

Construction en béton

Introduction à la norme SIA 262

Aptitude au service

Dr. Olivier Burdet, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
Dr. Albin Kenel, Hochschule Rapperswil, Rapperswil

Extrait de la documentation D 0182, Société suisse des ingénieurs
et des architectes, Zürich, 2003

10 Aptitude au service

Olivier Burdet, Lausanne et Albin Kenel, Rapperswil

10.1 INTRODUCTION

Dès la fin de leur construction, les structures passent à la phase la plus importante de leur vie : l'état de service. C'est pour cet état qu'elles sont construites, et c'est dans cet état qu'elles remplissent leur fonction. Il importe donc que le comportement des structures en service corresponde aux attentes émises lors de leur conception.

10.1.1 Critères de dimensionnement

La norme *SIA 260* définit à l'*art. 4.3.2* les états limites de service : aptitude au fonctionnement de l'ouvrage, confort des utilisateurs et aspect de l'ouvrage. Les critères de dimensionnement à l'état de service concernent principalement les déformations, les vibrations, l'étanchéité et la fissuration.

Les vérifications de l'état de service doivent être effectuées pour les situations de projet durables et transitoires, exceptionnellement aussi pour les situations accidentelles (p. ex. séisme pour les constructions de la classe d'ouvrages III selon *SIA 261*). La norme *SIA 260 art. 4.4.4* définit les combinaisons d'actions pour la détermination des effets d'action déterminants.

10.1.2 Vérifications selon *SIA 262*

La *SIA 262* concentre ses vérifications sur quatre domaines principaux qui sont la limitation de la fissuration, les déformations, les vibrations et l'étanchéité. Les deux premières vérifications sont traitées en détail, alors que les deux dernières le sont brièvement.

10.2 RESISTANCE A LA TRACTION DU BETON

Les structures en béton sont généralement fissurées à l'état limite de service, ce qui fait que

leur comportement est influencé par la résistance à la traction du béton.

10.2.1 Influence de la classe de béton

La résistance à la traction du béton est d'une part influencée par l'état de contraintes et la géométrie de l'élément de structure ainsi que par le climat environnant. D'autre part, la résistance effective à la traction d'un élément de structure est en général inférieure à celle déterminée sur éprouvette dans un essai de traction directe. La détermination de la résistance à la traction par d'autres types d'essais donne des résultats différents, car cette résistance dépend de la façon dont elle est déterminée. Il s'ensuit que les valeurs du tableau 10.1 sont à considérer comme des valeurs indicatives pour les applications courantes. Alors que la *SIA 162* définissait la valeur de calcul de la résistance à la traction à $2,0 \text{ N/mm}^2$ pour les bétons < (L) B 32/25 et à $2,5 \text{ N/mm}^2$ pour les bétons \geq (L) B 35/25, la norme *SIA 262* donne une résistance à la traction différente pour chaque sorte de béton (tableau 10.1). La valeur moyenne de la résistance à la traction f_{cm} d'un béton normal (avec $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$) peut selon [10.3] être estimée au moyen de l'expression :

$$f_{cm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad \text{en } [\text{N/mm}^2] \quad (10.1)$$

L'évolution dans le temps de la résistance à la traction dépend de nombreux facteurs, comme la composition du béton, le type et la classe du ciment, les adjuvants et les ajouts, les conditions de production et de durcissement du béton ainsi que le type de cure. La *SIA 262, fig. 1* donne des indications sur l'évolution de la résistance à la traction.

Pour les vérifications à l'état de service, on se basera en général sur la valeur moyenne f_{cm} de la résistance à la traction du béton. Dans certains cas, cependant, en présence de déformations imposées ou entravées pour lesquelles la

non-fissuration d'un élément de structure aurait des conséquences préjudiciables pour les éléments adjacents, il peut être indiqué de déterminer les effets d'action sur la base de la valeur caractéristique supérieure de la résistance à la traction du béton $f_{ctk,0,95}$. Selon [10.3], on peut déterminer cette valeur au moyen de l'expression :

$$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm} \quad (262.8)$$

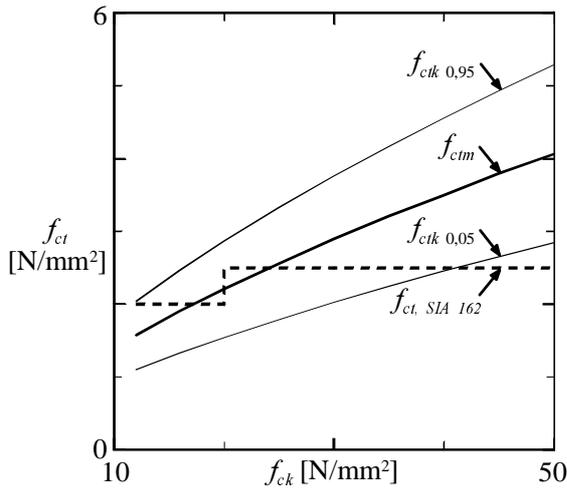


Figure 10.1 Résistance à la traction de bétons normaux. Valeurs caractéristiques supérieures et inférieures.

Dans la SIA 262, les caractéristiques des bétons légers dépendent également de la sorte de béton, resp. de la résistance (fig. 10.2). La valeur moyenne de la résistance à la traction du béton léger f_{ctm} peut être estimée par :

$$f_{ctm} = f_{cm} \left(0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200} \right) \quad (\text{cf } 262.9)$$

où ρ est la masse volumique en kg/m^3 .

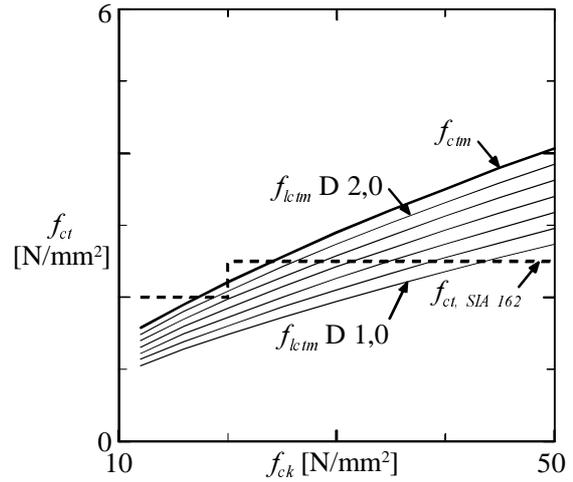


Figure 10.2 Résistance à la traction de bétons légers pour plusieurs classes de masse volumique D [t/m^3].

10.2.2 Influence des dimensions de l'élément

Des autocontraintes et une microfissuration se produisent au jeune âge sous l'effet des déformations thermiques, ce qui réduit la résistance. Comme cet effet est plus prononcé pour les sections importantes, il faut en réduire la résistance à la traction. L'influence de la dimension t de l'élément est prise en compte au moyen du facteur de réduction k_t :

$$k_t = \frac{1}{1 + 0,5 \cdot t} \quad t \text{ en [m]} \quad (262.84)$$

Sorte de béton

C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60	.../...
LC	12/13	16/18	20/22	25/28	30/33	35/38	40/44	45/50	50/55	.../...

f_{ck} [N/mm²] valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cylindre

C/LC	12	16	20	25	30	35	40	45	50	> 50
------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	------

f_{ctm} [N/mm²] valeur moyenne de la résistance à la traction du béton

C	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	> 4,1
---	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-------

LC Equation (262.9)

Tableau 10.1 Sortes de béton et valeurs caractéristiques des résistances (SIA 262, Tableau 3, extrait).

