

## Retour d'expérience dans l'application de l'Eurocode 2

Application des règles relatives à la vérification des surfaces de reprise  
Application des règles relatives aux quantités minimales d'armatures

Ir J.F. Cap, Expert Engineer SECO, Professeur UCL

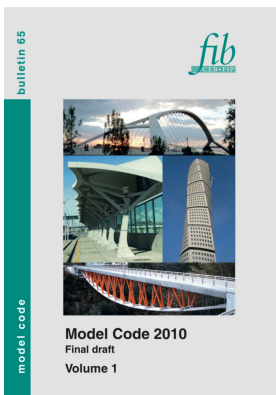
# Cisaillement le long des surfaces de reprise.

- Règles le l'EN 1992-1-1 : 6.2.5 “Cisaillement le long des surfaces de reprise”
- Model Code 2010 : 7.3.3.6 “Shear at the interface between concrete cast at different times”

# Surfaces de reprise

Sources

fib Model Code for Concrete Structures 2010



## Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010

STRUCTURAL CONCRETE Volume 14, Issue 3, September 2013, Pages : 230–241, Prof. (FH) DI Dr. Norbert Randl

Technical Paper  
Norbert Randl

DOI: 10.1002/suco.201300003

### Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010

Interface shear transfer between differently aged concrete in a joint depends on the quality and on different situations in structural design. In the fib Model Code for Concrete Structures (MCC) [1] the fundamental basis of concrete concrete bond transfer is given in section 6.2 and the corresponding design rules in 7.2.2.2. In different concrete situations, especially in the shear resistance along the interface, it is often not appropriate to make a distinction between old and new concrete, but their relationship takes into account the contraction factors. This article summarizes the most important results from past and ongoing studies and presents the background to the theory behind the design rules of the fib Model Code for the “renewed shear” theory (RST).

#### 1 Reference and field of application

Concrete-to-concrete bond transfer becomes a relevant topic whenever new concrete is cast against existing concrete whose hardening process has already finished. This can be the case in different situations:

- Repairing and strengthening existing RC members by means of new concrete sections
- Supplementing precast elements with cast-in-place concrete
- Construction joints between concrete sections cast in situ one after the other
- Load transfer via concrete elements (e.g. embedded substructure) attached to existing members

Whereas external loads there are transferred via reinforcement crossing the interface, compression stresses are transferred directly through the concrete. Depending on the inclination of the compression struts, the main task is to ensure the transfer of shear forces along the joint. In order to design the load transfer, provisions are required that:

- allow for a conservative prediction of the bond capacity between old and new concrete,
- verify an estimate of the influence of different interface configurations on the bond transfer and

- take into account the effect of external clamping forces or connections (e.g. reinforcing bars crossing the interface).

With the aim of obtaining a quantitative behavior, the concrete-concrete interface is usually roughened by means of modern techniques such as high-pressure water jetting (HPW), milling, shot-blasting or sand-blasting. Roughening or cutting concrete, such as well as installing connections where required are time-consuming and costly as designed and proved to enhance the concrete-concrete bonding capacity and the development of concrete-concrete. The main objective for designers in this regard are:

- Which value of adhesive bond strength can realistically be taken into account?
- Which roughening method is required?
- Are connections necessary or can they be omitted?

Design provisions have to ensure sufficient safety despite aged deviations from normal conditions. In this context, it is particularly essential that the fundamental assumptions are using parameters that can influence and possibly reduce the bond between the two differently aged concrete sections, such as:

- Construction of the concrete surface before casting the overlay may reduce bonding significantly [2], therefore, undesirable climatic conditions (e.g. strong dry wind or solar radiation) can dry up the concrete surface and reduce bond strength.
- Inappropriate roughening methods may even harm the top surface of the old concrete leading to micro-cracking, for instance.
- Insufficient quality of the new overlay concrete may cause significant contraction forces (e.g. due to shrinkage) and also reduce bonding.
- Edge zones before adjacent internal results and show stresses may occur due to asymmetric bond and be sufficiently secured.

The topics mentioned show that the practical execution and bonding capacity of the interface are directly linked and point out the importance of a reliable design concept. The background to the approach in the fib Model Code for Concrete Structures 2010 is explained in the following section.

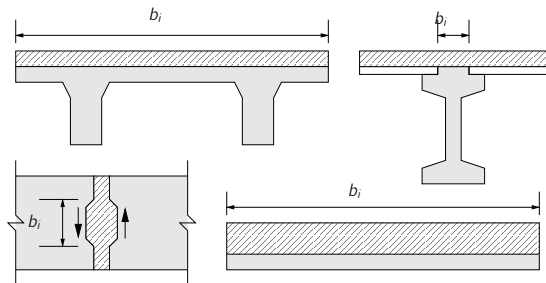
<sup>1</sup> Corresponding author, a suitable business card  
Submitted to Volume 14, Issue 3, 2013  
Accepted for publication: 18 March 2013

# Surfaces de reprise

## Introduction

Les éléments en béton sont très souvent coulés en plusieurs **phases de bétonnage successives**. Les surfaces qui séparent ces différentes phases de bétonnage sont appelées **surfaces de reprise**.

Il convient de vérifier les efforts de cisailement dans ces surfaces en tenant compte du fait que la perte du caractère "monolithique" entraîne une diminution de la résistance "naturelle" de celles-ci.



# Surfaces de reprise

Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface

La contrainte de cisaillement à l'interface est calculée au moyen de l'expression :

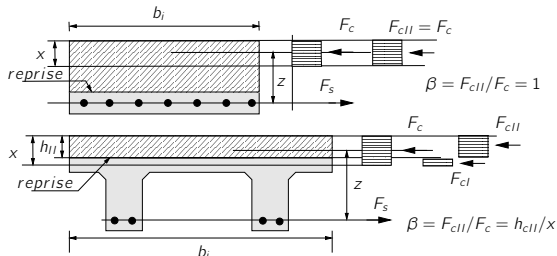
$$v_{Edi} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{z \cdot b_i}$$

$V_{Ed}$  est l'effort tranchant transversal,

$z$  est le bras de levier des forces internes de la section composite,

$b_i$  est la largeur de l'interface,

$\beta$  est le rapport de l'effort normal dans le béton de reprise à l'effort total dans la zone de béton comprimée ou dans la zone tendue, calculé, à chaque fois, pour la section considérée.



# Surfaces de reprise

Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement résistante à l'interface

A l'interface entre des bétons coulés à des dates différentes, il faut vérifier :

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$$

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\cos \alpha + \mu \sin \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

$c$  et  $\mu$  sont des coefficients qui dépendent de la rugosité de la surface.

