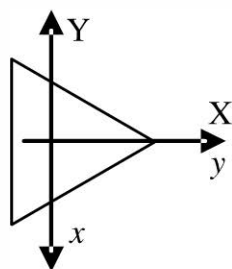
$$R_A = \frac{3,872}{3} - \frac{1,150}{1,82} = 1,291 - 0,632 = 0,659 \text{ MN}$$

Réaction sur le pieu B

$$R_B = \frac{3,872}{3} + \frac{1,150}{2 \cdot 1,82} - \frac{0,250}{2,10} = 1,291 + 0,316 - 0,119 = 1,488 \text{ MN}$$

Réaction sur le pieu C

$$R_C = \frac{3,872}{3} + \frac{1,150}{2 \cdot 1,82} + \frac{0,250}{2,10} = 1,291 + 0,316 + 0,119 = 1,726 \text{ MN}$$



Dans cette configuration,
 $M_x = -M_Y$ et $M_y = M_X$.

Réaction sur le pieu A

$$R_A = \frac{4,152}{3} + \frac{0,250}{1,82} = 1,291 + 0,137 = 1,428 \text{ MN}$$

Réaction sur le pieu B

$$R_B = \frac{4,152}{3} - \frac{0,250}{2 \cdot 1,82} - \frac{1,150}{2,10} = 1,291 - 0,069 - 0,548 = 0,674 \text{ MN}$$

Réaction sur le pieu C

$$R_C = \frac{4,152}{3} - \frac{0,250}{2 \cdot 1,82} + \frac{1,150}{2,10} = 1,291 - 0,069 + 0,548 = 1,770 \text{ MN}$$

Dans cet exemple, les deux configurations sont sensiblement équivalentes.

Justifications

Justifications vis-à-vis du sol de fondation

Les justifications vis-à-vis du sol conduisent en pratique à déterminer la longueur des pieux de telle façon que le sol soit capable d'équilibrer les charges par mobilisation du terme de pointe et du frottement latéral.

Justification des pieux

C'est l'état limite de service de compression du béton qui est déterminant.

Si on suppose que la résistance conventionnelle f_c du béton des pieux, compte tenu des conditions de leur réalisation, est égale à 16,7 MPa, on doit vérifier que la contrainte moyenne de compression sous la combinaison caractéristique est inférieure à $0,3f_c$, soit 5,0 MPa :

$$\text{Contrainte moyenne} \quad \sigma_{\text{moyen}} = \frac{1,726}{0,385} = 4,5 < 5,0 \text{ MPa}$$

Justification de la résistance de la semelle

On applique la méthode des bielles. L'angle d'inclinaison des bielles est pris égal à :

Inclinaison des bielles

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{3} d}{a' - 0,52a} = \frac{\sqrt{3} \cdot 1,30}{2,10 - 0,52 \cdot 0,70} = 1,30, \text{ soit } \theta = 52,4^\circ$$

La charge fictive P_u centrée à prendre en compte est égale à trois fois la réaction maximale sur les pieux, soit $P_u = 3 \cdot 2,380 = 7,140 \text{ MN}$.

▪ État limite ultime de compression des bielles

La contrainte de compression des bielles au niveau du poteau est :

$$\begin{aligned} \text{Contrainte} \quad \sigma_c &= \frac{P_u}{ab \sin^2 \theta} = \frac{7,140}{0,70^2 \cdot 0,792^2} = 23,2 \text{ MPa} \\ &< 1,15 f_{ck} = 28,8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

▪ État limite ultime de résistance

La classe d'environnement étant la classe XA1, la section d'acier déterminée à l'état limite ultime de résistance sera majorée de 10 %.

Armatures en cerces

$$A_s = \frac{P_u}{3 \tan \theta \cdot f_{yd}} = \frac{7,140}{3 \sqrt{3} \cdot 1,30 \cdot 435} = 24,3 \text{ cm}^2,$$

majorée de 10 %, soit 26,7 cm²

Dispositions constructives

Les armatures cerces pourront être constituées par 4 barres HA 32, auxquelles viendront s'ajouter les armatures nécessaires pour assurer le recouvrement des coupures entre barres successives.

Le ferrailage est complété par un quadrillage représentant au moins 8,9 cm² dans les deux directions.

14

Murs de soutènement

14.1 Généralités

Les murs de soutènement font l'objet de la Section 9 de l'Eurocode 7, qui renvoie pour l'analyse des états limites à la Section 6 Fondations superficielles de l'Eurocode 7.

Il s'agit dans ce chapitre des murs poids, par distinction des écrans de soutènement ou des ouvrages de soutènement composites tels que les ouvrages en terre renforcés par des ancrages, des géotextiles ou comportant des rangées d'ancrages ou de clous.

L'analyse du comportement du mur qui est décrite reprend la méthode proposée par le dossier pilote MUR 73 du SÉTRA.

Cette méthode consiste à considérer l'équilibre de l'ensemble défini par l'interface entre le sol et la semelle du mur de soutènement et les deux plans verticaux fictifs passant par l'avant et l'arrière de la semelle.

La détermination de la poussée des terres et les états limites sont ceux qui sont définis par l'Eurocode 7.