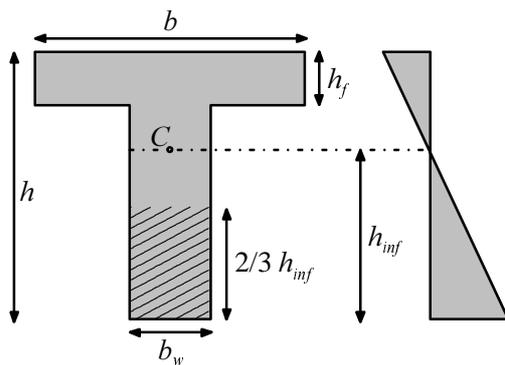


Figure 10.3 Dimension déterminante pour le facteur de réduction k_t

La dimension déterminante est la plus petite de la membrure en traction, p. ex. l'épaisseur de l'âme pour les poutres à T, si celle-ci est inférieure à $h/3$ (fig. 10.3). Pour les dalles et les sections rectangulaires sollicitées à la flexion, il en résulte $t = h/3$. La valeur de calcul de la résistance à la traction vaut donc, en prenant en compte la dimension de l'élément :

$$f_{ctd} = k_t f_{ctm} \quad (262.83)$$

La norme SIA 162 et l'*Eurocode 2* [10.4] introduisent également un facteur de réduction qui prend en compte la dimension de l'élément dans le calcul de l'armature minimale (fig. 10.4).

10.3 FISSURATION

Le béton armé est un matériau dont le mode même de fonctionnement, basé sur la coaction entre le béton et l'acier d'armature, nécessite la formation de fissures pour la reprise des sollicitations de traction ou de flexion. La fissuration est donc un phénomène normal et nécessaire au fonctionnement des structures en béton. Le but des vérifications de la fissuration à l'état de service est de permettre que l'apparition de fissures se produise sans introduire de perturbations sévères du fonctionnement ou de l'aspect de la structure et du confort des utilisateurs.

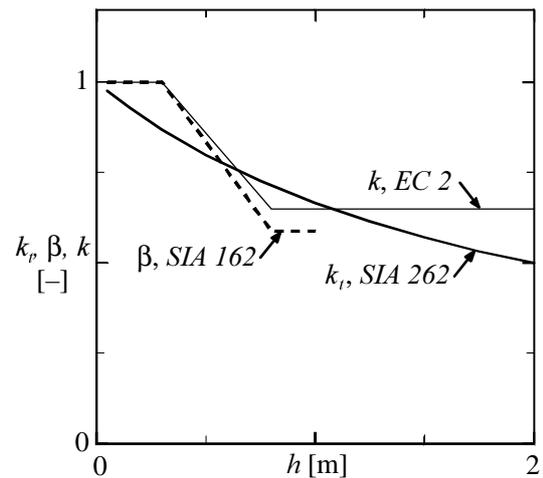


Figure 10.4 Comparaison des facteurs de réduction normalisés pour la résistance à la traction.

10.3.1 Causes de la fissuration

Des fissures se produisent habituellement au cours de la production et de l'utilisation de structures en béton armé. Les causes suivantes sont entre autres possibles pour induire ces fissures :

- dessiccation trop rapide du béton
- variations de température dues, par exemple, à la chaleur d'hydratation
- retrait
- charges
- déformations imposées ou entravées
- gel.

Les fissures de nature fine n'ont en règle générale pas d'effet négatif sur l'aptitude au service et sur la durabilité.

10.3.2 Exigences

La fissuration doit être limitée en prenant des mesures appropriées dans la mesure où des exigences sont formulées (*SIA 262 art. 4.4.2.2*) concernant :

- aspect
- confort et utilisation
- étanchéité
- actions environnementales particulières
- durabilité.

Des fissures largement ouvertes ou des déformations excessives peuvent avoir un effet défavorable sur l'aspect de la structure. De même, le confort et l'utilisation peuvent souffrir d'une étanchéité insuffisante ou d'une rigidité trop faible et des déformations qui s'ensuivent.

La base du projet doit définir les exigences relatives à la fissuration en fonction des causes susmentionnées. En présence de conditions spéciales, d'autres exigences peuvent être définies. En matière de fissuration, on distingue entre exigences *normales*, *accrues* et *élevées* :

- Les *exigences normales* sont suffisantes si des fissures sont tolérées et en l'absence d'exigences particulières concernant l'étanchéité et l'aspect. Appartiennent en premier lieu à cette classe les éléments de structure des bâtiments normaux à l'abri des intempéries. En l'absence de données particulières, les exigences normales doivent au moins être respectées.
- Les *exigences accrues* s'appliquent lorsque des attentes particulières concernant l'utilisation et l'aspect sont posées, et qu'une bonne répartition des fissures est désirée.
- Les *exigences élevées* s'appliquent lorsqu'une limitation de l'ouverture des fissures sous charges permanentes et fréquentes est désirée. Elles peuvent être utilisées par exemple pour les parties exposées des ponts routiers et en général pour les structures exposées aux intempéries et éléments de béton apparent.

10.3.3 Critères de vérification

Les critères de vérification concernant la fissuration correspondent à 4 buts (SIA 262 tab. 16) :

- Le premier but vise à prévenir l'ouverture soudaine et incontrôlée d'une fissure lors de la première fissuration du béton. Il est à respecter pour toutes les classes d'exigences et permet de déterminer une *armature minimale*. La contrainte dans l'acier σ_s sous l'effet de la sollicitation de

fissuration ne doit pas dépasser la limite d'écoulement :

$$\sigma_s \leq f_{sd} \quad (10.2)$$

- Le second but vise à *limiter l'ouverture des fissures sous déformations imposées ou entravées*. Si la déformation ne dépasse pas une certaine limite ($\varepsilon_s \leq \frac{5f_{ctm}}{8\rho E_s}$, soit envi-

ron 0,8 mm/m), la sollicitation correspond à celle de fissuration (phase 2 dans la figure 10.10, formation des fissures résultant d'une déformation) La contrainte correspondante dans l'acier σ_s ne doit pas dépasser une contrainte admissible $\sigma_{s,adm}$ définie en fonction de la classe d'exigences et de l'espacement des barres d'armature selon la figure 10.5:

$$\sigma_s \leq \sigma_{s,adm} \quad (10.3)$$

Cette condition aussi permet de déterminer une *armature minimale*.