$\sigma_n$  est la contrainte engendrée par un effort normal externe perpendiculairement à la surface de reprise (positif en compression). Si  $\sigma_n$  est une traction, il faut prendre  $c \cdot f_{ctd} = 0$

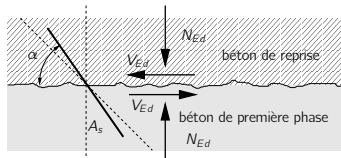
$\rho$  est le ratio d'armature traversant l'interface

$$\rho = A_s / A_i$$

$\alpha$  est l'angle des armatures par rapport à la surface de reprise :

$$45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$$

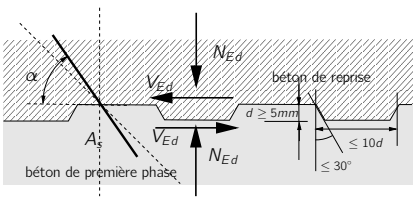
sous charges dynamiques, il faut diviser  $c$  par deux.



Rugosité	$c$	$\mu$
très lisse	0,025 à 0,1	0,5
lisse	0,20	0,6
rugueuse	0,40	0,7
indentation	0,50	0,9

# Surfaces de reprise

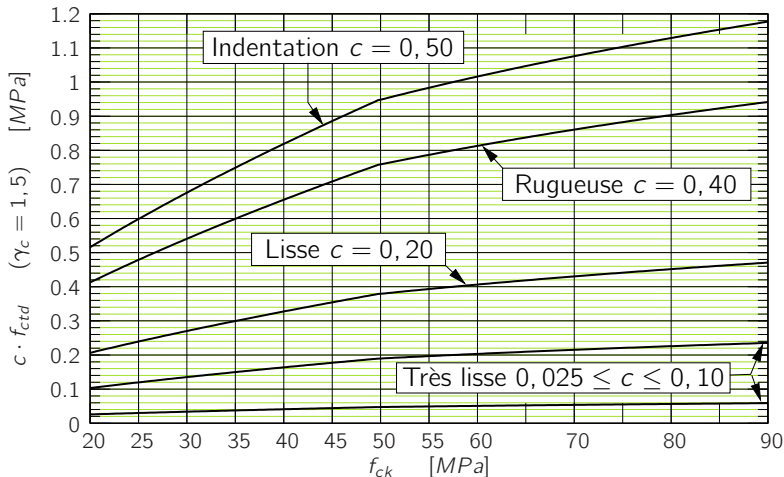
## Rugosité de l'interface

Rugosité	$c$	$\mu$	Type de surface
très lisse	0,025 à 0,1	0,5	surface coulée au contact de moules en acier, en matière plastique, ou en bois traité spécialement.
lisse	0,20	0,6	surface réalisée à l'aide de coffrage glissants ou surface extrudée ou surface non coffrée laissée sans traitement ultérieur après vibration.
rugueuse	0,40	0,7	surface présentant des aspérités d'au moins 3mm de haut espacées d'environ 40mm, obtenues par striage, lavage direct ou toute autre méthode donnant une rugosité équivalente.
indentation	0,50	0,9	 <p>Diagram illustrating the indentation surface type. It shows a cross-section of a concrete joint between "béton de première phase" (bottom) and "béton de reprise" (top). A saw cut is made at an angle <math>\alpha</math>. The area of the saw cut is labeled <math>A_s</math>. The joint is subjected to normal force <math>N_{Ed}</math> and shear force <math>V_{Ed}</math>. The joint width is <math>d</math>, with a minimum of <math>5\text{mm}</math>. The joint angle is limited to <math>\leq 10d</math> and <math>\leq 30^\circ</math>.</p>

# Surfaces de reprise

Résistance sans armatures

Si  $v_{Edi} \leq c \cdot f_{ctd}$  il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures dans l'interface (pour autant que l'interface ne soit pas soumise à des contraintes de traction)

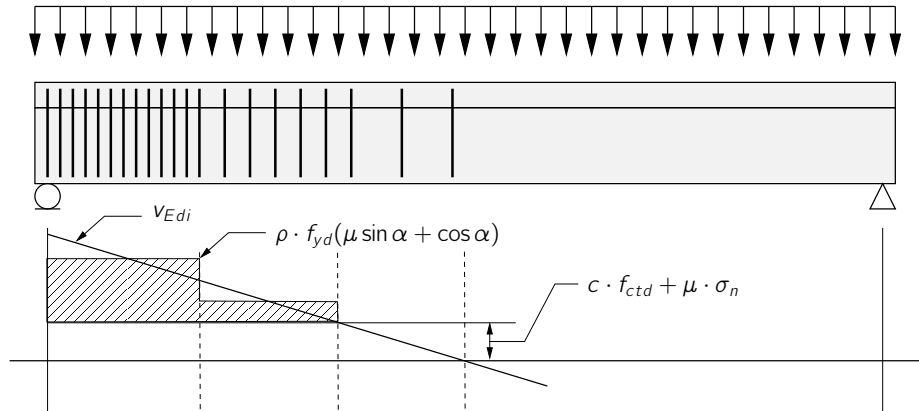




# Surfaces de reprise

## Répartition des armatures de couture

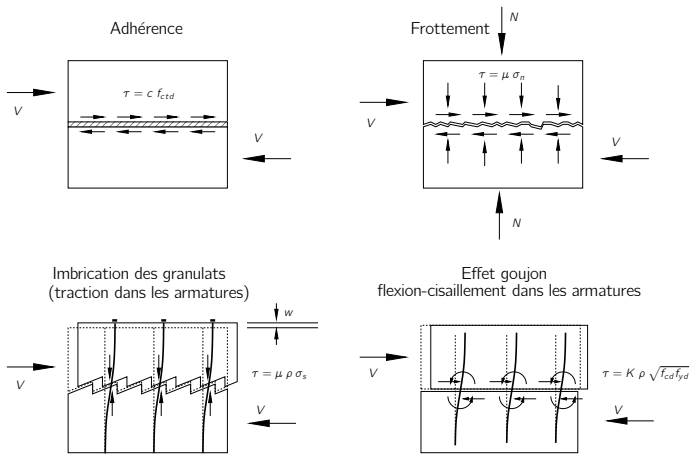
Les armatures de couture peuvent être réparties par zones de pas constant le long de l'élément.



# Surfaces de reprise

## Mécanismes de reprise des efforts de cisaillement

La résistance au cisaillement est produite par la superposition de plusieurs mécanismes.

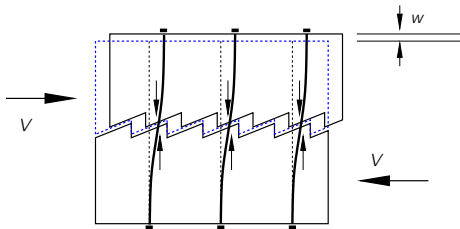
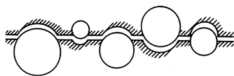


# Surfaces de reprise

Mécanismes d'imbrication des granulats (aggregate interlocking) et mise en traction des armatures

- Ce modèle de comportement suppose que le déplacement transversal s'accompagne d'un déplacement perpendiculaire du fait de l'irrégularité de la surface. Ce déplacement provoque une mise en traction des armatures qui traversent l'interface. La compression qui en résulte produit des efforts de frottement.
- Ce mécanisme n'est effectif que si la surface est **suffisamment rugueuse** et que **l'ancrage des armatures de part et d'autre de l'interface est suffisant** pour mobiliser les efforts de traction nécessaires.