14.2 Actions

14.2.1 Actions [2.4.2 (4)]

L'Eurocode 7 préconise les actions à prendre en compte :

- ▶ le poids des sols, des roches et de l'eau ;
- ▶ les contraintes existant dans le terrain ;
- ▶ les pressions des terres et les pressions de l'eau présente dans le terrain ;

- ▶ les pressions de l'eau libre, y compris celle des vagues ;
- ▶ les pressions de l'eau interstitielle ;
- ▶ les forces d'écoulement ;
- ▶ les charges permanentes et les charges provenant des structures ;
- ▶ les surcharges ;
- ▶ les forces d'amarrage ;
- ▶ l'enlèvement de charges ou l'excavation du terrain ;
- ▶ les charges de circulation ;
- ▶ les mouvements provoqués par les activités minières ou les autres activités liées aux caves ou aux activités de creusement de tunnels ;
- ▶ le gonflement et le retrait provoqués par la végétation, le climat ou les variations d'humidité ;
- ▶ les mouvements dus au fluage ou au glissement ou au tassement d'une masse de terrain ;
- ▶ les mouvements dus à la dégradation, à la dispersion, à la décomposition, à l'auto-compaction et à la dissolution ;
- ▶ les mouvements et accélérations dus aux tremblements de terre, aux explosions, aux vibrations et aux charges dynamiques ;
- ▶ les effets de la température, y compris l'action du gel ;
- ▶ les charges de glace ;
- ▶ la précontrainte imposée dans les ancrages ou les boutons ;
- ▶ le frottement négatif.

Les actions permanentes défavorables (ou déstabilisatrices) et favorables (ou stabilisatrices) peuvent dans certaines situations être considérées comme provenant d'une source unique. Si elles sont considérées de cette façon, un facteur partiel unique peut être appliqué à la somme de leurs effets.

Les valeurs de calcul du poids volumique du matériau de remblai doivent être estimées en fonction de la connaissance du matériau disponible pour le remblaiement. Le rapport de calcul géotechnique doit spécifier les contrôles qui devront être effectués au cours de l'exécution des travaux afin de vérifier que les valeurs réelles sur le chantier ne sont pas plus mauvaises que celles adoptées pour le calcul.

14.2.2 Action de la pression des terres

La détermination de la pression des terres doit tenir compte des modes et amplitudes admissibles des mouvements et déformations qui peuvent se produire dans l'ouvrage de soutènement à l'état limite considéré.

L'annexe C.3 donne l'ordre de grandeur du mouvement nécessaire. Par exemple, pour un sol moyen, le déplacement en tête est de l'ordre de 0,3 % de la hauteur du mur, et le déplacement d'ensemble est de l'ordre de 0,1 % pour un état limite de poussée.

Pour le béton coulé en place, on peut admettre que le paramètre d'interface δ entre le soutènement et le terrain est égal à $\varphi_{cv,d}$, valeur de calcul de l'angle de frottement interne à l'état critique.

■ Talus infini

La composante horizontale de la pression des terres sur un écran vertical due à un talus incliné d'un angle β sur l'horizontale est donnée par l'abaque en figure 14.1.

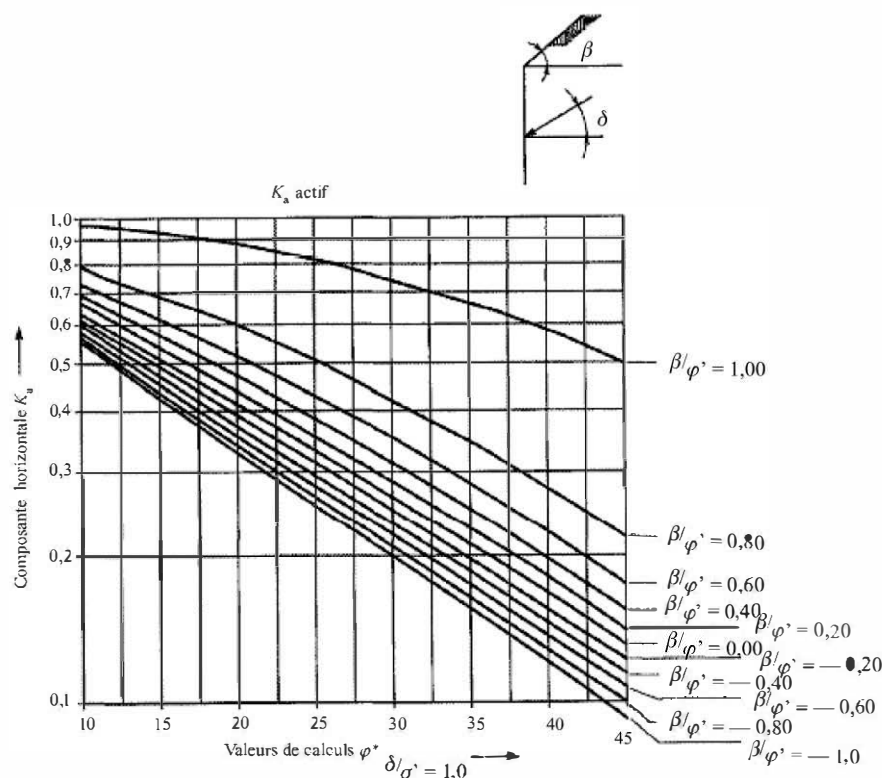


Figure 14.1

■ Talus fini

On trace les diagrammes correspondant aux talus infinis fictifs obtenus en prolongeant chacune des parties du talus, soit les droites AA' et BB' (figure 14.2). Le diagramme du talus fini est la partie commune aux deux diagrammes (le talus réel correspondant à la partie commune des deux talus fictifs).