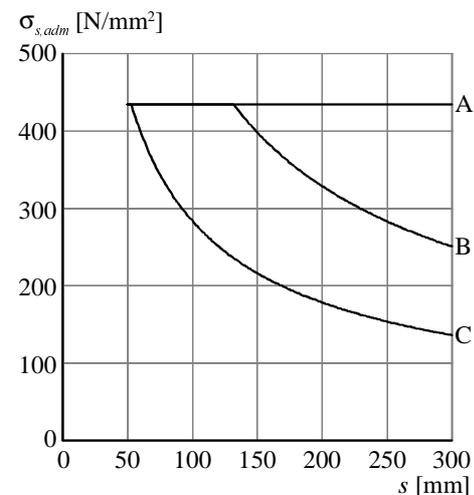


Figure 10.5 Contraintes admissibles en fonction de l'espacement des barres d'armature (SIA 262, fig. 31)

- Le troisième but vise à *limiter l'ouverture des fissures sous actions permanentes*. La vérification est effectuée comme dans le cas du deuxième but, où σ_s est la contrainte de l'acier sous actions quasi-permanentes (phase 3 dans la figure 10.10, fissuration stabilisée). Ce but n'est à respecter que pour les exigences élevées.

- Le quatrième but vise à *empêcher que l'ouvrage se plastifie sous actions de service* (phase 4 dans la figure 10.10, plastification). Il ne s'applique que pour les exigences accrues et élevées, selon :

$$\sigma_s \leq f_{sd} - 80 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (10.4)$$

En présence de déformations imposées ou entravées, des concentrations de déformations peuvent se produire, qui induisent localement une augmentation de la fissuration (phase 3 dans la figure 10.10, fissuration stabilisée). C'est par exemple le cas au voisinage de réservations dans des dalles ou des parois empêchées de se raccourcir, ou à l'encastrement de piliers sollicités par un déplacement imposé en tête (fig. 10.6). Pour éviter des fissures béantes, il peut être utile de procéder à une vérification approfondie des déformations dans cette zone (SIA 262 art. 4.4.2.3.9).

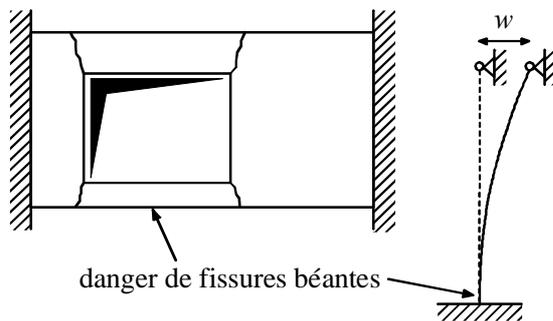


Figure 10.6 Exemples de concentrations de déformations (SIA 262, fig. 30)

10.3.4 Exigences normales

Dans le cas des exigences normales, l'armature doit :

- éviter une défaillance fragile (armature minimale, *éq. (10.2)*) : sous sollicitation de fissuration $\sigma_s \leq f_{sd}$
- limiter l'ouverture des fissures sous déformations imposées ou entravées selon l'*éq.(10.3)* : $\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$ selon *courbe A* de la *fig. 10.5*

Puisque la contrainte admissible selon la courbe A correspond à la limite d'écoulement

f_{sd} , pratiquement les deux conditions coïncident.

10.3.5 Exigences accrues

Dans le cas des exigences accrues, l'armature doit :

- éviter une défaillance fragile (armature minimale, *éq. 10.2*) : sous sollicitation de fissuration $\sigma_s \leq f_{sd}$
- limiter l'ouverture des fissures sous déformations imposées ou entravées selon l'*éq.(10.3)* : $\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$ selon *courbe B* de la *fig. 10.5*
- empêcher que l'ouvrage se plastifie sous actions fréquentes selon *SIA 260*, *éq. (10.4)* : $\sigma_{s,adm} \leq f_{sd} - 80 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

10.3.6 Exigences élevées

Dans le cas d'exigences élevées, l'armature doit respecter tous les buts de la limitation de la fissuration selon *SIA 262 tab. 16*. Elle doit :

- éviter une défaillance fragile (armature minimale, *éq. 10.2*) : sous sollicitation de fissuration $\sigma_s \leq f_{sd}$
- limiter l'ouverture des fissures sous déformations imposées ou entravées selon l'*éq.(10.3)* : $\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$ selon *courbe C* de la *fig. 10.5*
- limiter l'ouverture des fissures sous actions quasi-permanentes : $\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$ selon *courbe C* de la *fig. 10.5*
- empêcher que l'ouvrage se plastifie sous actions fréquentes selon *SIA 260*, *éq. (10.4)* : $\sigma_{s,adm} \leq f_{sd} - 80 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

10.3.7 Armature minimale

Alors que la SIA 162 donnait des indications quantitatives sur le calcul du taux d'armature minimale, resp. sur la zone de béton en traction à considérer, la norme *SIA 262* ne donne aucune formule explicite. Elle indique qu'il faut disposer dans la zone en traction de la section une armature minimale (*SIA 262 art. 4.4.2.3.6*).

On peut renoncer à la disposition d'une armature minimale si (*SIA 262 art. 4.4.2.3.5*) :

- l'apparition de contraintes de traction peut être exclue ou
- des fissures largement ouvertes sont tolérées et il est assuré qu'elles ne peuvent avoir de conséquences négatives.

Dans le cas d'un élément sollicité en traction centrée, en admettant que des déformations imposées ou entravées soient impossibles, ou dans le cas d'exigences normales (courbe A dans la figure 10.5), les *éq.* (10.2) et (10.3) s'expriment par :

$$N_{rd} \cong f_{ctd} A_c \leq N_{Rd} = f_{sd} A_{s,min} \quad (10.5)$$

d'où, avec $\rho = A_s/A_c$

$$\rho_{s,min} = f_{ctd} / f_{sd} \quad (10.6)$$

Pour le cas fréquent de la flexion simple, l'armature minimale peut être dérivée de l'expression d'équilibre suivante :

$$M_{rd} \cong f_{ctd} W_c \leq A_{s,min} f_{sd} z_s \quad (10.7)$$

où z_s est le bras de levier interne des forces, qui dans les sections rectangulaires peut être bien approché par $z_s = 0,95d$. La disposition de l'armature doit respecter la position et la distribution des efforts intérieurs.

Lorsque la taille des éléments de structure sollicités à la flexion diminue, le taux d'armature minimale requis augmente, d'une part à cause du facteur de réduction (262.84) et d'autre part à cause de l'enrobage qui reste constant. Le taux d'armature requis augmente également lors de l'utilisation de sortes de béton de plus grande résistance (fig. 10.7).

La figure 10.8 montre le taux d'armature minimale pour l'exemple d'une poutre à T. La quantité d'armature est peu dépendante de l'épaisseur h_f de l'aile et dépend essentiellement de la largeur de l'âme b_w . Dans cet exemple, l'armature minimale requise est plus faible que selon la SIA 162. Cependant, pour des bétons C50/60 et supérieurs, dont la résistance à la traction est plus grande, ou dont les dimensions peuvent être plus faibles (coefficient k_t plus grand) l'armature requise est plus importante selon la SIA 262 que selon la SIA 162.

