ΗΜΕΡΙΔΑ ΕΤΣ/ΤΕΕ

Ευρωκώδικας 2, Σχεδιασμός Έργων από Ο.Σ. (12ος 2004)

Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας Παραμορφώσεις, Ρηγματώσεις

Μ. Π. ΧΡΟΝΟΠΟΥΛΟΣ, ΕΟΣ/ΕΜΠ

- **ΕΜΠ, 10ος 2008**
- **Καλαμάτα, 23.05.2009**
- **Ναύπλιο, 13.06.2009**
- **Λιβαδειά, 26.09.2009**
- **Τρίπολη, 12.12.2009**

Α) ΓΕΝΙΚΑ

1. ΔΕΝ καλύπτονται πλήρως ορισμένα ειδικά έργα, γέφυρες, φράγματα, υδραγωγεία και δεξαμενές κ.λπ.

Βλ. Εθνικά Προσαρτήματα (National Annexes, NA), με κατάλληλη προσαρμογή ή συμπλήρωση (ή τροποποίηση).

2. Η γενική συμβολική ανίσωση ασφαλείας ισχύει καί για ΟΚΑ καί για ΟΚΛ :

$S_d \leq R_d$,

$\gamma_{Sd} \cdot S (S_\kappa \cdot \gamma_F) \leq (1/\gamma_{Rd}) \cdot R (X_\kappa/\gamma_M, a_{di})$.

3. ΟΚΑ : Βλ. προηγούμενες παρουσιάσεις.

Αλλά καί :
— Απώλεια ισορροπίας
— Μετατροπή σε μηχανισμό
— Λυγισμός ή ύβωση
— Κόπωση.

4. ΟΚΛ : Κριτήρια και κανόνες που διέπουν την κανονική χρήση (π.χ. βλ. § 2, έλεγχος εύρους ρωγμής ή βέλους κάμψεως) :

- Υπέρβαση τάσεων (σιδηροπαγές και προεντεταμένο), π.χ. σε εδράσεις/στηρίξεις, σε θλιβόμενες ζώνες
- Ρηγμάτωση
- Παραμόρφωση
- Ταλάντωση (δεν καλύπτεται).

Κατά EC2, προβλέπεται έλεγχος ΟΚΛ ακόμη καί για άοπλο ή ελαφρά οπλισμένο (ή υπο-οπλισμένο) σκυρόδεμα.

5. <u>Αντιπροσωπευτικές τιμές</u>,
χαρακτηριστικές ή ονομαστικές.

6. <u>Δράσεις</u>,
μόνιμες (G), μεταβλητές (Q) ή τυχηματικές (A),
άμεσες (δυνάμεις, συγκεντρωμένες ή κατανεμημένες) ή
έμμεσες (μεταβολές στηρίξεων, επιβαλλόμενες ή
παρεμποδιζόμενες παραμορφώσεις).
<u>Έμμεσες δράσεις</u> : Μόνιμες (μεταβολή στηρίξεων), G_{set} και γ_{Gset} , ή
Μεταβλητές (T, s, c), Q_{imp} και γ_{Qimp} , ή
Τυχηματικές (!).

7. <u>Έμμεσες δράσεις</u>,

7.1 Όχι ΟΚΑ, αν διατίθεται επαρκής πλαστιμότητα,
προς ανακατανομή της εντάσεως.
<u>Εξαίρεση</u> : Κίνδυνος ελαστικής αστάθειας (N-d)
ή κόπωσης (σπανίως για κτίρια).

7.2 Ναί ΟΚΛ, ανάλυση/έλεγχος συνόλου ή τοπικώς,
αν διατάσσονται πλήρεις αρμοί ανά d_{joint}
(βλ. ΝΑ, για κτίρια συνιστάται d_{joint} = 30 m,
ή μεγαλύτερη απόσταση για προκατασκευή).

7.3 Επιτρέπεται απομείωση δυσκαμψίας λόγω ρηγμάτωσης και ερπυσμού (για ΟΚΑ και ΟΚΛ), ενώ οι παραμορφώσεις που οφείλονται σε ορθές ή διατμητικές τάσεις επιτρέπεται (γενικώς) να αγνοούνται.