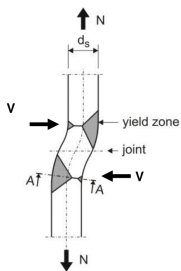
$$V_{Rd} = \mu F_s = \mu A_s \sigma_s \leq \mu A_s f_{yd}$$



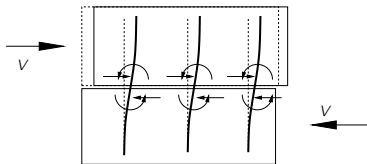
# Surfaces de reprise

Effet "goujon" (dowel action)

- Cet effet est produit par la mise en flexion et cisaillement de l'armature suite au glissement de l'interface.
- L'effort mobilisable est limité par la résistance locale du béton et la plastification de l'armature du fait de la flexion qui se combine avec l'effort de traction éventuel.



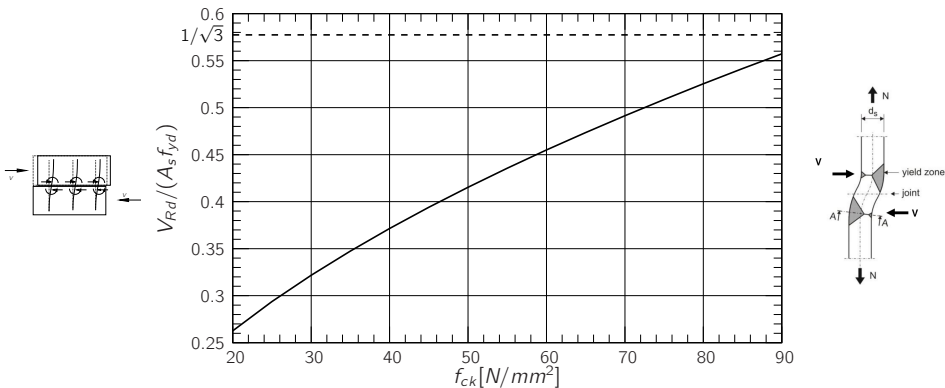
$$\text{si } N = 0$$
$$V_{Rd} = k A_s \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \leq A_s \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$
$$k \approx 1,3 - 1,5$$



# Surfaces de reprise

Effet "goujon" (dowel effect)

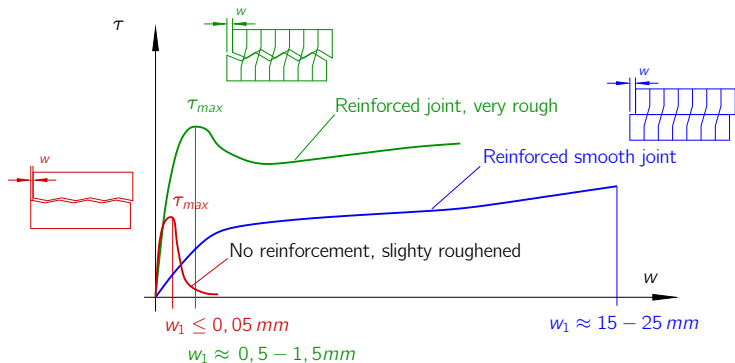
$$\text{si } N = 0 \quad , \quad V_{Rd} = k A_s \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \leq A_s \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad \text{avec} \quad k \approx 1,3 - 1,5$$



# Surfaces de reprise

## Mécanismes en oeuvre

- Les résistances au cisaillement associées à ces différents mécanismes ne se produisent pas pour des mêmes amplitudes de déplacement.
- On constate de grandes différences de ductilité.
- On ne peut pas simplement “superposer” les différents modes de comportement.



# Surfaces de reprise

Imperfections de la formulation de l'EN 1992-1-1

L'expression de la norme actuelle ne rend pas compte de manière explicite de cette complexité. Ceci rend parfois son application pratique difficile dans certains cas "non standards".

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\cos \alpha + \mu \sin \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

- L'expression ne fait pas intervenir de manière explicite l'effet "goujon".
- Tous les termes de résistance sont superposés (terme d'adhérence et résistance apportée par les armatures).
- Le modèle suppose une plastification totale des armatures.
- Quid des impositions d'ancrage des armatures de couture ? Que faire quand les longueurs d'ancrage sont limitées ?
- Ne faut-il pas prévoir une armature minimale (ductilité du comportement) ?
- Comment appliquer ces règles dans les cas "non standard" (béton d'ajout pour renforcement, par exemple ...) ?
- ...

# Surfaces de reprise

Formulation proposée dans le Model Code 2010

Le Model Code 2010 propose de distinguer deux phases de comportement :

- Un comportement “rigide” sans glissement significatif où n’interviennent que les termes d’adhérence et de frottement.

$$V_{Rdi} = c_a f_{ctd} + \mu \sigma_n \leq 0,5 v f_{cd}$$

- Un comportement “ductile” supposant un certain glissement qui permet de mobiliser la résistance des armatures (traction + effet “goujon”)

$$V_{Rdi} = c_r f_{ck}^{1/3} + \mu \sigma_n + \kappa_1 \rho f_{yd} (\cos \alpha + \mu \sin \alpha) + \kappa_2 \rho \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \leq \beta_c v f_{cd}$$

La contribution des armatures est modulée entre la contribution au frottement et l’effet “goujon” par les coefficient  $\kappa_1$  et  $\kappa_2$ .



# Surfaces de reprise

Coefficients du Model Code 2010

Sans armatures :

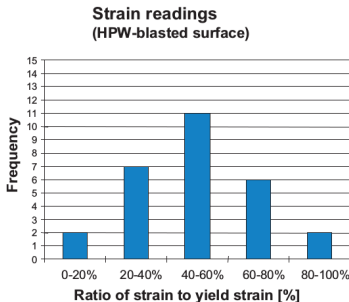
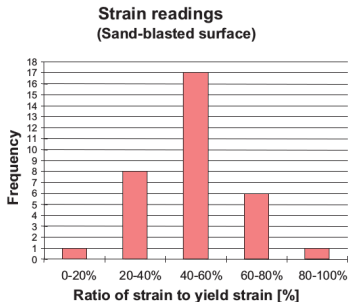
$$v_{Rdi} = c_a f_{ctd} + \mu \sigma_n \leq 0,5 v f_{cd}$$

Avec armatures :

$$v_{Rdi} = c_r f_{ck}^{1/3} + \mu \sigma_n + \kappa_1 \rho f_{yd} (\cos \alpha + \mu \sin \alpha) + \kappa_2 \rho \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \leq \beta_c v f_{cd}$$