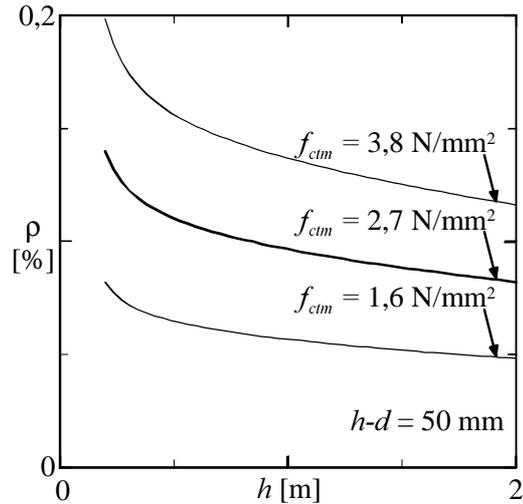


Figure 10.7 Taux d'armature minimaux en flexion simple pour des sections rectangulaires, exigences normales; distance au nu de l'armature $h-d = 50 \text{ mm}$

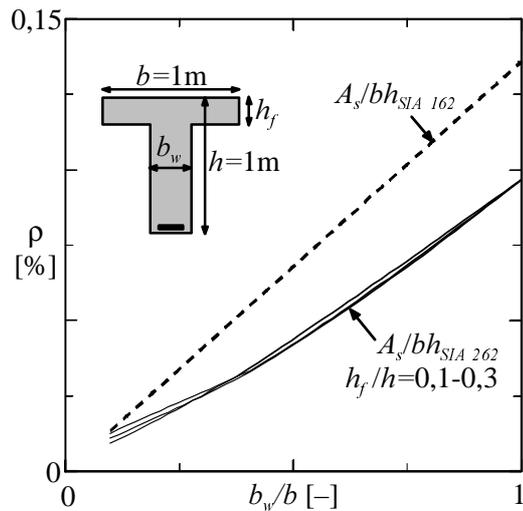


Figure 10.8 Taux d'armature minimaux en flexion simple pour des poutres à T distance au nu de l'armature $h-d = 50 \text{ mm}$, résistance à la traction du béton $f_{ctm} = 2,7 \text{ N/mm}^2$

Le tableau 10.2 montre une comparaison de l'armature minimale requise selon le niveau d'exigences pour une bande de dalle rectangulaire fléchie (hauteur $h = 300 \text{ mm}$, distance au nu de l'armature $h-d = 50 \text{ mm}$, résistance à la traction du béton $f_{ctm} = 2,7 \text{ N/mm}^2$) pour plusieurs valeurs de l'espacement s des barres d'armature. La ligne du haut montre chaque fois les taux d'armature pour limiter

l'ouverture des fissures sous des déformations imposées ou entravées (lorsque f_{ctd} est atteint). La ligne du bas, *en italique*, donne le taux d'armature minimale donnée par l'éq. (10.7) pour éviter la rupture fragile lorsque f_{ctd} est atteint. Pour les exigences normales, le taux d'armature est constant lorsque l'espacement des barres augmente ; seul le diamètre de la barre augmente. Pour les exigences accrues ou élevées, le taux d'armature requis, et le diamètre des barres augmentent considérablement avec l'espacement des barres selon les courbes B et C de la figure 10.5.

But	Exigences		
	normales	accrues	élevées
s=100mm	0,12% Ø8	0,12% Ø8	0,19% Ø10
	<i>0,12% Ø8</i>		
s=200mm	0,12% Ø10	0,16% Ø12	0,3% Ø18/20
	<i>0,12% Ø10</i>		
s=300mm	0,12% Ø12	0,21% Ø16	0,4% Ø22
	<i>0,12% Ø12</i>		

Tableau 10.2 Taux d'armature minimale et armature (une nappe) d'une section rectangulaire en flexion simple

10.3.8 Bases théoriques et méthode de calcul

La limitation de la fissuration peut s'effectuer directement, en procédant à un calcul explicite de l'ouverture (théorique) des fissures et en comparant les résultats à des valeurs correspondant aux exigences requises dans la norme. Cette approche, qui est suivie dans l'*Eurocode 2* [10.4] n'est pas celle qui a été retenue pour la norme *SIA 262*. Comme il a été vu sous 10.3.3, la vérification s'effectue de manière indirecte, en limitant les contraintes dans l'acier d'armature (ou les variations de contraintes dans l'acier de précontrainte) à des valeurs qui correspondent à des classes d'exigences de la norme (*SIA 262*, tableau 16). Les développements qui suivent présentent le modèle physique [10.10, 10.11] qui a servi de base pour la détermination des courbes de la figure 31 (*SIA 262*). Elles doivent aussi per-

mettre de rattacher les provisions de la norme *SIA 262* à l'approche de l'*Eurocode 2*.

Si on considère le modèle simplifié d'un tirant de la figure 10.9, on peut exprimer les paramètres principaux comme suit :

$$\begin{aligned} \text{Longueur du tirant :} & \quad \ell \\ \text{Surface totale :} & \quad A = a^2 \\ \text{Nombre d'armatures :} & \quad n_s \\ \text{Diamètre de l'armature :} & \quad \phi \\ \text{Section de l'armature :} & \quad A_s = n_s \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \\ \text{Taux d'armature :} & \quad \rho = \frac{A_s}{A} \\ \text{Surface du béton :} & \quad A_c = A - A_s = A \cdot (1 - \rho) \end{aligned}$$

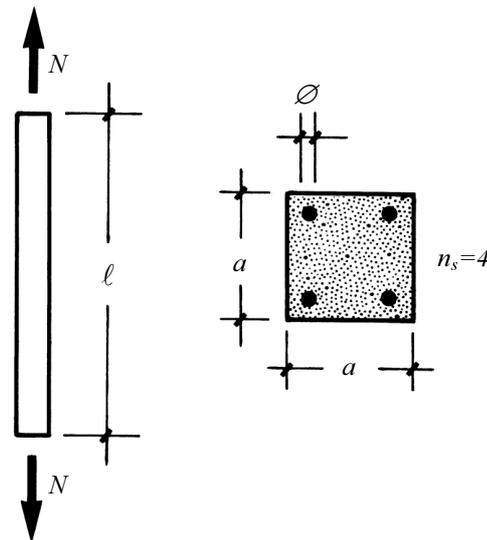


Figure 10.9 : Modèle simplifié d'un tirant en béton armé

Le comportement d'un tel tirant soumis à un effort normal, en déformations contrôlées, est composé de quatre phases distinctes comme le montre la figure 10.10 :

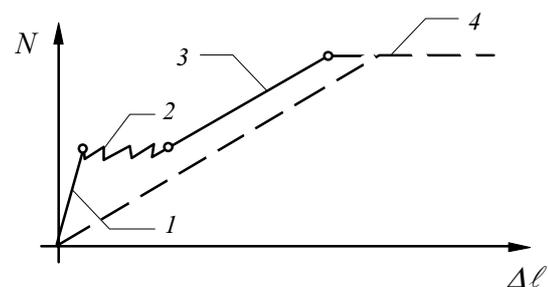


Figure 10.10 : Phases du comportement d'un tirant en béton armé

A l'état non fissuré (1), le comportement est élastique linéaire jusqu'à ce que la contrainte atteigne en un point la résistance à la traction du béton et qu'une première fissure se forme.