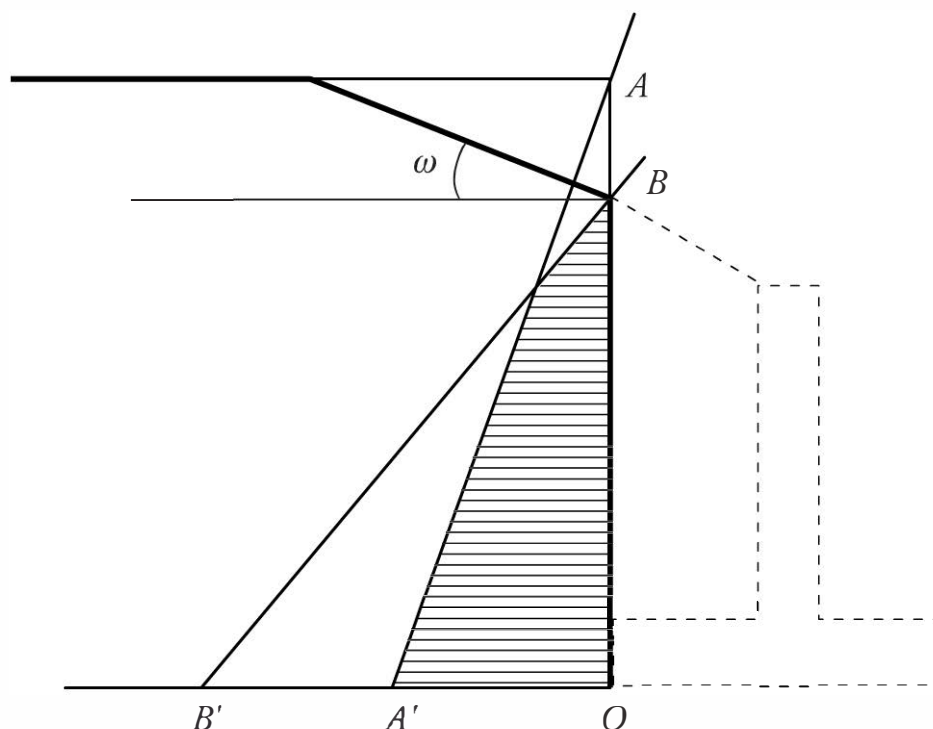


Figure 14.2

■ Charge uniforme linéaire de largeur finie sur le talus

On trace le diagramme correspondant au talus infini fictif obtenu en assimilant la charge à une couche de sol équivalente, soit la droite BB' , parallèle au diagramme de poussée du talus, soit la droite AA' (figure 14.3).

Le début de la zone d'influence de la charge est définie par le point C , intersection avec l'écran de la droite tracée à partir de l'extrémité avant de la charge et inclinée de l'angle φ sur l'horizontale.

La fin de la zone d'influence de la charge est définie par le point D , intersection avec l'écran de la droite tracée à partir de l'extrémité arrière de la charge et inclinée de l'angle $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ sur l'horizontale.

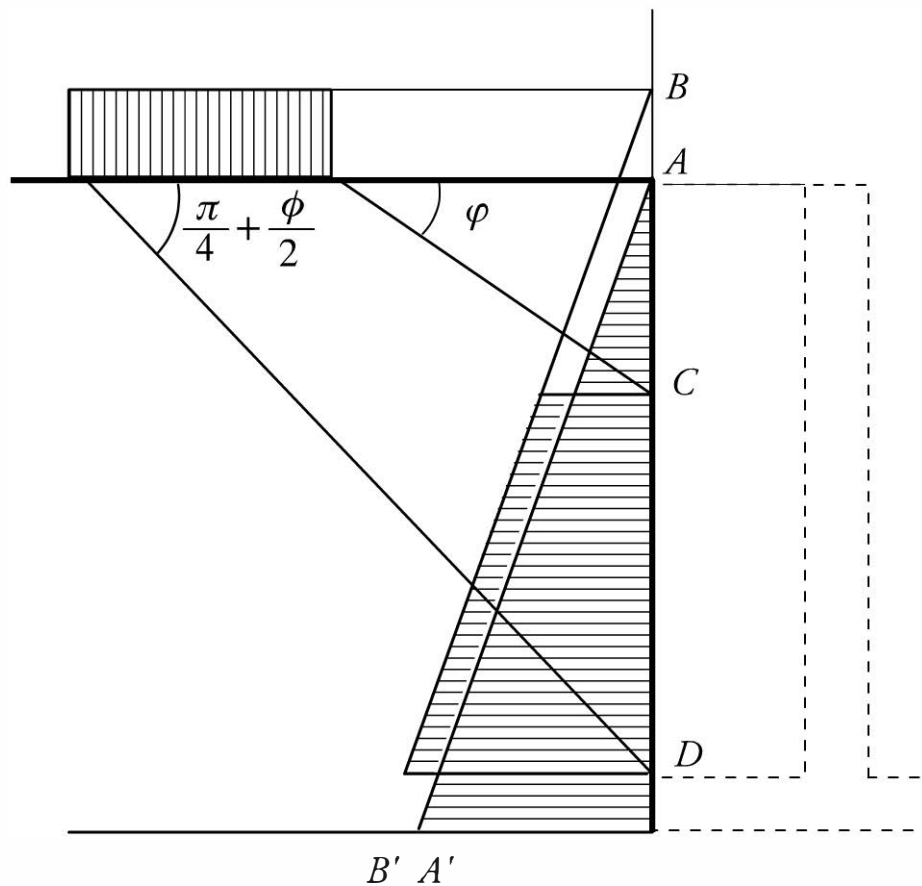


Figure 14.3

■ Charge uniforme linéaire de largeur finie sur le talus

On propose, à défaut de méthode validée, d'utiliser les méthodes ci-dessous, avec les réserves qui s'imposent.

L'effet d'une charge uniforme locale peut être évalué en utilisant la méthode empirique due à M. Krey, très approximative, mais suffisante dans la plupart des cas, tant que la charge n'est pas trop proche de l'écran.

Cette méthode consiste à remplacer le diagramme réel par une distribution triangulaire dans plan vertical normal à l'écran et trapézoïdale dans un plan horizontal.