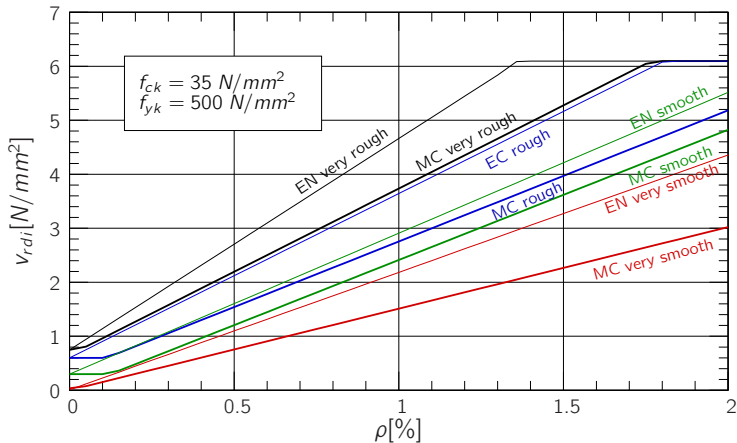
Rugosité	$c_a$	$c_r$	$\kappa_1$	$\kappa_2$	$\beta_c$	$\mu$	
Very smooth (steel, plastic, timber formwork)	0,025	0	0	1,5	0,3	0,5	
Smooth (concrete surface without treatment after vibration or slightly roughened when cast against formwork)	0,20	0	0,5	1,1	0,4	0,6	
Rough (strongly roughened surface) $R_t \geq 1,5mm$	0,40	0,1	0,5	0,9	0,5	0,7	
Very rough (including shear keys) $R_t \geq 3mm$	0,50	0,2	0,5	0,9	0,5	$f_{ck} \geq 25$	$f_{ck} \geq 35$
						0,8	1,0

(...) In tests with HPW- and sand-blasted interfaces with connectors it was found by the author that even though parallel displacements and distinct widening of the joints were observed by means of LVDTs, the strains recorded in the reinforcing bars remained clearly below the yield figure (about 0,25 % in that case). The mean value of the strain, irrespective of whether the surface had been HPW- or sand-blasted, was about 50 % of the yield strain of the reinforcement (Fig. 6). Similar observations were also made somewhat earlier by Mishima et al. [21]. (...)



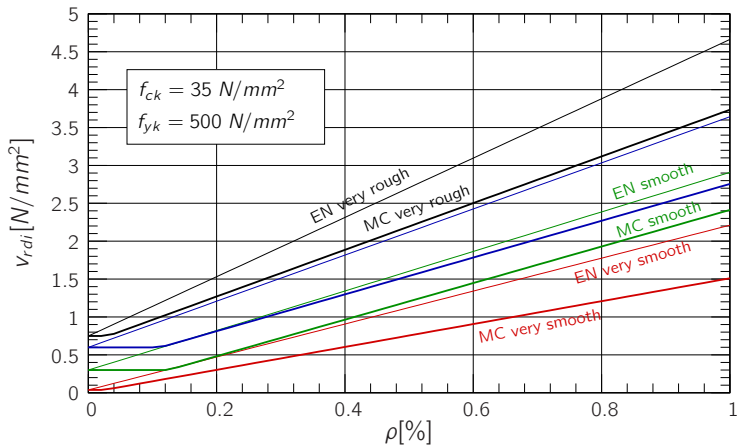
# Surfaces de reprise

Comparaison Model Code 2010 et EN 1992-1-1



# Surfaces de reprise

Comparaison Model Code 2010 et EN 1992-1-1

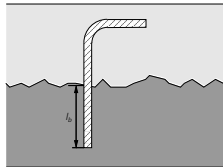


# Surfaces de reprise

Ancrage des barres de coutures (connecteurs) et armature minimale

Les expériences montrent que :

- Un ancrage de  $6\Phi$  est suffisant pour mobiliser complètement l'effet goujon ( $1,5 \rho \sqrt{f_{cd} f_{yd}}$ ) à condition que le connecteur ne soit pas soumis à un effort concomitant de traction (cas des surfaces lisses,  $\kappa_1 = 0, \kappa_2 \leq 1,5$ ).
- Un ancrage de  $10\Phi$  est suffisant pour mobiliser l'effet lié à la mise en traction de l'armature ( $0,5 \rho f_{yd} (\cos \alpha + \mu \sin \alpha)$ ) si on limite cette traction à la moitié de la capacité de plastique de la barre ( $\kappa_1 \leq 0,5$ ). Cela signifie qu'il faut augmenter la longueur d'ancrage au delà de ce minimum si l'on veut utiliser des valeurs plus élevées de  $\kappa_1$ .



Le Model Code 2010 impose une **armature minimale** lorsque la résistance par adhérence est dépassée

si  $V_{Ed} > C_a f_{ctd} + \mu \sigma_n$  alors

$$\begin{aligned} \text{pour les poutres : } \rho_{min} &= 0,20 f_{ctm} / f_{yk} && \geq 0,10\% \\ \text{pour les dalles : } \rho_{min} &= 0,12 f_{ctm} / f_{yk} && \geq 0,05\% \end{aligned}$$

## Conclusions

- Le Model Code 2010 propose des règles de vérification des surfaces de reprise **plus proches des modèles physiques complexes sous-jacents**.
- Ces règles ne conduisent en général pas à une diminution de la quantité d'armatures de couture à mettre en place.
- La prise en compte explicite de l'effet de goujon permet de **traiter de manière plus réaliste et plus sûre les cas "non standards"**, en particulier les cas où un ancrage complet des barres de couture ne peut pas être assuré.

Prescriptions relatives aux quantités minimales d'armatures.

# Quantités minimales d'armatures

Prescription de l'EN 1992-1

L'Eurocode définit différents types de prescriptions pour définir les quantités minimales d'armatures à prévoir dans un élément en béton armé.

- **Prescriptions “technologiques”** énoncées dans le chapitre 9 (Dispositions constructives) pour les poutres, dalles et voiles. Ces prescriptions mènent à des quantités minimales d'armatures très faibles (moins de 0,1% par face pour les voiles, par exemple).

 **Ces quantités ne permettent pas d'assurer un contrôle de la fissuration ni même de respecter la condition de non-fragilité.**

- **Condition de non-fragilité**

Cette condition exprime que les armatures doivent être suffisantes pour que les efforts qui mènent à la formation d'une fissure ne provoquent pas une rupture “brutale” de l'élément après fissuration.

- **Contrôle de la fissuration**

Cette condition exprime que les armatures doivent être suffisantes pour que les efforts qui mènent à la fissuration induisent des contraintes limitées dans les armatures de sorte que l'ouverture des fissures reste sous un seuil acceptable.

- **Effets locaux impliquant des efforts de traction**

Zones d'ancrage et de recouvrement, diffusions, confinement, etc.

- **Exigences de robustesse de la structure**

Règles de chaînage des structure, ...



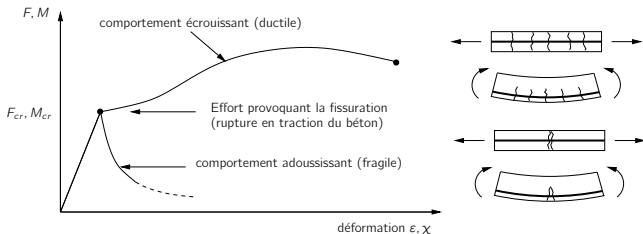
# Quantités minimales d'armatures

## Condition de non-fragilité

EN 1992-1-1 : 9.1(3)

Des sections minimales d'armatures sont prescrites afin d'empêcher une rupture fragile, de larges fissures et également pour résister à des efforts provenant d'actions gênées.