A cet instant, le tirant a atteint sa charge de fissuration N_r :

$$N_r = \Delta \ell_r \cdot \frac{E \cdot A}{\ell} = \frac{f_{ct}}{E_c} \cdot \ell \cdot \frac{E_c \cdot A}{\ell} \cdot (1 + \rho(n-1)) = f_{ct} \cdot A \cdot (1 + \rho(n-1)) \cong f_{ct} \cdot A \quad (10.8)$$

avec $n = \frac{E_s}{E_c}$

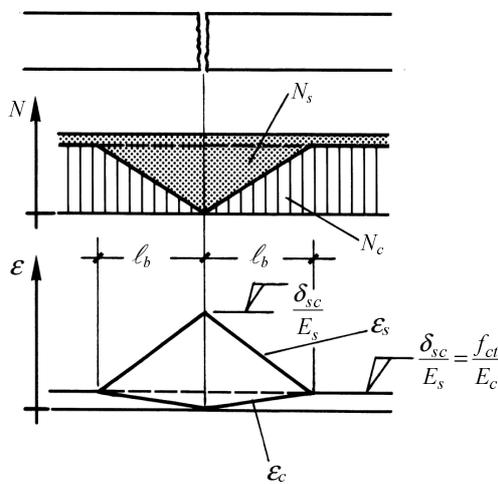


Figure 10.11 : Répartition des efforts et des déformations de l'armature et du béton à proximité de la fissure

La formation de la fissure entraîne localement un glissement entre le béton et l'armature qui se traduit par une perte de rigidité du tirant. Au droit de la fissure, l'armature reprend la totalité de l'effort et le transmet progressivement au béton par des mécanismes d'adhérence. La distance ℓ_b nécessaire à la transmission de l'effort de l'armature au béton est appelée longueur d'introduction (fig. 10.11).

On peut approximer la loi d'adhérence en admettant un comportement rigide-plastique (fig. 10.12a). La contrainte d'adhérence f_b vaut approximativement :

$$f_b = 2 \cdot f_{ct} \quad (10.9)$$

Il faut noter ici que la SIA 262 art. 5.2.5.2 indique pour $f_{bd} = 1,4 f_{cm} / \gamma_c$ (262.88) ce qui est

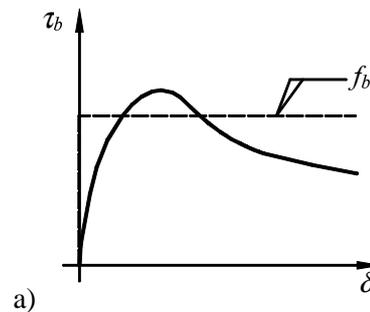
constant car c'est la valeur du fractile inférieur $f_{ct0,05} = 0,7 f_{cm}$ selon (262.7) qui a été prise comme valeur pour la contrainte d'adhérence pour les vérifications de la sécurité structurale.

La figure 10.12b montre les sollicitations dans l'armature et la répartition de l'effort d'adhérence dans la zone d'introduction. La condition d'équilibre permet de déterminer la longueur d'introduction ℓ_b :

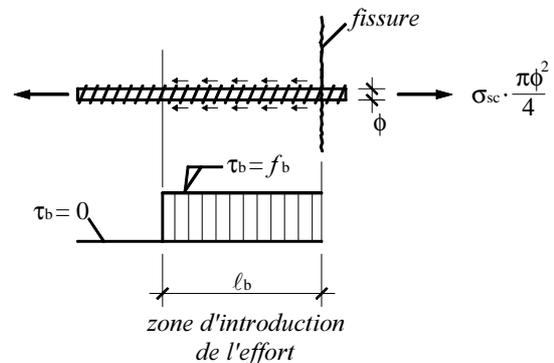
$$\ell_b \cdot \pi \cdot \phi \cdot f_b = \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot (\sigma_{sc} - \sigma_{sb}), \text{ et avec}$$

$$f_b = 2 \cdot f_{ct} \text{ on obtient}$$

$$\ell_b = \frac{1 - \rho}{\rho} \cdot \frac{\phi}{8} \cong \frac{\phi}{8 \cdot \rho} \quad (10.10)$$



a)



b)

Figure 10.12 : Loi d'adhérence mesurée et idéalisation (a), transmission de l'effort au béton (b)

Ce n'est qu'au voisinage de la fissure que le comportement du tirant est perturbé par la présence de celle-ci. Une grande partie du tirant est encore non fissurée, et soumise à une contrainte égale à la résistance à la traction du béton. Si l'on continue à allonger le tirant, de nouvelles fissures peuvent se former, fig. 10.10

(2), phase de formation des fissures, jusqu'à ce qu'à ce que la contrainte dans le béton soit partout inférieure à la résistance à la traction. Dans cette situation, appelée fissuration stabilisée, fig. 10.10 (3), la distance entre deux fissures est comprise entre ℓ_b et $2\ell_b$.

Dans cet état, un allongement supplémentaire du tirant n'implique plus de modification de l'état de contrainte et de déformation dans le béton. L'augmentation de l'effort normal est reprise par l'acier d'armature. Durant cette phase, les fissures s'ouvrent progressivement jusqu'à ce que l'armature s'écoule, ce qui se traduit par la concentration des déformations et par l'ouverture d'une fissure importante au droit d'une section.

Le béton tendu contribue (*tension stiffening*) à la reprise de l'effort grâce aux mécanismes d'adhérence entre l'armature et le béton. Ce sont également ces mécanismes qui gouvernent le déplacement relatif entre l'armature et le béton et donc l'ouverture des fissures dans le tirant.

L'ouverture de la première fissure peut être déterminée sur la base des déformations relatives entre l'armature et le béton représentées à la figure 10.11 :

$$w = \int_{-\ell_b}^{\ell_b} (\varepsilon_s - \varepsilon_c) \cdot dx = \ell_b \cdot \frac{\sigma_{sc}}{E_s} = \ell_b \cdot \frac{\sigma_{sc}}{E_s} = \frac{\phi}{8} \cdot \frac{(1-\rho) \cdot (1+\rho \cdot (n-1))}{\rho^2} \cdot \frac{f_{ct}}{E_s} \approx \frac{\phi}{8 \cdot \rho^2} \cdot \frac{f_{ct}}{E_s} \quad (10.11)$$

L'ouverture des fissures est plus ou moins constante durant la phase de formation des fissures.

Des valeurs caractéristiques pour l'ouverture des fissures sont généralement définies en fonction de l'utilisation prévue et du niveau d'exigences requis.