La pression maximale sur l'écran est définie par $q_{\max}$:

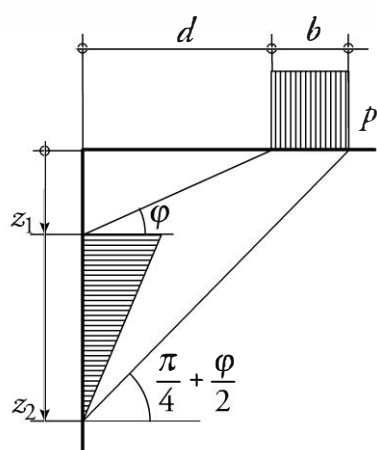
$$q_{\max} = \frac{4P}{(z_1 - z_2)(2a + d)}$$

avec :

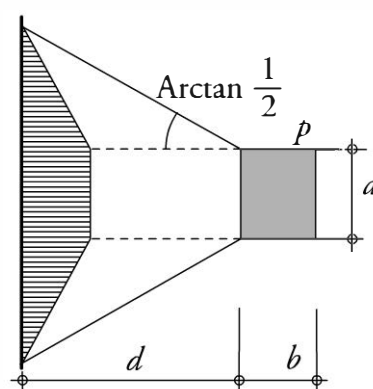
► $P = pab \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right),$

► $z_1 = d \tan \varphi,$

► $z_2 = (b + d) \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$



Distribution verticale



Distribution horizontale

Figure 14.4

Lorsqu'une charge P est concentrée à proximité de l'écran, on peut obtenir de meilleurs résultats en utilisant la formule d'origine semi-empirique de Spangler et Gerber :

$$\sigma_h = 1,77 \frac{P}{h^2} \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3} \cos^2(1,1\theta)$$

expression dans laquelle la valeur de m est limitée inférieurement à 0,4.

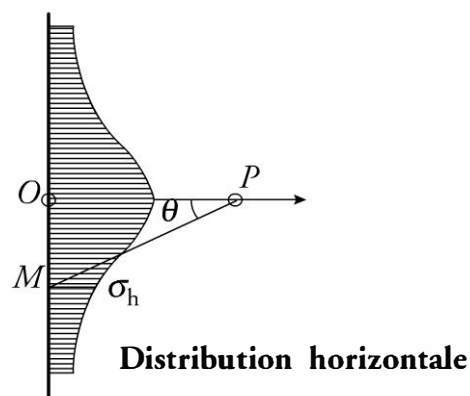
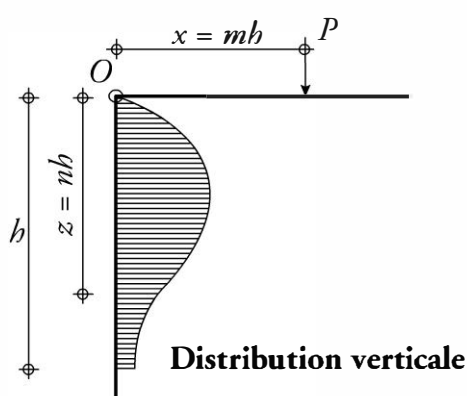


Figure 14.5

14.2.3 Action de l'eau

La présence de l'eau se traduit par deux effets :

- ▶ un effet direct qui est la pression hydrostatique ;
- ▶ un effet indirect qui est dû à la modification de la densité du sol par « déjaugage », qui se répercute en particulier sur le diagramme des poussées.

Le diagramme de poussée dû à la présence d'une nappe d'eau est déterminé de la façon suivante :

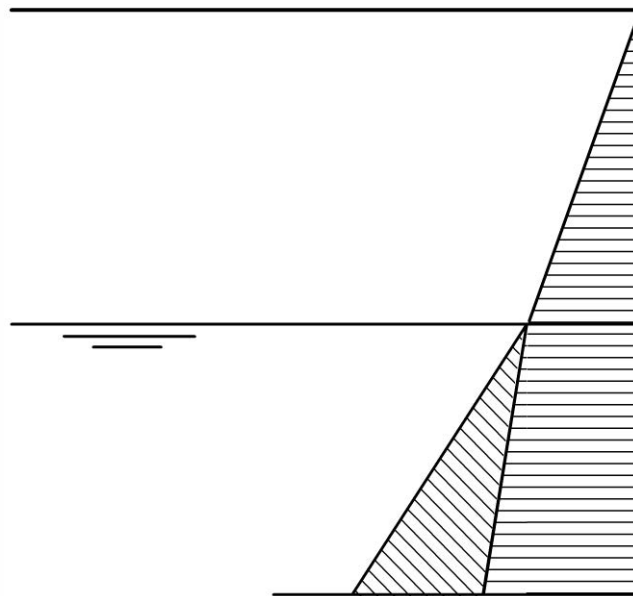


Figure 14.6

14.3 Justifications

14.3.1 Justifications vis-à-vis du sol

Il s'agit, en référence aux fondations superficielles :

- ▶ des états limites ultimes de portance, de glissement et de renversement ;
- ▶ de l'état limite de service de tassement.

14.3.2 Justifications vis-à-vis des matériaux

■ Sollicitations de calcul

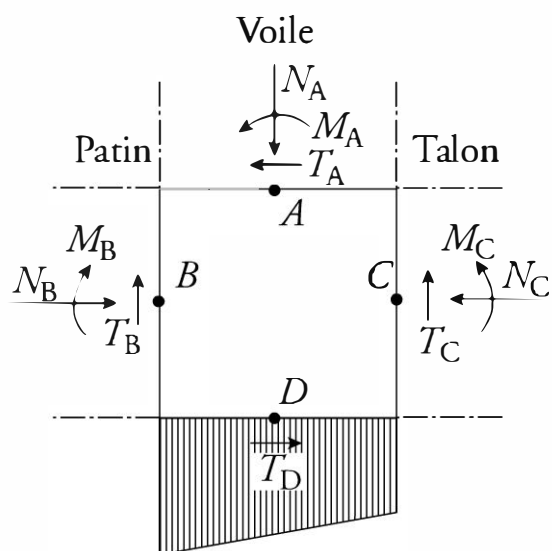


Figure 14.7

Les sollicitations de la structure du mur sont déterminées à partir des actions auxquelles il est soumis, à savoir les actions prises en compte pour les justifications vis-à-vis du sol, ainsi que les réactions du sol qui en résultent.

En particulier, les sollicitations du patin avant peuvent être déterminées en considérant le poids propre du patin, le poids du remblai sur le patin et la réaction du sol.