La condition de non-fragilité implique un comportement à la rupture en traction "écrouissant". Si cette condition n'est pas respectée on peut s'attendre à ce que des efforts qui mènent à la fissuration du béton conduisent à une rupture "brutale" de l'élément (dans le cas où ces efforts sont produits par des charges directes).

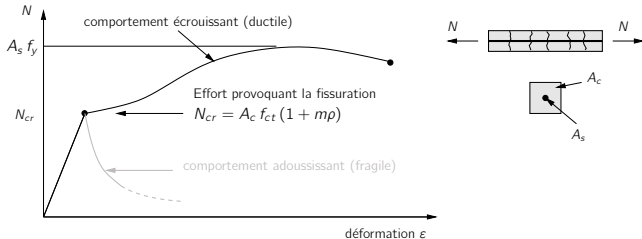


# Quantités minimales d'armatures

Condition de non-fragilité dans le cas d'un simple tirant tendu

Dans le cas d'un simple tirant tendu la condition de non-fragilité implique que l'effort nécessaire pour provoquer la fissuration du béton  $F_{cr} = A_c f_{ct} (1 + m\rho) \approx A_c f_{ct}$  puisse être repris par l'armature  $F_s = A_s f_{yd}$ . On obtient donc la condition

$$\rho_{min} = \frac{A_{s,min}}{A_c} \approx \frac{f_{ct}}{f_{yd}} \approx 0,6\%$$



# Quantités minimales d'armatures

Condition de non-fragilité dans le cas de la flexion simple

Dans le cas d'un élément soumis à de la flexion simple, la condition de non-fragilité implique que le moment résistant  $M_{Rd} = A_s f_{yd} z$  soit supérieur au moment de fissuration  $M_{Cr} \approx W f_{ct}$

$$M_{Cr} = f_{ct} W_c = f_{ct} \frac{bh^2}{6}$$

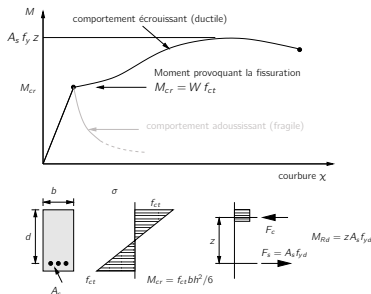
$$M_{Rd} = f_{yd} A_s z \approx f_{yd} A_s 0,9 d \quad \text{pour } z \approx 0,9 d$$

On obtient donc la condition

$$A_{s,min} = \frac{f_{ct} b h^2}{6 \times 0,9 d f_{yd}} \approx \frac{f_{ct}}{f_{yk}} \frac{b d^2 1,1^2 \times 1,15}{6 \times 0,9 d} \approx 0,26 b d \frac{f_{ct}}{f_{yk}}$$

Cette expression correspond à la règle de l'EN 9.2.1.1(1) pour l'armature minimale à prévoir dans les poutres.

Armature de traction minimale dans une poutre
$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d$
$A_{s,min} \geq 0,26 b_t d f_{ctm} / f_{yk}$



où  $f_{yk}$  est exprimé en  $MPa$  et  $b_t$  est la largeur moyenne de la zone tendue.

# Quantités minimales d'armatures

Condition de non-fragilité , application des règles de l'EN

- On observe bien que la règle d'armature minimum pour les poutres 9.2.1.1(1) ne couvre que la condition de non-fragilité dans le cas de flexion simple.
- Dans le cas de sollicitation combinée, on peut utiliser l'expression générale pour l'armature minimum du paragraphe 7.3.2(2), en posant  $\sigma_s = f_{yk}$ .

$$A_{s,min} = k_c k \frac{f_{ct,eff} A_{ct}}{f_{yk}}$$

- L'application de la condition de non-fragilité amène généralement à des quantités d'armatures non négligeables  $0,15 \leq \rho_{min} \leq 0,6\%$ . Nous verrons par la suite que si l'on veut en outre limiter l'ouverture des fissures en service à des valeurs acceptables, ces quantités minimales devront être augmentées.
- La norme dit explicitement que dans le cas où l'armature de non-fragilité n'est pas respectée, il faut considérer que le **béton est non armé**. Les règles de la Section 12 sont alors d'application.

EN 1992-1-1 : 9.2.1.1(2)

(...) Il convient de considérer les sections contenant une quantité d'armatures inférieures à  $A_{s,min}$  comme des sections non armées (voir la Section 12).

# Quantités minimales d'armatures

Condition de non-fragilité , application des règles de l'EN

- La condition de non-fragilité peut également être critique dans le cas d'éléments précontraint aux moyen d'armatures non adhérentes.

EN 1992-1-1 : 9.2.1.1(2)

(...) Pour des éléments précontraints avec des armatures non adhérentes de manière permanente ou avec des câbles extérieurs de précontrainte, il convient de vérifier que le moment résistant ultime est supérieur au moment de fissuration en flexion. Un moment résistant de 1,15 fois le moment de fissuration est suffisant.

- La norme permet certaines exceptions à ces règles de non-fragilité dans le cas "d'éléments secondaires" ou de certaines dalles fléchies par exemple. Il convient alors d'augmenter de 20% l'armature dimensionnée à l'ELU.

EN 1992-1-1 : 9.2.1.1(1) note 2

(...) 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.

EN 1992-1-1 : 9.3.1.1(1) note

(...) Pour les dalles pour lesquelles le risque de rupture fragile est faible, et en complément de la Note 2 du 9.2.1.1 (1),  $A_{s,min}$  peut être pris égal à 1,2 fois l'aire exigée dans la vérification aux ELU.

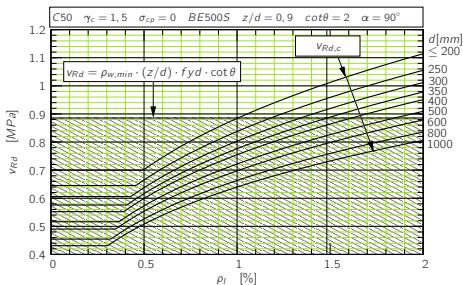
# Quantités minimales d'armatures

Condition de non-fragilité , application des règles de l'EN

- On peut également interpréter la règle relative aux **quantités minimales d'étriers** à mettre dans les poutres comme une prescription relative à une condition de non-fragilité ( § 9.2.2 (5) ) .

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw,min}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

On remarque en effet, que la résistance produite par l'armature d'effort tranchant minimale couvre en pratique l'effort tranchant résistant  $V_{Rd,c}$  quasiment dans tous les cas.  $V_{Rd,c}$  étant l'effort nécessaire pour provoquer la fissuration des âmes du fait de l'effort tranchant.