Ειδικώς για ανάλυση/έλεγχο έναντι ΟΚΛ, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι δυσκαμψίες σταδίου I (αν $f_{ct} < f_{ct,eff}$) ή II, οπότε συνιστάται να λαμβάνεται υπόψη η προοδευτική (εν χρόνω) επιρροή της ρηγμάτωσης και του ερπυσμού.

7.4 Περί των συνδυασμών δράσεων και των επιμέρους γ βλ. στα επόμενα.

8. <u>Καταστάσεις σχεδιασμού</u>

- Παροδικές (T, transient)
  π.χ. παροδικές συνθήκες, ανέγερση, επισκευή ή ενίσχυση
- Μόνιμες ή διαρκείς (P, persistent),
  π.χ. κανονικές συνθήκες χρήσης και λειτουργίας
- Τυχηματικές (A, accidental),
  π.χ. εξαιρετικές συνθήκες, κρούση, έκρηξη, σεισμός, πυρκαγιά

9. <u>Μεταβλητές δράσεις</u>

- Χαρακτηριστική τιμή (p_e = 5 % σε t_r = 50 έτη)
- Σποραδική τιμή, για μέση περίοδο επαναφοράς 1 έτος
- Συχνή τιμή, για μέση περίοδο επαναφοράς 1 εβδομάδα
- Οιονεί-μόνιμη (ή διαρκής) τιμή

10. <u>Συνδυασμοί δράσεων</u>

Μειωμένη πιθανότητα ταυτόχρονης συνύπαρξης των πλέον δυσμενών τιμών των επιμέρους ανεξάρτητων (γενικώς) μεταβλητών δράσεων.

Πρόβλεψη επιμέρους συντελεστών συνδυασμού Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2,
για την κύρια και τις συνοδές δράσεις του υπόψη συνδυασμού :

- Ψ_0: σπάνιος συνδυασμός
- Ψ_1: συχνός συνδυασμός (ΒΡΑΧΥΧΡΟΝΙΟΣ)
- Ψ_2: οιονεί-μόνιμος συνδυασμός (ΜΑΚΡΟΧΡΟΝΙΟΣ).

Π.χ. — Για γραφεία, καταστήματα $\Psi_0 = 0{,}7$ / $\Psi_1 = 0{,}5$ / $\Psi_2 = 0{,}3$
— Για αποθήκες $\Psi_0 = 1{,}0$ / $\Psi_1 = 0{,}9$ / $\Psi_2 = 0{,}8$.

Για <u>γέφυρες</u>, υπάρχει <u>καί</u> Ψ'_1 ($\rightarrow$ 1,0) για σποραδικά φορτία.

10. Συνδυασμοί δράσεων (συνέχεια)

10.1 Έναντι ΟΚΑ

Ελέγχονται :

καί οι βασικοί συνδυασμοί (βραχυχρόνιοι)

καί οι τυχηματικοί συνδυασμοί (μακροχρόνιοι).

10.2 Έναντι ΟΚΛ

Ελέγχονται μόνον οι βασικοί συνδυασμοί, δηλ. :

- Σπάνιος συνδυασμός

  $\Sigma G_{\kappa j}\ (j \geq 1) + Q_{\kappa 1} + \Sigma \Psi_{oi}\ Q_{\kappa i}\ (i \geq 2)$

- Συχνός συνδυασμός

  $\Sigma G_{\kappa j}\ (j \geq 1) + \Psi_{11} Q_{\kappa 1} + \Sigma \Psi_{2i}\ Q_{\kappa i}\ (i \geq 2)$

- Οιονεί-μόνιμος (διαρκής) συνδυασμός

  $\Sigma G_{\kappa j}\ (j \geq 1) + \Sigma \Psi_{2i}\ Q_{\kappa i}\ (i \geq 1)$.

Για κτίρια, γενικώς επιτρέπεται η εξής απλοποίηση (ανεξαρτήτως διάρκειας δράσεων) :

- Για μια μόνον μεταβλητή δράση

  $\Sigma G_{\kappa j}\ (j \geq 1) + Q_{\kappa 1}$

- Για περισσότερες μεταβλητές δράσεις

  $\Sigma G_{\kappa j}\ (j \geq 1) + 0{,}9\ \Sigma Q_{\kappa i}\ (i \geq 1)$.