De même, le moment d'encastrement du talon arrière peut être calculé en écrivant l'équilibre de la zone située à l'intersection du voile et de la semelle, soumis aux efforts d'encastrement du voile et du patin, ainsi qu'à la réaction du sol sur la largeur du voile.

■ États limites

Les états limites à considérer sont les états limites ultimes ou de service usuels relatifs aux sections de calculs considérées.

■ Dispositions constructives

Les armatures longitudinales du voile en partie courante représentent globalement 0,1 % de la section du voile. La face avant peut être armée avec un ferrailage de peau, de façon à assurer un meilleur comportement vis-à-vis de la fissuration due au retrait et aux variations de température.

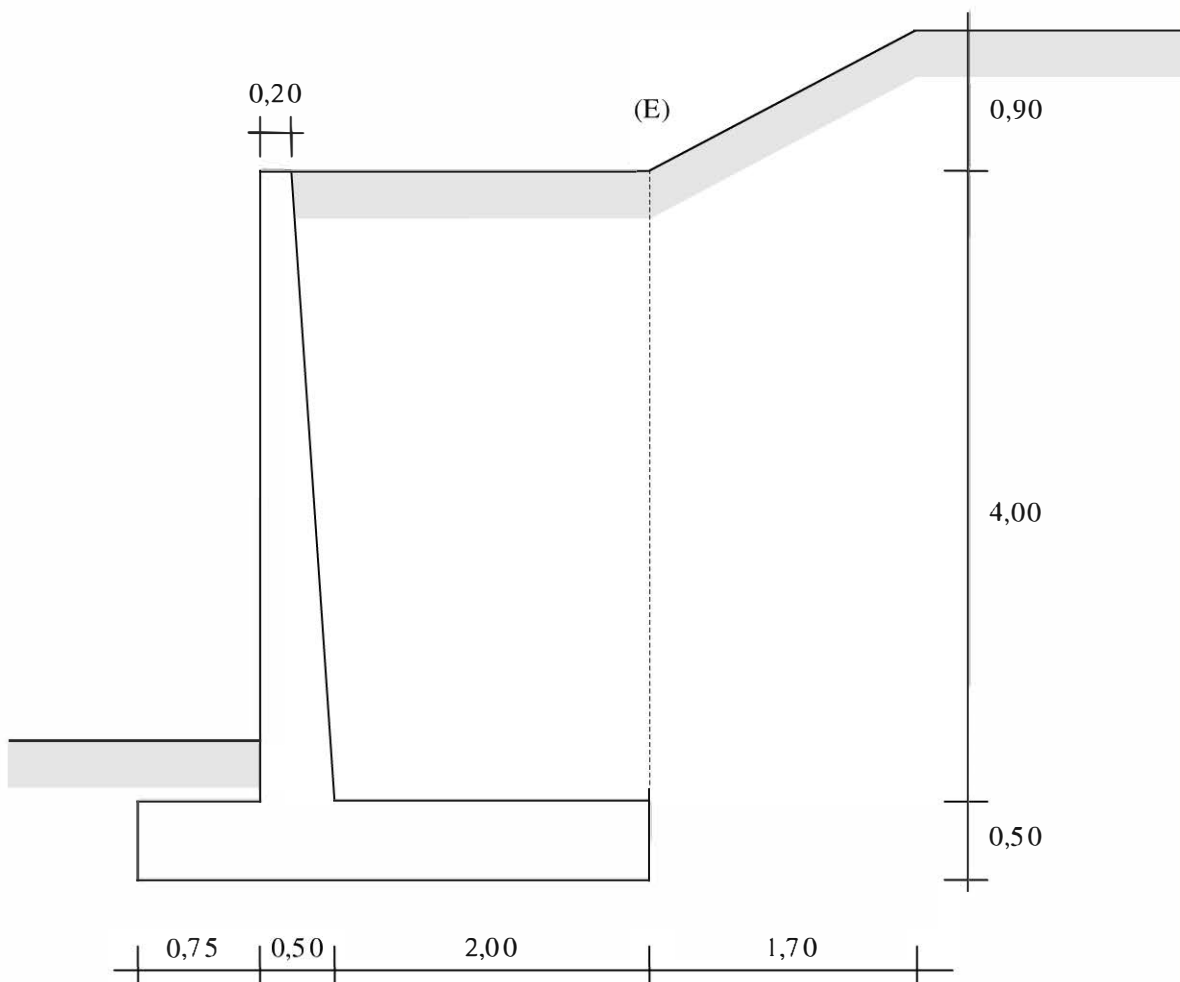
En extrémité de mur, les armatures longitudinales du côté des terres peuvent être renforcées pour reprendre les moments de flexion transversale.

Exemple de mur de soutènement

Définitions

Géométrie

On considère le mur de soutènement dont la géométrie est définie sur le schéma ci-dessous.



Matériaux

Le béton est un C25/30, de résistance à la compression $f_{ck} = 25$ MPa. Les aciers ont une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa et sont de classe de ductilité B.

Le remblai a un poids volumique de 20 kN/m^3 et un angle de frottement interne $\varphi_1 = 35^\circ$, sans cohésion.

La contrainte de rupture du sol d'assise est $q'_u = 0,60$ MPa. L'angle de frottement interne est $\varphi_2 = 30^\circ$.

Conditions d'exploitation

La classe structurale du bâtiment est la classe S4. Le mur est de classe d'exposition XA1.

On considère que le béton est coulé au contact d'un sol ayant reçu une préparation et l'enrobage minimal est de 30 mm, soit un enrobage nominal $c_{\text{nom}} = 40$ mm.

Actions

Le détail du calcul des actions figure dans le tableau ci-dessous.

Actions permanentes

Le détail du calcul des actions figure dans le tableau ci-dessous.