# Quantités minimales d'armatures

## Contrôle de la fissuration

Nous avons vu que condition de non-fragilité d'un tirant tendu pouvait s'énoncer simplement par la relation :

$$A_s > A_{s,min} \approx \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{f_{yd}}$$

En effet tout élément tendu qui n'est pas armé avec cette quantité minimale d'armatures et qui est soumis à un effort de traction supérieur à l'effort de fissuration, **se rompt brutalement** sans phase d'allongement plastique de l'armature.

Si la condition précédente est suffisante, en théorie, pour maîtriser la fissuration, c'est-à-dire : permettre la formation de plusieurs fissures d'ouverture limitée, elle ne permet cependant pas de **limiter l'ouverture de ces fissures à une valeur fixée a priori**. Pour ce faire, il conviendra de limiter la contrainte dans les armatures à une valeur plus faible que la limite élastique  $\sigma_s \leq f_{yd}$

L'expression de la quantité minimale d'armature devient alors

$$A_{s,min} \approx \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s \leq f_{yd}$$

# Pourcentage minimum d'armatures

Armature minimale pour contrôler la fissuration selon l'EN 1992-1-1

Les règles relatives aux armatures minimales pour contrôler la fissuration sont introduite au chapitre 7 de la norme.

## EN 1992-1-1 : 7.3.1

### 7.3 Maîtrise de la fissuration

#### 7.3.1 Considérations générales

- (1) *P La fissuration doit être limitée de telle sorte qu'elle ne porte pas préjudice au bon fonctionnement ou à la durabilité de la structure ou encore qu'elle ne rende pas son aspect inacceptable.*
- (2) *La fissuration est normale dans les structures en béton armé soumises à des sollicitations de flexion, d'effort tranchant, de torsion ou de traction résultant soit d'un chargement direct soit de déformations gênées ou imposées.*
- (3) *Les fissures peuvent également avoir d'autres causes telles que le retrait plastique ou des réactions chimiques expansives internes au béton durci. L'ouverture de telles fissures peut atteindre des valeur inacceptables mais leur prévention et leur maîtrise n'entrent pas dans le cadre de la présente Section.*
- (4) *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.*
- (5) *Il convient de définir une valeur limite de l'ouverture calculée des fissures ( $w_{max}$ ) en tenant compte de la nature et du fonctionnement envisagés de la structure ainsi que du coût de la limitation de la fissuration.*

## EN 1992-1-1 : 7.3.2

### 7.3.2 Sections minimales d'armatures

- (1) *P Si la maîtrise de la fissuration est requise, une quantité minimale d'armatures adhérentes est nécessaire pour maîtriser la fissuration dans les zones où l'on prévoit l'existence de contraintes de traction. Cette quantité peut être estimée à partir de l'équilibre entre les efforts de traction dans le béton juste avant la fissuration et les efforts de traction dans les armatures à la limite d'élasticité ou le cas échéant à une contrainte inférieure pour limiter l'ouverture des fissures.*



# Pourcentage minimum d'armatures

Armature minimale pour contrôler la fissuration selon l'EN 1992-1-1

L'expression complète pour le calcul de l'armature minimale reprise dans la norme au § 7.3.2 est

$$A_{s,min} = k_C \cdot k \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

$f_{ct,eff}$  est la valeur moyenne de la résistance à la traction au moment où les premières fissures sont supposées apparaître

$A_{ct}$  est l'aire de la section de béton tendu. La zone de béton tendu est la partie de la section dont le calcul montre qu'elle est tendue juste avant la formation de la première fissure.

$k_C$  est un coefficient qui tient compte de la répartition des contraintes dans la section immédiatement après fissuration ainsi que de la modification du bras de levier

$k$  est un coefficient qui tient compte de l'effet des contraintes non-uniformes auto-équilibrées conduisant à une réduction des efforts dus aux déformations gênées.

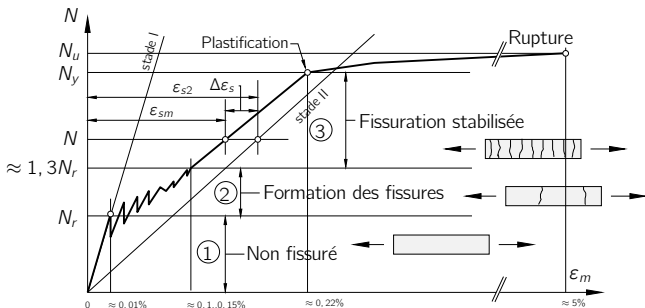
$\sigma_s$  est la contrainte admise dans les armatures après la formation de la fissure. Elle peut être prise égale à la limite d'élasticité,  $f_{yk}$ , de l'armature. Une valeur inférieure peut toutefois être adoptée afin de satisfaire les limites d'ouverture de fissures

# Quantité minimale d'armatures

Comportement d'un tirant tendu et modèle de fissuration

Il y a lieu de différencier la phase de **formation de fissure** de la phase de **fissuration stabilisée**.

- Lorsque la fissuration a pour origine des déformations imposées, on reste généralement dans la phase de formation de fissure  $\varepsilon \leq 0,1 - 0,15\%$
- Dans le cas d'une fissuration provoquée par des charges directes, la fissuration stabilisée peut être atteinte.  $\varepsilon \geq 0,1 - 0,15\%$



# Quantité minimale d'armatures

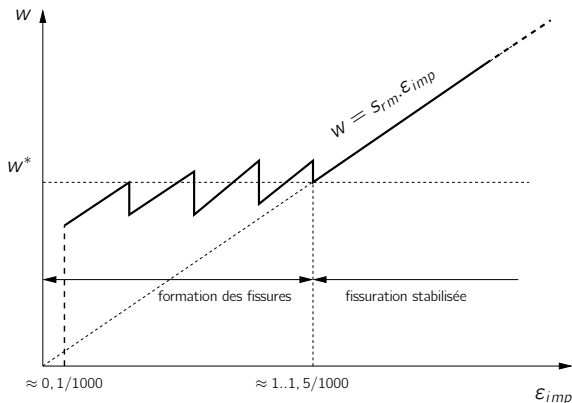
Calcul de l'ouverture de fissure sous déformation imposée

Lorsque le tirant est soumis à une déformation imposée  $\varepsilon_{imp}$  l'expression de l'ouverture des fissures en stade de fissuration stabilisée devient simplement :

$$w = s_{rm} \cdot \varepsilon_{imp}$$

Au stade de formation des fissures, l'ouverture est théoriquement indépendante de la déformation imposée et vaut

$$w^* = s_{r,max} (1 - k_t) \frac{f_{ctm}}{E_s \cdot \rho} (1 + \alpha_e \rho)$$



# Quantité minimale d'armatures

Ouverture de fissure sous déformation imposée

De l'expression théorique de l'ouverture de fissure en phase de formation des fissures,

$$w^* = s_{r,max} (1 - k_t) \frac{f_{ctm}}{E_s \rho} (1 + \alpha_e \rho)$$

On peut déduire que si l'on se contente de d'un pourcentage d'armature égal à celui nécessaire pour respecter la condition de non-fragilité  $\rho = f_{ctm}/f_{yd}$

$$(1 - k_t) \approx 0,5 \quad \text{et} \quad (1 + \alpha_e \rho) \approx 1 \quad \text{et si} \quad \rho = f_{ctm}/f_{yd}$$

$$w^* = s_{r,max} (1 - k_t) \frac{f_{ctm}}{E_s \rho} (1 + \alpha_e \rho) \approx s_{r,max} \times 0,5 \times 435/200000$$

On obtient des ouvertures de fissure théoriques de l'ordre de

$$w^* \approx s_{r,max} / 1000$$

# Quantité minimale d'armatures

Maîtrise de la fissuration sans calcul direct de l'ouverture de fissure

Pour déterminer la contrainte  $\sigma_s$  à utiliser dans l'expression de l'armature minimum, on peut utiliser les valeurs recommandées des tableaux 7.2N et 7.3N de la norme.