Une borne supérieure de l'ouverture en phase de formation des fissures et de fissuration stabilisée (figure 10.10 (2) et (3)) peut être obtenue en introduisant $\frac{f_{ct}}{\rho} = \sigma_s$ dans l'équation (10.11):

$$w = \frac{\phi}{8} \cdot \frac{\sigma_s^2}{f_{ct} \cdot E_s} \quad (10.12)$$

Cette équation lie la contrainte admissible dans l'acier au diamètre ϕ et à l'ouverture de fissure tolérée w :

$$\sigma_{s,adm} = \sqrt{\frac{8 \cdot f_{ct} \cdot E_s \cdot w}{\phi}} \quad (10.13)$$

Si on exprime le taux d'armature en fonction du diamètre des barres et de leur espacement s en admettant que l'armature est répartie uniformément dans l'élément :

$$\rho = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4 \cdot s^2} \quad (10.14)$$

l'équation (10.13) devient :

$$\sigma_{s,adm} = \left(\frac{4 \cdot \sqrt{f_{ct}} \cdot \pi \cdot E_s \cdot w}{s} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (10.15)$$

Cette relation est représentée graphiquement sur la figure 10.13 pour différentes ouvertures de fissures.

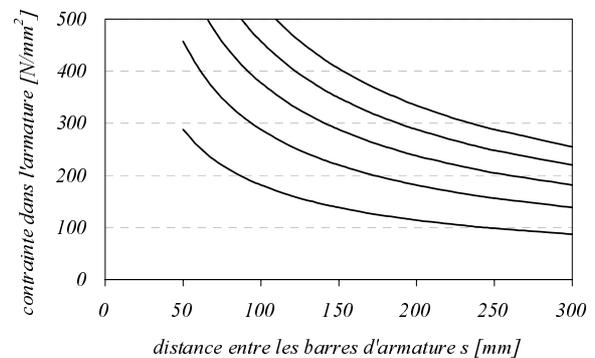


Figure 10.13 : Contrainte admissible à l'état de service en fonction de la distance entre les armatures pour des ouvertures de fissure $w = 0,1 ; 0,2 ; 0,3 ; 0,4$ et $0,5$ mm

C'est sur la base de cette figure qu'a été définie la figure 31 (SIA 262) (fig. 10.5), pour un béton de résistance moyenne ($f_{cm} = 2,7$ N/mm²) et des ouvertures de fissures de 0,5 et 0,2 mm pour les classes B et C. Pour la classe A, une simplification a été effectuée en introduisant une valeur constante, qui dans la plupart des

cas correspond à une ouverture théorique des fissures de l'ordre de 0,7 mm. Il faut noter que, à cause de la limitation des contraintes dans les aciers à f_{sd} , les ouvertures théoriques de fissures sont toujours plus petites pour des espacements de barres petits. Ainsi, pour des espacements de barres inférieurs à 150 mm, les ouvertures de fissures théoriques sont inférieures à 0,5 mm pour les classes d'exigences A et B.

Tout est-il réellement si simple ? Si les principes exposés ci-dessus lient directement l'ouverture des fissures au taux d'armature et à la résistance à la traction du béton, pourquoi ne pas inclure dans la norme des limites pour cette ouverture, et exiger ces vérifications ?

En fait, plusieurs des hypothèses présentées ci-dessus sont des simplifications importantes, qui ne sont typiquement pas vérifiées dans la pratique. Par exemple, la répartition de l'armature n'aboutit généralement pas à un espacement uniforme (s dans les deux directions). L'effet de réduction de la résistance apparente à la traction décrit par le facteur k_t (section 10.2.2) n'est pas pris en compte. En conséquence, les normes qui suivent cette approche doivent inclure bon nombre de facteurs correctifs pour que les résultats soient corrects. Malgré cela, les résultats de tels calculs ne conduisent qu'à des valeurs théoriques d'ouverture des fissures, qui ne peuvent pas directement être comparées avec les ouvertures attendues sur le site. Par exemple, il a été observé que, par suite de l'amélioration de l'adhérence, l'ouverture des fissures n'augmente pas nécessairement pour des bétons à plus haute résistance [10.6]. De même, l'espacement des fissures ne dépend pas uniquement des propriétés d'adhérence, mais également de la disposition de l'armature transversale et d'éventuels changements de section.

L'approche suivie dans la *SIA 262* se veut plus pratique pour l'ingénieur, en simplifiant les vérifications. La combinaison du facteur k_t et des provisions de l'*art. 4.4.2* donne des résultats qui s'approchent des résultats de l'*Eurocode 2*, avec un calcul beaucoup plus simple. Les figures 10.13 et 10.14 montrent le taux d'armature requis pour la limitation de l'ouverture des fis-

sures et l'ouverture théorique des fissures pour une section rectangulaire en béton C30 soumise à des déformations imposées. Les figures montrent en trait fort les résultats selon la norme *SIA 262*, en traitillé les résultats de la *SIA 162* (1993) et en trait fin ceux de l'*Eurocode 2* (1992). Le calcul de l'ouverture théorique des fissures a été effectué dans chaque cas selon le modèle présenté ci-dessus, corrigé pour tenir compte de la section effective de béton tendu.

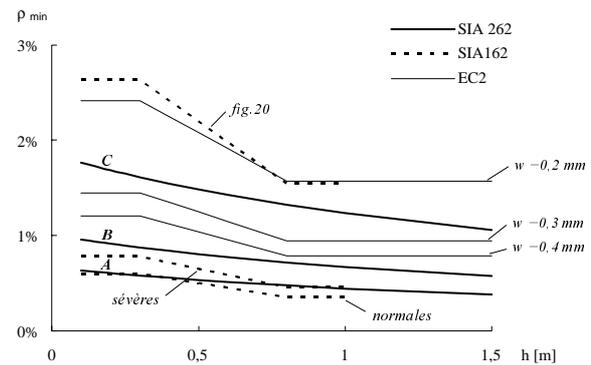


Figure 10.14 : Armature pour le contrôle de la fissuration pour une dalle soumise à des déformations imposées (béton C30, espacement des barres 250 mm).

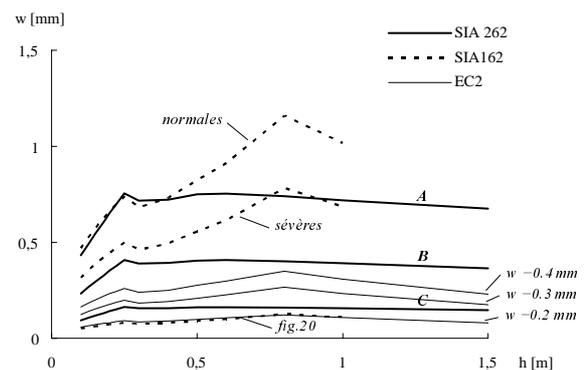


Figure 10.15 : Estimation de l'ouverture des fissures dans une dalle soumise à des déformations imposées (béton C30, espacement des barres 250 mm).

Compte tenu des hypothèses, les provisions *SIA 262* en matière de fissuration montrent une bonne uniformité des ouvertures théoriques des fissures pour diverses configurations. Les ré-

sultats sont assez proches de ceux selon *Eurocode 2*, avec un calcul plus simple. Pour les exigences normales, l'armature tend à être un peu plus importante que selon SIA 162, alors que pour les exigences élevées, la quantité d'armature est plus faible que selon SIA 162 (fig. 20).

10.4 DÉFORMATIONS

Les déformations des ouvrages en béton ont plusieurs composantes qui doivent être prises en compte.