G_0 : Poids propre du mur

G_1 : Poids des terres sur le talon arrière

G_2 : Poussée des terres

La poussée des terres qui s'exerce sur l'écran vertical (E) passant par l'arrière du talon est définie par :

$$\text{Talon de Rankine} \quad t_r = h \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 4,00 \cdot \tan(45^\circ - 17,5^\circ) = 2,08 \text{ m,}$$

très voisin de 2,00 m

On peut donc considérer qu'on se situe dans le cadre de l'hypothèse de Rankine.

Poussée du talus	$k_a = 0,403$	$\delta = 28^\circ$
	$k_h = k_a \cdot \cos \delta = 0,356$	$k_v = k_a \cdot \sin \delta = 0,189$
Poussée du remblai	$k_a = 0,271$	$\delta = 0^\circ$
	$k_h = k_a \cdot \cos \delta = 0,271$	$k_v = k_a \cdot \sin \delta = 0$

L'équation qui donne le point d'intersection des deux diagrammes s'écrit :

$$0,356 \cdot 20 \cdot (z - 0,90) = 0,271 \cdot 20 \cdot z, \quad \text{soit } z = 3,77 \text{ m}$$

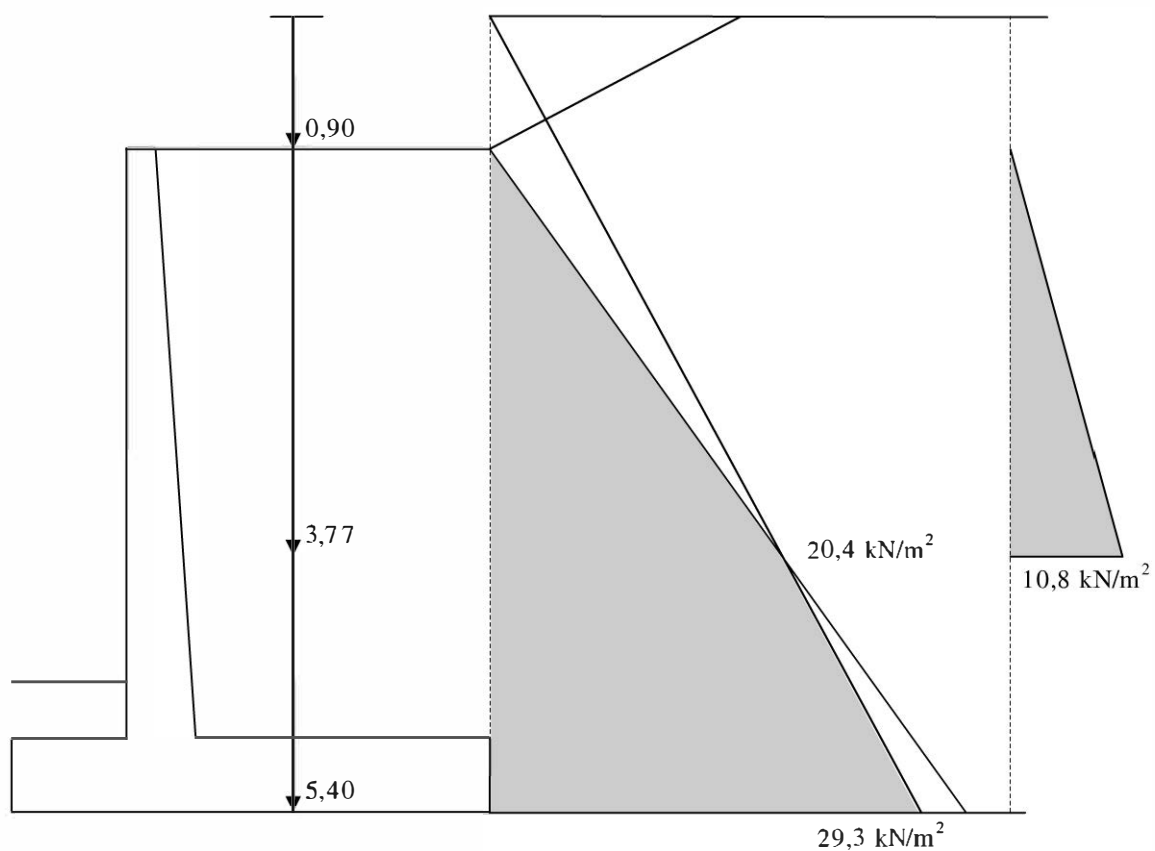
La composante horizontale de la poussée vaut :

$$\text{À la profondeur } z = 3,77 \text{ m : } 0,271 \cdot 20 \cdot 3,77 = 20,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{À la profondeur } z = 5,40 \text{ m : } 0,271 \cdot 20 \cdot 5,40 = 29,3 \text{ kN/m}^2$$

La composante verticale de la poussée vaut :

$$\text{À la profondeur } z = 3,77 \text{ m : } 0,189 \cdot 20 \cdot (3,77 - 0,90) = 10,8 \text{ kN/m}^2$$



Actions variables

Surcharge d'exploitation sur le remblai : $q = 10,00 \text{ kN/m}^2$

La poussée due à la surcharge est constante par parties :

La composante horizontale de la poussée vaut :

Jusqu'à la profondeur $z = 3,77 \text{ m}$: $0,356 \cdot 10,00 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

À partir de la profondeur $z = 3,77 \text{ m}$: $0,271 \cdot 10,00 = 2,7 \text{ kN/m}^2$

La composante verticale de la poussée vaut :

Jusqu'à la profondeur $z = 3,77 \text{ m}$: $0,189 \cdot 10,00 = 1,9 \text{ kN/m}^2$

Actions accidentelles

Sans objet.

Sollicitations

La résultante des actions appliquées au mur, calculée dans la section de contact entre la semelle et le sol comprend l'effort vertical, l'effort horizontal et un moment que l'on calcule par rapport à l'arête avant de la semelle.