10.3 Γενικώς :

— Έναντι ρηγμάτωσης (υπό βασικούς συνδυασμούς μόνον), ελέγχεται ο βραχυχρόνιος συνδυασμός

— Έναντι παραμόρφωσης (υπό βασικούς συνδυασμούς μόνον), ελέγχεται ο μακροχρόνιος συνδυασμός.

11. Ορθολογικές (και ασφαλείς) προβλέψεις ΕΚΟΣ
για τις ΕΜΜΕΣΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

- Όχι ΟΚΑ (λόγω πλαστιμότητας),
  Ναί ΟΚΛ (υπό συνθήκες ...).

- Αν ληφθούν υπόψη,
  εξετάζονται μόνον ως κύρια (και όχι συνοδή) δράση,
  δηλ. Ψ_1 (βραχ.) = Ψ_2 (μακρ.) = 0.

- Ευμενής επιρροή : $\gamma_{Qimp} = 0$.

- Δυσμενής επιρροή :
  — ΟΚΑ Ελαστική ή Πλαστική Ανάλυση
  με $\gamma_{Qimp} = 1{,}2$ ή $1{,}5$, αντιστοίχως
  — ΟΚΛ Ελαστική Ανάλυση,
  με $\gamma_{Qimp} = 1{,}0$.

- Σε κάθε περίπτωση, ΚΑΤΑΛΛΗΛΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΜΕΤΡΑ :
  — Αρμοί διακοπής εργασιών (π.χ. ανά 20 m)
  — Συστηματική και παρατεταμένη συντήρηση
  — Ιδιαίτερη τοπική ή γενική όπλιση
  — Όχι πρόωρη φόρτιση κ.λπ.

12. Έτσι, κατά EC2, για ΟΚΛ :
— Επιτρέπεται η γραμμική ελαστική ανάλυση,
ακόμη καί η μή-γραμμική ή η χρήση μεθόδων
θλιπτήρων/ελκυστήρων
— Απαγορεύεται η χρήση περιορισμένης (έστω)
ανακατανομής της εντάσεως
ή η πλαστική ανάλυση (π.χ. γραμμές διαρροής ή
πλαστικές αρθρώσεις).

Βλ. τα περί δυσκαμψιών κ.λπ., §7.3.

Β) ΥΛΙΚΑ

1. Γενικώς, λόγω ΟΚΛ, $\gamma_c = \gamma_s = 1{,}0$.

ΕΚΟΣ : Σε ειδικές περιπτώσεις (π.χ. για στεγανότητα), συνιστάται $\gamma_c = 1{,}3$.