10.4.1 Composantes de la déformation

La déformation élastique instantanée w_c du béton dépend essentiellement du module d'élasticité. Cette flèche est calculée en utilisant le module d'élasticité donné par *SIA 262 art. 3.1.2.3.3*. Une attention particulière devra être apportée à la détermination du module effectif pour les structures particulièrement sensibles aux déformations ainsi que dans les régions alpines, où les valeurs sont fréquemment plus basses (fig. 10.16).

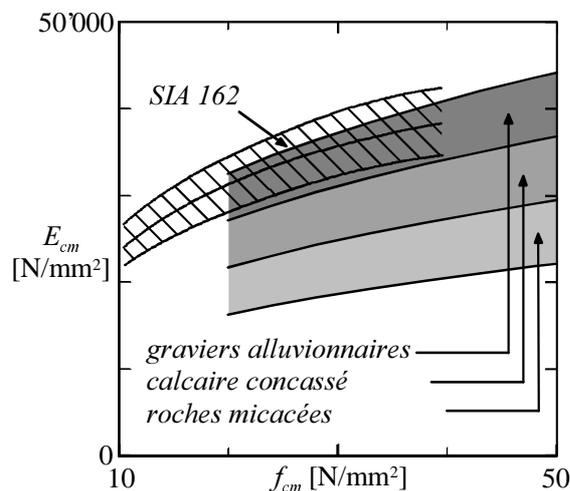


Figure 10.16 : Module d'élasticité pour les diverses classes de granulat et comparaison avec la norme SIA 162

La déformation à long terme dépend du coefficient de fluage, du retrait et de la fissuration. Le calcul de cette déformation s'effectue par

majoration de la flèche élastique instantanée w_c .

10.4.2 Bases théoriques et modèle de calcul

Les déformations des structures en béton non fissurées peuvent être précisément déterminées en amplifiant la déformation élastique instantanée w_c par le facteur $(1+\varphi)$ où $\varphi = \varphi(t, t_0)$ peut être déterminé selon les indications de *SIA 262 art. 3.1.2.5.3*. En règle générale, cette vérification peut s'effectuer en ne prenant en compte que la rigidité de la section de béton. En présence d'une forte quantité d'armature, les déformations peuvent être calculées plus précisément en prenant en compte l'armature [10.5].

Lorsque la section de béton est fissurée, les courbures augmentent fortement au voisinage de la fissure, ce qui conduit à une augmentation des déformations. Cependant, un calcul ne tenant compte que de la rigidité de la section de béton fissuré est un peu trop conservateur car il existe des zones de béton non fissuré parce que peu sollicité, et à cause de la contribution à la rigidité du béton tendu.

Selon [10.10], la réduction de la courbure causée par la contribution du béton tendu $\Delta\chi_{TS}$ peut être estimée par l'expression (fig. 10.17)

$$\Delta\chi_{TS} = \frac{3}{8} \cdot \frac{1}{n\rho_T} \cdot \frac{M_r}{EI_0} \quad (10.16)$$

où ρ_T est le taux d'armature de la section de béton entourant l'armature tendue, qui peut être approché par $\rho_T \approx 5\rho$, M_r est le moment de fissuration et EI_0 la rigidité de la section non fissurée.

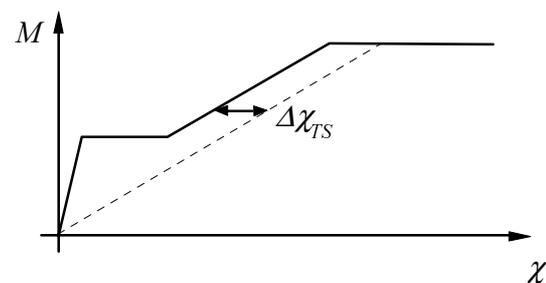


Figure 10.17 : Contribution du béton tendu à la courbure – approche simplifiée

La figure 10.18 montre la répartition des courbures au long d'une bande de dalle de portée 7 m avec un taux d'armature $\rho = 0,5\%$ pour une charge équivalant à 0,5 et 0,7 fois la charge de calcul maximale $q_{d,max}$, cette dernière valeur correspondant approximativement à la valeur sous charge de service. On constate qu'une grande partie de la structure est fissurée. La contribution du béton tendu est relativement faible.

La déformation de la dalle peut être obtenue en intégrant les courbures tout au long de la portée. La figure 10.19 montre la relation théorique charge-déformation pour cette même bande de dalle (w_{int}). Il est clair que la déformation en stade fissuré est proche de celle de la poutre entièrement fissurée. Le résultat donné par SIA 262 (voir 10.4.3) est assez proche de cette valeur théorique, avec une sur-estimation des flèches au voisinage de la charge de fissuration et une sur-estimation pour des niveaux de charge élevés.

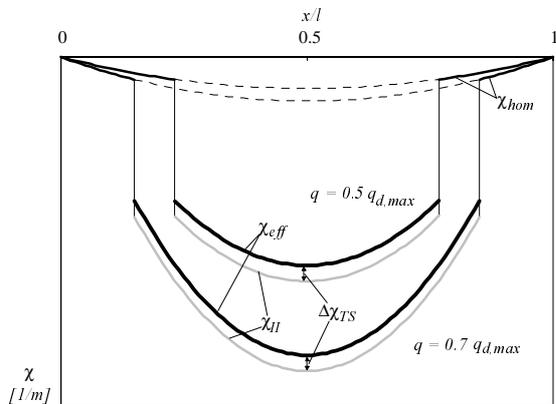


Figure 10.18 : Diagramme des courbures pour une poutre simple sous deux niveaux de charge uniformément répartie ; courbure χ_{hom} en stade homogène et χ_{II} en stade fissuré, contribution $\Delta\chi_{TS}$ du béton tendu et courbure effective χ_{eff}

10.4.3 Vérifications

Lorsque la structure n'est pas fissurée, les déformations du béton peuvent être calculées au moyen d'un modèle élastique linéaire sur la base de la section de béton, dans laquelle il est

possible d'inclure l'augmentation de rigidité induite par l'armature. Les déformations ainsi obtenues sont à majorer par le facteur $(1+\varphi)$ qui prend en compte l'effet du fluage :

$$w_{c\varphi} = w_c (1 + \varphi) \quad (262.86)$$

Lorsque la structure est fissurée, le calcul des déformations s'effectue en tenant compte de la présence de l'armature. Les déformations des structures fissurées sont habituellement considérablement plus grandes que celles des structures qui ne le sont pas. L'éq. (262.87) a été développée sur la base d'une étude paramétrique des expressions théoriques, et donne des résultats qui s'en approchent pour une large plage de paramètres.

$$w = \frac{1 - 20\rho'}{10\rho^{0,7}} (0,75 + 0,1\varphi) \left(\frac{h}{d}\right)^3 w_c \quad (262.87)$$