		Effort vertical		Effort horizontal		Moment
		Valeur	Distance	Valeur	Distance	
Semelle	3,25·0,50·25	40,6	1,63			66,0
Voile	0,20·4,00·25	20,0	0,85			17,0
	0,15·4,00·25	15,0	1,05			15,8
G₀ : Poids propre du mur		75,6				98,8
Partie triangulaire	0,15·4,00·20	12,0	1,15			13,8
Partie rectangulaire	2,00·4,00·20	160,0	2,25			360,0
G₁ : Poids des terres		172,0				373,8
Triangle supérieur	2,87·20,4·1/2			29,3	2,59	-75,9
Rectangle	1,63·20,4			33,3	0,82	-27,3
Triangle inférieur	1,63·(29,3 - 20,4)·1/2			7,3	0,54	-3,9
Composante verticale	2,87·10,8·1/2	15,5	3,25			50,4
G₂ : Poussée des terres		15,5		69,9		-56,7
Partie supérieure	2,87·3,6			10,3	3,07	-31,6
Partie inférieure	1,63·2,7			4,4	0,82	-3,6
Composante verticale	2,87·1,9	5,5	3,25			17,7
Q : Surcharge d'exploitation		5,5		14,7		-17,5
		R_v		R_h		M
États limites ultimes						
Fondamentale : 1,35(G ₀ + G ₁ + G ₂) + 1,50G		363		116		535
Fondamentale : G ₀ + G ₁ + 1,35G ₂ + 1,50G		277		116		370
États limites de service						
Caractéristique : G ₀ + G ₁ + G ₂ + Q		269		85		398
Quasi permanente : G ₀ + G ₁ + G ₂		263		70		416

Justifications

Justifications vis-à-vis du sol de fondation

Les justifications vis-à-vis du sol sont celles qui concernent les fondations superficielles.

■ État limite ultime de mobilisation du sol

→ Combinaison fondamentale sous charge maximale :

$$\text{Inclinaison de la résultante } \delta = \arctg \frac{R_h}{R_v} = \arctg \frac{0,116}{0,363} = 17,7^\circ$$

$$\text{Coefficient } i_{\delta\beta} = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{17,7}{90}\right)^2 = 0,645$$

$$\text{Contrainte admissible } \frac{1}{\gamma_q}(q'_u - q'_0)i_{\delta\beta} + q'_0 = \frac{1}{2}0,60 \cdot 0,645 = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\text{Excentricité de la charge } e_1 = \frac{M}{R_v} = \frac{0,535}{0,363} = 1,47 \text{ m,}$$

comptée à partir de l'arête avant de la semelle

L'excentricité e_1 de la résultante étant supérieure au tiers de la largeur de la semelle, celle-ci est entièrement comprimée dans l'hypothèse d'un comportement linéaire élastique du sol.

La contrainte de référence est déterminée dans l'hypothèse de Meyerhof.

$$\text{Contrainte } q'_{\text{réf}} = \frac{R_v}{2e_1} = \frac{0,363}{2 \cdot 1,47} = 0,12 \text{ MPa} < 0,19 \text{ MPa}$$

→ Combinaison fondamentale sous charge minimale :

$$\text{Inclinaison de la résultante } \delta = \arctg \frac{R_h}{R_v} = \arctg \frac{0,116}{0,277} = 22,7^\circ$$

$$\text{Coefficient } i_{\delta\beta} = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{22,7}{90}\right)^2 = 0,559$$

$$\text{Contrainte admissible } \frac{1}{\gamma_q}(q'_u - q'_0)i_{\delta\beta} + q'_0 = \frac{1}{2}0,60 \cdot 0,559 = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\text{Excentricité de la charge } e_1 = \frac{M}{R_u} = \frac{0,370}{0,277} = 1,34 \text{ m,}$$

comptée à partir de l'arête avant de la semelle

L'excentricité e_1 de la résultante étant supérieure au tiers de la largeur de la semelle, celle-ci est entièrement comprimée dans l'hypothèse d'un comportement linéaire élastique du sol.

La contrainte de référence est déterminée dans l'hypothèse de Meyerhof.

Contrainte $q_{\text{réf}} = \frac{R_v}{2e_1} = \frac{0,277}{2 \cdot 1,34} = 0,10 \text{ MPa} < 0,17 \text{ MPa}$

▪ *État limite de service de mobilisation du sol*

Inclinaison de la résultante $\delta = \arctg \frac{R_h}{R_v} = \arctg \frac{0,085}{0,269} = 17,5^\circ$

Coefficient $i_{\delta\beta} = (1 - \frac{\delta}{90})^2 = (1 - \frac{17,5}{90})^2 = 0,649$

Contrainte admissible $\frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0 = \frac{1}{3} 0,60 \cdot 0,649 = 0,13 \text{ MPa}$

Excentricité de la charge $e_1 = \frac{M}{R_v} = \frac{0,398}{0,269} = 1,48 \text{ m},$

comptée à partir de l'arête avant de la semelle

L'excentricité e_1 de la résultante étant supérieure au tiers de la largeur de la semelle, celle-ci est entièrement comprimée dans l'hypothèse d'un comportement linéaire élastique du sol.

La contrainte de référence est déterminée dans l'hypothèse de Meyerhof.

Contrainte $q_{\text{réf}} = \frac{R_v}{2e_1} = \frac{0,269}{2 \cdot 1,48} = 0,09 \text{ MPa} < 0,13 \text{ MPa}$

▪ *État limite ultime de renversement*

On a vu précédemment que la semelle reste toujours comprimée.

▪ *État limite ultime de glissement*

Combinaison fondamentale sous charge minimale

Condition à vérifier $R_h \leq \frac{R_v \tan \varphi_2}{1,2}$, en négligeant la cohésion

La condition est vérifiée : $116 \text{ kN/ml} \leq \frac{277 \cdot \tan 30^\circ}{1,2} = 133 \text{ kN/ml}$

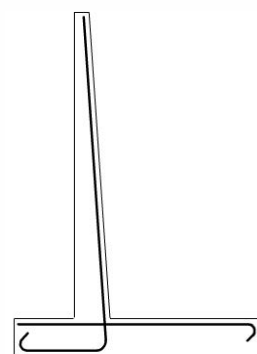
▪ *État limite de service de décompression du sol*

On a vu précédemment que la semelle reste toujours comprimée.