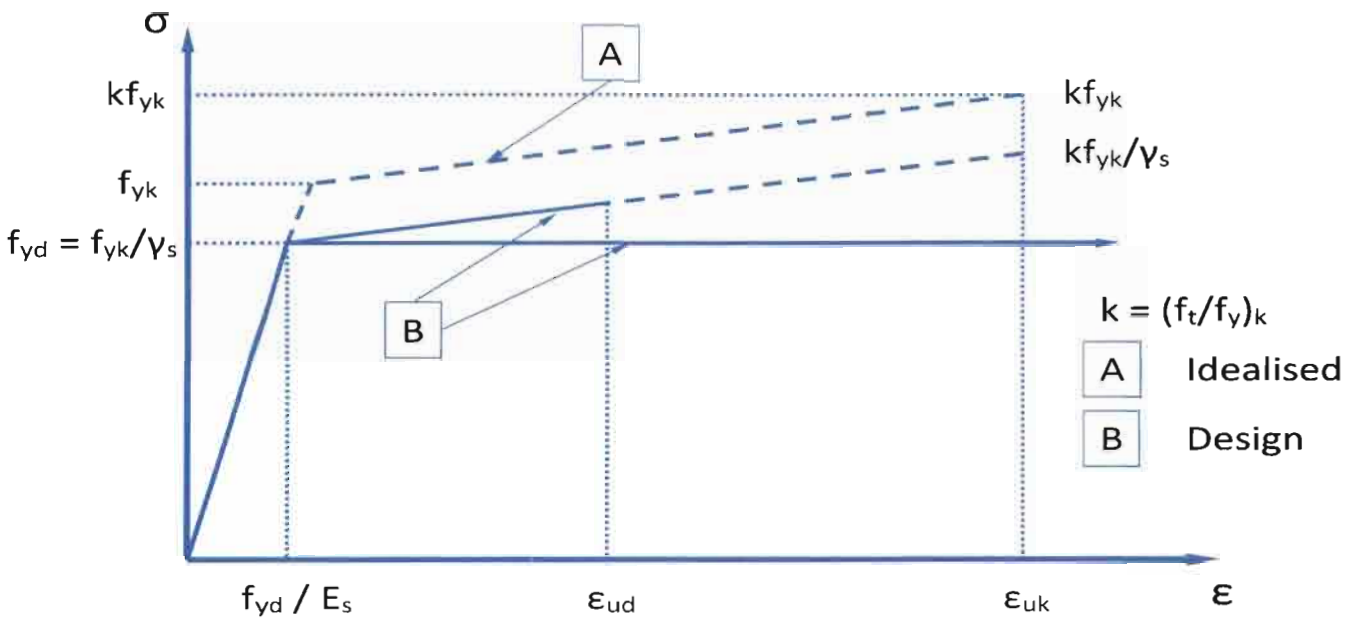
2. Σκυρόδεμα

- Έως και υπερ-υψηλές ποιότητες
- Επιτρέπεται μείωση του γ_c υπό συνθήκες (ΟΚΑ)
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \,.\, f_{cк} : \gamma_c$,
  $\alpha_{cc} = 0{,}8 \div 1{,}0$, βλ. ΝΑ/συνιστάται $\alpha_{cc} = 1{,}0$
- $f_{ct,sp} = (1/0{,}9) \,.\, f_{ct}$
- $f_{ct,f\ell} = f_{ct} \,.\, \max\{1,[1{,}6 - (h^{mm}/1000)]\}$

Ειδικώς για ΟΚΛ, χρήση της τιμής $f_{ct,eff}$, με $f_{ct,eff} = f_{ctm,}$ γενικώς, ή $f_{ctm,f\ell}$.

3. Χάλυβας Οπλισμού Σκυροδέματος (ΧΟΣ)

- B500 C (και B500 A, υπό προϋποθέσεις / ΚΤΧ 2008)
- Επιτρέπεται μείωση του γ_s υπό συνθήκες (ΟΚΑ)
- Βλ. διάγραμμα σ-ε



Idealised and design stress – strain diagrams for reinforcing steel

ΧΟΣ, EC2 + ANNEX C, EN 10080
ΟΛΚΙΜΟΙ, ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΙΜΟΙ, ΥΨΗΛΗΣ ΣΥΝΑΦΕΙΑΣ
B500 C

Για T = -40 °C ÷ + 100 °C :

1) E_s = 200 GPa

2) $\varepsilon_{uκ} \geq$ 7,50 % (p = 10 %)
$\varepsilon_{ud} \geq$ 6,75 % (NA, $\varepsilon_{ud} = 0{,}9\ \varepsilon_{uκ}$)

3) (f_t/f_y) κ ≥ 1,15 και < 1,35 (p = 10 %)

ΟΚΑ / γ_s = 1,15 (ή 1,10 ή 1,05 !)
ΟΚΛ / γ_s = 1,00

Γ) ΜΗ-ΥΠΕΡΒΑΣΗ ΤΑΣΕΩΝ

Περιορισμός των :

α) Θλιπτικών τάσεων του σκυροδέματος,
προς αποφυγήν εσωτερικής μικρορηγμάτωσης, διαμήκους ρηγμάτωσης και υπερβολικού ερπυσμού.

— Διαμήκης ρηγμάτωση, απομείωση ανθεκτικότητας.
Αν δεν ληφθούν ιδιαίτερα μέτρα, όπως αύξηση της επικάλυψης στις θλιβόμενες ζώνες ή διάταξη επαρκούς περίσφιγξης, τότε πρέπει $\sigma_{cc} \leq \kappa_1 \cdot f_{ck}$ (υπό τον βραχυχρόνιο συνδυασμό) για συνθήκες εκθέσεως XD, XS και XF (XA;!).

κ_1 : βλ. ΝΑ, συνιστάται $\kappa_1 = 0{,}60$.

— Υπερβολικός ερπυσμός, αύξηση παραμορφώσεων.
Για γραμμικόν ερπυσμό (οπότε ισχύει και η αρχή της επαλληλίας), πρέπει $\sigma_{cc} \leq \kappa_2 \cdot f_{ck}$ υπό τον οιονεί-μόνιμο/διαρκή (μακροχρόνιο) συνδυασμό.