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

- si pour des fissures principalement dues aux **déformations gênées**, le diamètre des barres ne dépasse pas les valeurs suivantes :

$\sigma_s$ contrainte de l'acier [MPa]		160	200	240	280	320	360	400	450
$\phi_s^*$ diamètre maximal des barres [mm]	$w_k = 0,4$ mm	40	32	20	16	12	10	8	6
	$w_k = 0,3$ mm	32	25	16	12	10	8	6	5
	$w_k = 0,2$ mm	25	16	12	8	6	5	4	

- si pour des fissures principalement **dues aux charges**, soit le diamètre des barres ne dépasse pas les valeurs précédentes, soit l'espacement entre les barres ne dépasse pas les valeurs suivantes :

$\sigma_s$ contrainte de l'acier [MPa]		160	200	240	280	320	360
Espacement maximal des barres [mm]	$w_k = 0,4$ mm	300	300	250	200	150	100
	$w_k = 0,3$ mm	300	250	200	150	100	50
	$w_k = 0,2$ mm	200	150	100	50		

# Quantité minimale d'armatures

Maîtrise de la fissuration sans calcul direct de l'ouverture de fissure

$\sigma_s$ contrainte de l'acier [MPa]		160	200	240	280	320	360	400	450
$\phi_s^*$ diamètre maximal des barres [mm]	$w_k = 0,4$ mm	40	32	20	16	12	10	8	6
	$w_k = 0,3$ mm	32	25	16	12	10	8	6	5
	$w_k = 0,2$ mm	25	16	12	8	6	5	4	

Le diamètre maximal peut être modifié comme suit :

- dans le cas d'une flexion (une partie de la section au moins est comprimée)

$$\phi_s = \phi_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \cdot \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)}$$

- dans le cas d'une traction (la totalité de la section est tendue)

$$\phi_s = \phi_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \cdot \frac{h_{cr}}{8(h-d)}$$

$h$  est la hauteur totale de la section,

$h_{cr}$  est la hauteur de la zone tendue juste avant la fissuration pour la combinaison quasi-permanente, des charges.

$d$  est la hauteur utile.

# Quantité minimale d'armatures

Maîtrise de la fissuration sans calcul direct de l'ouverture de fissure

Il existe une erreur dans la traduction française de l'EN 1992-1-1 :

Le diamètre maximal des barres peut être modifié comme suit :

- flexion (une partie de la section au moins est comprimée)

$$\varphi_s = \varphi_s^* (f_{ct,eff}/2,9) \frac{k_c h_{cr}}{8 (h-d)} \quad (7.6N)$$

- traction (traction axiale)

$$\varphi_s = \varphi_s^* (f_{ct,eff}/2,9) \frac{h_{cr}}{8 (h-d)} \quad (7.7N)$$

...

Le 8 est erroné, à remplacer par 2

Version anglaise correcte de l'EN 1992-1-1 :

The maximum bar diameter should be modified as follows:

Bending (at least part of section in compression):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff}/2,9) \frac{k_c h_{cr}}{2 (h-d)} \quad (7.6N)$$

Tension (uniform axial tension)

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff}/2,9) h_{cr} / (8(h-d)) \quad (7.7N)$$

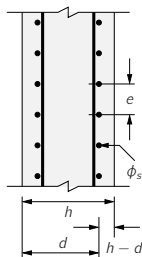
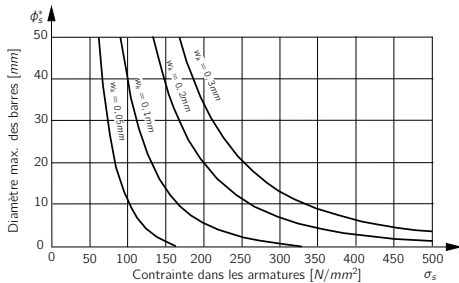
# Quantité minimale d'armatures

Règles de la norme EN 1992-3 pour les éléments tendus soumis à des déformations imposées

Dans le cas de voiles ou dalles tendues pour lesquelles des exigences d'étanchéité seraient imposés (ouvertures de fissures admises très faibles), on peut également utiliser les recommandations de l'EN 1992-3 pour déterminer la contrainte à utiliser pour le calcul de l'armature minimale.

$$A_{s,min} = k_C \cdot k \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad (k_C = 1, \text{ pour la traction pure, } 0,65 \leq k \leq 1 \text{ en fonction de l'épaisseur})$$

On peut estimer que les ouvertures des fissures ne seront pas excessives, si pour des fissures principalement dues aux déformations bridées, on respecte le diamètre maximal des armatures indiqué dans le diagramme suivant :



Il convient de modifier le diamètre maximal des barres indiqué par la figure à l'aide de l'expression ci-dessous

$$\phi_s = \phi_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \frac{h}{10(h-d)}$$

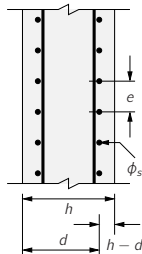
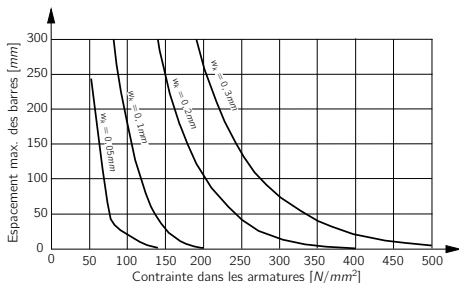


# Quantité minimale d'armatures

Règles de la norme EN 1992-3 pour les éléments tendus sous l'effet de charges extérieures

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad (k_c = 1, \text{ pour la traction pure, } 0,65 \leq k \leq 1 \text{ en fonction de l'épaisseur})$$

on peut estimer que les ouvertures des fissures ne seront pas excessives, si pour des fissures principalement causées par l'application de charges extérieures, on respecte soit le diamètre maximal du diagramme précédent, soit l'espacement maximal des barres indiqué dans le diagramme suivant :



# Quantité minimale d'armatures

Quelques commentaires à propos des règles de l'Eurocode pour limiter l'ouverture des fissures au moyen d'armatures passives

Bien que les règles de l'Eurocode (EN 1992-1-1 et EN 1992-3) semblent fournir un cadre suffisant pour réaliser un dimensionnement des armatures tel que l'on puisse garantir que l'ouverture des fissures reste sous un seuil défini et permettre ainsi de remplir les conditions d'étanchéité souhaitées en fonction de la classe d'exigence choisie, il s'avère qu'en pratique l'application des méthodes de dimensionnement exposées ci-dessus posent certaines difficultés ...