Justification de la résistance du mur

On détermine les sollicitations sur la hauteur du voile sous l'effet de la poussée des terres et les contraintes sur le sol correspondant à la même combinaison.

L'équilibre du bloc situé à l'intersection du voile et de la semelle permet de calculer le moment d'encastrement du talon arrière.



Dispositions constructives

Bibliographie

EN 1990, *Eurocode 0, Bases de calcul des structures*, juillet 2001.

EN 1990/NA, *Annexe nationale à l'EN 1990*, 2002.

EN 1991-1-1, *Eurocode 1, Actions sur les structures*, juin 2001.

EN 1991/NA, *Annexe nationale à l'EN 1991-1-1*, mars 2003.

NF EN 1992-1-1 Octobre 2005 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments (P18-711-1).

NF EN 1992-1-1/NA *Annexe nationale*.

NF EN 1992-1-2 Octobre 2005 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-2 : règles générales – Calcul du comportement au feu (P18-712-1).

NF EN 1997-1 Juin 2005 Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : règles générales (Indice de classement : P94-251-1).

NF EN 1997-1/NA *Annexe nationale*.

Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 et de son annexe nationale relatives au calcul des structures en béton, SEBTP, mars 2007.

Fascicule 62, titre V du CCTG, *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie-civil*, circulaire du 20 décembre 1993.

Dossier-pilote MUR 73, SETRA, réimpression partielle d'avril 1988.

Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction, Jean Balay, Laboratoire central des Ponts et Chaussées, 1984.

Calcul des ponts aux Eurocodes Utilisation du Fascicule 62 Titre V du CCTG, Sétra, janvier 2008.

Index

A

acier
 de béton armé 32
action 13
action de la pression des terres 341
analyse
 locale 65
 structurale 65
ancrage
 des armatures sur appui de rive 224
 des armatures sur appui intermédiaire 224
 par scellement 35
armature
 comprimée 218
 de chaînage 239
 de flexion 231
 de peau 218
 transversale 225
association acier-béton 33

B

barre
 de gros diamètre 43
 relevée 223
béton 21
bielle 129

C

calcul de l'ouverture des fissures 148
chaînage 239
charge
 climatique 62
 d'exploitation 59
 de fluage 312
 horizontale sur les parapets 62
 limite 312
chariot élévateur 61
classe
 de ductilité 32
 de résistance 21

classification structurale 49

coefficient

- de dilatation thermique 31
- partiel 10

combinaison

- accidentelle 12
- caractéristique 13
- d'actions 12, 13, 71
- fondamentale 12
- quasi-permanente 13
- sismique 13

comportement au feu 251

- comportement transversal d'un élément continu 315

condition

- d'environnement 46
- de bétonnage 54
- de non-fragilité 217

contour de contrôle de référence 122

contrainte

- de référence 282
- de rupture 283
- de rupture sous la pointe 308, 310
- ultime d'adhérence 33

Converse Labarre (formule de) 319

critère

- d'élancement 171
- pour les effets globaux 172

D

dalles 229

déformation 24, 32

déformation du béton 24

disposition constructive 45

durabilité 45

durée d'utilisation de projet 7

E

éclatement 274

effet

- du fluage 173
- du second ordre 169
- thermique 62

effort mobilisable

- par frottement latéral 311
- sous la pointe 311

effort tranchant 91

élancement 169

élément de hauteur variable 98

enrobage 52, 322

épure d'arrêt des barres 219, 232

équilibre statique 11

espacement des armatures 54

état limite

- de déformation 157
- de service 8, 13, 141
- de résistance de la fondation 290
- ultime 8
- ultime de renversement 287

Eurocode 3

Eurocode 0 • 6

Eurocode 1 • 13

Eurocode 2 • 14

exigences de base 6

F

façonnage des barres 34

flexion

composée 77

simple 77

fluage 27

fondation 279

profonde 307

superficielle 277

frottement latéral unitaire limite 311

G

gel 304

géométrie 66

gestion de la fiabilité 7

H

hauteur d'encastrement équivalente 277

I

imperfection géométrique 74

J

joint

de dilatation 304

de rupture 304

L

liaison entre les membrures 106

limitation des contraintes 141

limite

de flèches 157

de l'ouverture calculée des fissures 143

longueur efficace 169

M

maîtrise de la fissuration 143

méthode

d'analyse 172

de Caquot 210

des coefficients partiels 8

forfaitaire 203

simplifiée 260

modèle

bielles et tirants 128

de comportement 69

de treillis 95

module de réaction verticale 284

mur de soutènement 339

N

nœud 131

notation 14

P

paquet de barres 43

pieu tubulaire 312

plancher-dalle 245

poinçonnement 121

Poisson (coefficient de) 31
portée utile des poutres et dalles 67
poteau 178
pourcentage minimal 217
poutre 106, 203
poutre-cloison 66
pression localisée 138

R

recouvrement
 des barres 40
 des treillis soudés 44
résistance 32
 à la traction 22
 conventionnelle du béton 319
 en compression 21
retrait 29
 de dessiccation 29
 endogène 29

S

section minimale d'armature 145
semelle
 sur deux pieux 324
 sur quatre pieux 326
 sur trois pieux 325

situations de projet 7
sol 281
 état limite de mobilisation globale du sol 318
 état limite de mobilisation locale du sol 318
solicitation 65
soulèvement des angles 232
suspende 227

T

table de compression 66
Terzaghi (méthode de) 319
tirant 130
tolérances réduites 10
torsion 107
 gênée 111

V

valeurs de calcul
 de la résistance 9
 des effets des actions 9
valeur tabulée 253
vérification des flèches 161
voile 192