κ_2 : βλ. ΝΑ, συνιστάται $\kappa_2 = 0{,}45$.

β) Εφελκυστικών τάσεων των οπλισμών,
προς αποφυγήν ανελαστικών ε_s (μετά την διαρροή), εγκάρσιας ρηγμάτωσης και υπερβολικής παραμόρφωσης.

Πρέπει $\sigma_{st} \leq (\kappa_3 \div \kappa_5) \cdot f_{yk}$ (υπό τον βραχυχρόνιο συνδυασμό).

κ_i = βλ. ΝΑ, ενώ συνιστάται :

$\kappa_3 = 0{,}80$ για ΣΣ και άμεσες δράσεις

$\kappa_4 = 1{,}00$ για ΣΣ και έμμεσες δράσεις

$\kappa_5 = 0{,}75$, δηλ. $\sigma_p < 0{,}75 \cdot f_{ptk}$, για τένοντες ΠΣ.

Προς περιορισμόν των εφελκυστικών τάσεων των οπλισμών και του κινδύνου εγκάρσιας ρηγμάτωσης, υπάρχουν καί προβλέψεις περί ελάχιστου οπλισμού.

Προεντεταμένο σκυρόδεμα

Πέραν της προηγούμενης διάταξης περί $\sigma_p \leq \kappa_5 \cdot f_{ptk}$, για τους τένοντες, οι έλεγχοι ΟΚΛ περιλαμβάνουν :

— Σε περιπτώσεις πλήρους προέντασης,
τον έλεγχο της οριακής κατάστασης απόθλιψης,
με $\sigma_{ct} \leq 0$

— Σε περιπτώσεις περιορισμένης προέντασης,
τον έλεγχο της οριακής κατάστασης ρηγμάτωσης,
με $\sigma_{ct} \leq f_{ctk\,0,05}$ (όχι $f_{ct,\,eff}$).

Υπενθύμιση, ΕΚΟΣ :

Περιορισμένη προένταση επιτρέπεται μόνον υπό συνθήκες περιβάλλοντος 1 και 2, ενώ πλήρης προένταση μπορεί να εφαρμόζεται καί σε συνθήκες περιβάλλοντος 3 ή 4.

- Υπό τον μακροχρόνιο συνδυασμό δράσεων ΟΚΛ, για την μέση τιμή της δυνάμεως προέντασης μετά τις μειώσεις και απώλειες, πρέπει $\sigma_p \leq 0,65 \cdot f_{ptk}$.

- Υπό τον μακροχρόνιο συνδυασμό δράσεων ΟΚΛ, για τις αρχικές τάσεις των τενόντων, οπουδήποτε ή στον γρύλο, πρέπει $\sigma_{po} \leq 0,65 \cdot f_{ptk}$ ή $0,70 \cdot f_{pyk}$, και
$$\sigma_{po,\,max} \leq \sigma_{po} + 0,05 \cdot (f_{ptk} \text{ ή } f_{pyk}).$$

- Οι διαφορές ΕΚΟΣ και EC2 είναι πρακτικώς μικρές.

Table 4.1: Exposure classes related to environmental conditions in accordance with EN 206-1