- Si l'on prend le cas d'un **élément bridé à ses extrémités soumis à des efforts de traction dus à des déformations imposées** (retrait de dessiccation, retrait thermique, ...), on remarque que le **pourcentage théorique minimum d'armatures** pour limiter l'ouverture des fissures à des valeurs inférieures à  $0,2\text{mm}$  (classe d'étanchéité 1) obtenu en appliquant les règles exposées ci-dessus est **très important**.

Prenons l'exemple du voile suivant : Béton  $C30/37$  ;  $f_{ct,eff} = 2,9\text{MPa}$  ;  $h = 300\text{mm}$  ;  $c = 30\text{mm}$  ;  $w_{k1} = 0,2\text{mm}$  et supposons qu'un risque de fissuration traversante du fait du bridage de déformations imposées existe.

Si l'on choisi d'utiliser des armatures  $\phi_s = 12\text{mm}$  on obtient

$$\phi_s^* = \phi_s \frac{2,9}{f_{ct,eff}} \frac{10(h-d)}{h} = 12 \times \frac{2,9}{2,9} \times \frac{10 \times 36}{300} = 14,4\text{mm}$$

Le diagramme  $(\phi_s^*, \sigma_s, w_k)$  nous montre que pour  $w_k = 0,2\text{mm}$  la contrainte limite est d'environ  $\sigma_s \approx 230\text{MPa}$ . On peut en déduire l'armature minimum nécessaire :

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 1 \times 1 \times \frac{2,9}{230} \times 30 \times 100 = 41,6\text{cm}^2/\text{m} \quad (\rho = 1,3\%)$$

# Quantité minimale d'armatures

Quelques commentaires à propos des règles de l'Eurocode pour limiter l'ouverture des fissures au moyen d'armatures passives

soit  $20,8\text{cm}^2/m$  par face.

Cette quantité d'armatures est relativement importante (Si l'on veut placer une telle armature, il sera probablement nécessaire pour des raisons technologiques d'augmenter le diamètre de celles-ci, ce qui aura pour effet d'encore augmenter la quantité d'armatures à mettre en place ...)

- ☞ Pour des raisons économiques et pratiques, il arrive fréquemment que des quantités d'armatures plus faibles soient mises en place. Dans de tels cas, il est théoriquement possible que des fissures plus ouvertes apparaissent. **Celles-ci devront faire l'objet d'un traitement a posteriori** (injection, ...).
- ☞ Il convient encore d'insister ici sur **l'attention à porter aux mesures à prendre pour réduire l'ampleur des déformations imposées** qui ne sont pas liées directement à la quantité d'armatures mises en place (composition du béton, cure, phasage, ...).  
En effet on constate qu'il sera toujours difficile et "coûteux" de compter uniquement sur l'effet de l'armature passive pour "garantir" des performances d'étanchéité.
- ☞ Dans le cas où une quantité plus faible que celle calculée ci-dessus est mise en place, il semble néanmoins nécessaire d'au moins **respecter la condition de non-fragilité**, c'est-à-dire placer un pourcentage minimum d'armature correspondant à

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = f_{yk}$$

soit pour l'exemple précédent une aire de  $8,7\text{cm}^2/m$  par face. En effet en dessous de cette quantité toute fissure traversante provoquera théoriquement la plastification de l'armature ce qui empêchera la formation de plusieurs fissures nécessaires pour "absorber" la déformation imposée.

- ☞ Étant donné les particularités propres à chaque ouvrage, il convient d'adopter des mesures de "bonnes pratiques" basées sur l'expérience d'ouvrages similaires.

# Quantité minimale d'armatures

Quelques commentaires à propos des règles de l'Eurocode pour limiter l'ouverture des fissures au moyen d'armatures passives

- Dans le cas d'éléments de **forte épaisseur** (radier et bajoyer d'écluse par exemple) l'application aveugle de ces règles mènent à des quantités d'armatures "impraticables".
  - ☞ Il semble clair que les théories sous-jacentes aux règles énoncées dans l'Eurocode ne sont pas réalistes dans le cas d'éléments de forte épaisseur.
  - ☞ Les expériences récentes montrent que dans de tels cas (écluse de Lanaye, écluse d'Ivoz Ramet, écluse à Anvers, etc..) les quantités d'armatures minimales adoptées en pratique qui sont de l'ordre de  **$30 \text{ cm}^2 / \text{m}$  à  $40 \text{ cm}^2 / \text{m}$  par face** pour des éléments de 1 m à 2,5 m d'épaisseur sont généralement "suffisantes" pour éviter l'apparition de fissures d'ouverture non contrôlées. (Compte tenu de l'ensemble des dispositions qui sont prises pour réduire les déformations imposées : composition appropriée du béton, phasage de construction, ... ). Les quelques fissures éventuelles qui sont trop ouvertes font l'objet d'un traitement a posteriori.
  - ☞ Notons que dans ces ouvrages on veillera généralement à bien respecter les conditions de non-fragilité pour toutes les parties d'ouvrage soumises à des sollicitations extérieures significatives ( $M_{Rd} \geq M_{fissuration}$ ,  $N_{Rd} \geq N_{fissuration}$  )
  - ☞ Dans de tels cas, **une stratégie "globale" impliquant d'autres paramètres que la simple quantité d'armature passive doit être mise en oeuvre** : composition du béton, cure, phasage de construction, limitation du retrait, limitation de la chaleur d'hydratation, refroidissement, post-traitement des fissures, précontrainte, etc.

### Conclusions

- ☞ Dans toutes les zones où les contraintes de traction sont significatives (que se soit du fait des charges directes ou du fait du bridage de déformations imposées), il est indispensable de prévoir une quantité d'armature minimale qui permet **d'éviter un tout risque de rupture fragile**. Ceci mènera généralement à des pourcentages de l'ordre de 0,15% (flexion) à 0,6% (traction pure).
- ☞ Dans le cas où l'on veut s'assurer que les **ouvertures des fissures seront limitées à des valeurs faibles**, il sera nécessaire de prévoir des quantités plus importantes (de 2 à 4 fois celle requise pour respecter la condition de non-fragilité).
- ☞ Dans certains cas (éléments de forte épaisseur soumis à des déformations imposées par exemple), l'application directe de ces règles peut mener à des quantités d'armatures qui ne sont pas économiques (voire même impraticables). Il convient dans ces cas d'adopter une stratégie "globale" vis à vis du contrôle de la fissuration ne reposant pas uniquement sur la détermination d'une quantité minimale d'armature établie sur les modèles de fissuration simplifiés qui sont à la base de la norme actuelle.
- ☞ Il y a lieu d'être attentif quant aux autres règles technologiques qui n'ont pas été traitées ici mais qui peuvent mener à des quantités d'armatures non négligeables localement : zones d'ancrage et de recouvrement, diffusion des efforts concentrés, etc...