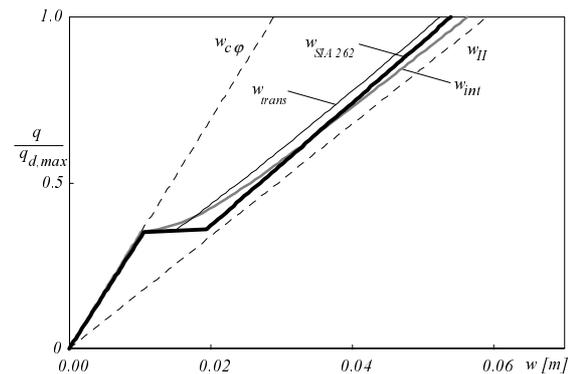


Figure 10.19 : Diagramme charge-déformation pour la même poutre que la fig. 10.18 ; déformations en stade fissuré w_{II} et non fissuré $w_{c\varphi}$, valeur calculée par intégration de la courbure w_{int} et en utilisant l'éq. (10.17) w_{trans}

En réalité, la transition d'une structure non fissurée à une structure fissurée ne se passe pas d'un seul coup (SIA 262 art. 4.4.3.2.6). La transition entre l'état non fissuré peut être approximée au moyen de l'expression inspirée de l'Eurocode 2 :

$$w_{trans} = w_{c\varphi} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{M_r}{M_d}\right)^2 + w \left(1 - 0,5 \cdot \left(\frac{M_r}{M_d}\right)^2\right) \quad (10.17)$$

où M_r est le moment de fissuration et M_d est le moment maximal sollicitant la section à l'état de service. La figure 10.19 montre que cette solution donne des résultats proches de la solution par intégration des courbures, avec des valeurs de flèches un peu trop faibles dans ce cas. Le résultat selon SIA 162, identique au résultat selon SIA 262 dans ce cas avec $\varphi = 2,5$ n'est pas montré.

10.4.4 Résumé

La vérification des déformations est similaire à celle de la norme SIA 162. L'équation (262.87) inclut directement l'effet de l'armature de traction et de compression, ainsi que l'influence du fluage. Dans les cas courants, où le fluage peut être considéré comme « normal » ($\varphi = 2.5$), noter que le terme $(0,75 + 0,1 \varphi)$ vaut l'unité et peut être omis.

10.5 VIBRATIONS

Les constructions en béton, de par leur poids propre élevé, sont habituellement peu sensibles aux vibrations induites par les charges de service. C'est pourquoi la norme ne prescrit pas de valeurs particulières à observer en sus des provisions des normes SIA 260 et 261.

Les ouvrages en béton particulièrement légers ou exposés à d'importantes actions dynamiques, comme par exemple des passerelles, des salles de gymnastiques ou de spectacle doivent en priorité faire l'objet de vérifications de leurs propriétés dynamiques, en suivant les indications de la littérature spécialisée [10.1, 10.2].

10.6 ÉTANCHÉITÉ

Si une grande étanchéité est souhaitée, ou s'il est par exemple nécessaire d'empêcher la pénétration d'eau chargée en chlorures dans le béton, une limitation de l'ouverture des fissures selon SIA 262 art. 4.4.2 ne suffit pas, car l'ouverture théorique moyenne des fissures est de 0,2 mm (courbe C) ou de 0,5 mm (courbe B). Dans des conditions normales, la dispersion peut conduire à des ouvertures de fissures envi-

ron 70 % plus grandes. De plus, des influences défavorables comme un compactage insuffisant du béton, une disposition imprécise des armatures, une cure insuffisante ou autres peuvent conduire à des ouvertures de fissure encore plus grandes.

C'est pourquoi il n'est pas raisonnable de vouloir garantir l'étanchéité par une augmentation correspondante du taux d'armature pour limiter l'ouverture des fissures. Il est bien préférable, selon l'exposition de la structure, de mettre en œuvre une ou plusieurs des mesures suivantes :

- Choix de dimensions généreuses de l'élément
- Spécification de propriétés particulières du béton
- Choix de méthodes et d'étapes de bétonnage appropriées.
- Disposition d'une protection de surface selon SIA 262 art. 5.8.
- Limitation de l'ouverture des fissures selon SIA 262 art. 4.4.2
- Précontrainte

En premier lieu, il convient cependant d'assurer un comportement élastique de l'armature à l'état de service et de garantir ainsi une bonne répartition des fissures.

10.7 CONCLUSIONS

Les vérifications à l'état de service selon SIA 262 sont similaires à celles selon SIA 162. La formulation plus générale des règles en matière de fissuration a conduit à la disparition de certaines formules, mais l'application des nouvelles provisions ne devrait pas conduire à des complications. La résistance à la traction du béton, qui est variable selon la sorte de béton, conduira à des quantités d'armature plus importantes pour les bétons à plus haute résistance. Le traitement plus uniforme des diverses classes d'exigences permet une plus grande souplesse d'application.

En matière de déformations, les changements sont faibles, avec simplement une extension des formules permettant un traitement plus précis de certains cas spéciaux.

10.8 BIBLIOGRAPHIE

- [10.1] Bachmann, H. ; Amman W., *Vibrations in Structures Induced by Man and Machines*, IABSE Structural Engineering Documents, 176 p., Zürich, 1987.
- [10.2] Bachmann, H. et al., *Vibrations Problems in Structures*, 234 p., Birkhäuser, Bâle, 1995.
- [10.3] CEB, *CEB-FIP Model Code 1990*, CEB (Comité euro-international du béton), Thomas Telford Publishing, Londres, 1993.
- [10.4] Eurocode 2, *Calcul des Structures en Béton*, Ingénieurs et architectes suisses, Pré-norme européenne, Partie 1, SIA V 162.001, Zurich, 1992.
- [10.5] Favre, R., Jaccoud, J.-P., Burdet, O., Charif, H., *Dimensionnement des structures en béton, Aptitude au service et éléments de structures*, Traité de Génie Civil, volume 8, PPUR, 592 p., Lausanne, 1997.
- [10.6] Jaccoud, J.-P.; Charif, H.; Farra, B. *Cracking behaviour of HSC structures and practical consequences for design*, Proceedings of 3rd International Symposium on Utilization of High Strength Concrete, pp. 225-232, Lillehammer, Norway, 1993.
- [10.7] Jaccoud, J.-P., *Cracking under long term loads or imposed deformations*, CEB Progress Report, Serviceability Models., Bulletin 235, pp. 143-155, Lausanne, 1997.
- [10.8] Marti, P. et al., *Tragverhalten von Stahlbeton*; Fortbildungskurs für Bauingenieure; ETH Zürich; 30.9. /1.10.1999; 301 pp, Zürich, 1999.
- [10.9] Marti, P.; Alvarez, M.; Kaufmann, W.; Sigrist, V., *Tension Chord Model for Structural Concrete*; Structural Engineering International, No. 4, 1998, pp. 287-298, Zürich, 1998.
- [10.10] Muttoni, A. ; Burdet, O., *Béton armé, Conception et dimensionnement d'éléments de structures*, polycopié EPFL, Lausanne, 2001.
- [10.11] Muttoni, A., Burdet, O., Plumey, S., *Swiss-code 2, contrôle de la fissuration : documentation des provisions*, rapport interne IS-BETON, Lausanne, 2002.