Class designation	Description of the environment	Informative examples where exposure classes may occur
1. No risk of corrosion or attack		
X0	For concrete without reinforcement or embedded metal: all exposures except where there is freeze/thaw, abrasion or chemical attack For concrete with reinforcement or embedded metal: very dry	Concrete inside buildings with very low air humidity
2. Corrosion induced by carbonation		
XC1	Dry or permanently wet	Concrete inside buildings with low air humidity Concrete permanently submerged in water
XC2	Wet, rarely dry	Concrete surfaces subject to long-term water contact Many foundations
XC3	Moderate humidity	Concrete inside buildings with moderate or high air humidity External concrete sheltered from rain
XC4	Cyclic wet and dry	Concrete surfaces subject to water contact, not within exposure class XC2
3. Corrosion induced by chlorides		
XD1	Moderate humidity	Concrete surfaces exposed to airborne chlorides
XD2	Wet, rarely dry	Swimming pools Concrete components exposed to industrial waters containing chlorides
XD3	Cyclic wet and dry	Parts of bridges exposed to spray containing chlorides Pavements Car park slabs
4. Corrosion induced by chlorides from sea water		
XS1	Exposed to airborne salt but not in direct contact with sea water	Structures near to or on the coast
XS2	Permanently submerged	Parts of marine structures
XS3	Tidal, splash and spray zones	Parts of marine structures
5. Freeze/Thaw Attack		
XF1	Moderate water saturation, without de-icing agent	Vertical concrete surfaces exposed to rain and freezing
XF2	Moderate water saturation, with de-icing agent	Vertical concrete surfaces of road structures exposed to freezing and airborne de-icing agents
XF3	High water saturation, without de-icing agents	Horizontal concrete surfaces exposed to rain and freezing
XF4	High water saturation with de-icing agents or sea water	Road and bridge decks exposed to de-icing agents Concrete surfaces exposed to direct spray containing de-icing agents and freezing Splash zone of marine structures exposed to freezing
6. Chemical attack		
XA1	Slightly aggressive chemical environment according to EN 206-1, Table 2	Natural soils and ground water
XA2	Moderately aggressive chemical environment according to EN 206-1, Table 2	Natural soils and ground water
XA3	Highly aggressive chemical environment according to EN 206-1, Table 2	Natural soils and ground water

SECTION 7 SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

7.1 General

(1)P This section covers the common serviceability limit states. These are:

- stress limitation (see 7.2)
- crack control (see 7.3)
- deflection control (see 7.4)

Other limit states (such as vibration) may be of importance in particular structures but are not covered in this Standard.

(2) In the calculation of stresses and deflections, cross-sections should be assumed to be uncracked provided that the flexural tensile stress does not exceed $f_{ct,eff}$. The value of $f_{ct,eff}$ may be taken as f_{ctm} or $f_{ctm,fl}$ provided that the calculation for minimum tension reinforcement is also based on the same value. For the purposes of calculating crack widths and tension stiffening f_{ctm} should be used.

7.2 Stress limitation

(1)P The compressive stress in the concrete shall be limited in order to avoid longitudinal cracks, micro-cracks or high levels of creep, where they could result in unacceptable effects on the function of the structure.

(2) Longitudinal cracks may occur if the stress level under the characteristic combination of loads exceeds a critical value. Such cracking may lead to a reduction of durability. In the absence of other measures, such as an increase in the cover to reinforcement in the compressive zone or confinement by transverse reinforcement, it may be appropriate to limit the compressive stress to a value $k_1 f_{ck}$ in areas exposed to environments of exposure classes XD, XF and XS (see Table 4.1).

Note: The value of k_1 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,6.

(3) If the stress in the concrete under the quasi-permanent loads is less than $k_2 f_{ck}$, linear creep may be assumed. If the stress in concrete exceeds $k_2 f_{ck}$, non-linear creep should be considered (see 3.1.4)

Note: The value of k_2 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,45.

(4)P Tensile stresses in the reinforcement shall be limited in order to avoid inelastic strain, unacceptable cracking or deformation.

(5) Unacceptable cracking or deformation may be assumed to be avoided if, under the characteristic combination of loads, the tensile stress in the reinforcement does not exceed $k_3 f_{yk}$. Where the stress is caused by an imposed deformation, the tensile stress should not exceed $k_4 f_{yk}$. The mean value of the stress in prestressing tendons should not exceed $k_5 f_{pk}$

Note: The values of k_3, k_4 and k_5 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are 0,8, 1 and 0,75 respectively.

Δ) <u>ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗΣ</u>

- Ρωγμές («αναπόφευκτες») λόγω πλήθους αιτίων και δράσεων (και συνδυασμού τους), τόσο μηχανικών όσο και φυσικο/χημικών, περιβαλλοντικών κ.λπ.

- <u>Απαιτήσεις</u>
  - Συναίσθημα ασφαλείας των χρηστών
  - Εμφάνιση και χρηστικότητα
  - Λειτουργικότητα
  - Ανθεκτικότητα (κίνδυνος προσβολής, διαπερατότητας)
  - Αποφυγή υπερβολικής παραμόρφωσης ή/και ψαθυρής αστοχίας, ιδιαιτέρως για «ευαίσθητους» σε διάβρωση χάλυβες (ΕΚΟΣ : Χάλυβες τενόντων ή ράβδοι ΧΟΣ με $\varnothing < 5$ mm).

- Όμως, η ρηγμάτωση <u>δεν</u> συνεπάγεται αφ΄ εαυτής έλλειψη λειτουργικότητας ή ανθεκτικότητας ή αυξημένον κίνδυνο πρόωρης/ψαθυρής θραύσεως.

- Περιορισμός του εύρους ρωγμών, W_{max} ($\cong 1{,}75\ W_m$), αναλόγως του είδους και της τάσεως των οπλισμών (ΣΣ και ΠΣ), καθώς <u>καί</u> των συνθηκών εκθέσεως :
  - Είτε μέσω λεπτομερών υπολογισμών (αναλυτικώς)
  - Είτε απλοποιητικώς, με περιορισμούς ως προς την διάμετρο <u>ή</u> την απόσταση των ράβδων οπλισμού,

    σε συνδυασμό με την πρόβλεψη <u>ελάχιστου οπλισμού</u>.

- Πολλές ομοιότητες αλλά και διαφορές μεταξύ EC2 και ΕΚΟΣ. Π.χ., κατά ΕΚΟΣ :

  — W_{max} = 0,3 mm για ΣΣ και 0,2 mm για ΠΣ, βλ. και Παρ. Γ, έναντι ακόμη και > 0,4 mm (ακόμη και για ΠΣ)
  — Έλεγχος για τον βραχυχρόνιο συνδυασμό, και όχι για τον μακροχρόνιο συνδυασμό!

Πριν από τα περί αναλυτικής εκτίμησης του W_{max} , τα περί ελέγχου της ρηγμάτωσης μέσω περιορισμού της διαμέτρου (γενικώς) **ή** της απόστασης των ράβδων οπλισμού (π.χ. για πλάκες, τοιχεία, ελκυστήρες κ.λπ.), καθώς και τα περί ελάχιστου οπλισμού έναντι υπερβολικής ρηγμάτωσης, όπως παρουσιάζονται στα επόμενα,
κατά EC2 (ή ΕΚΟΣ, προς σύγκριση),

βλ. συνοπτικώς τα περί του μηχανισμού ρηγμάτωσης στα δύο διαγράμματα που ακολουθούν :

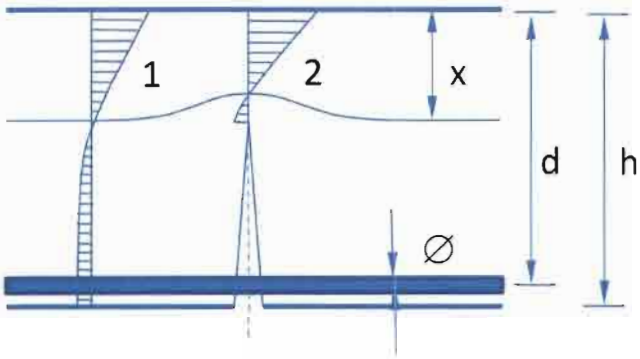
— Διάγραμμα μεταβολής των τάσεων ράβδων οπλισμού και σκυροδέματος πάνω στην ρωγμή (αλλά και εκατέρωθεν), από προέχουσα κάμψη, και

— Διάγραμμα ανηγμένων εφελκυστικών δυνάμεων (τάσεων) και μέσων επιμηκύνσεων των «ελκυστήρων» ανάμεσα σε δύο διαδοχικές ρωγμές.

Υπενθύμιση, για την συνάφεια :

$\tau_m \cong \kappa_1 \,.\, f_{ct} \,/\, (1 + \kappa_2 \,.\, \frac{\varnothing}{c}) \,.\, (1 + \kappa_3 \,.\, \rho_{ct})$ ... και όχι μόνον !

Οι τάσεις στην ρωγμή

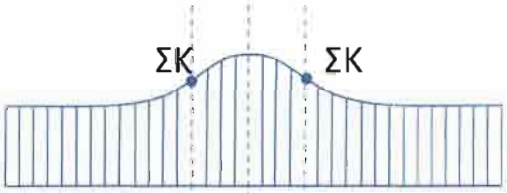


$x = d : (1 + \varepsilon_s / \varepsilon_c)$

$\varepsilon_s \nearrow , x \searrow$

1 : Ορθές τάσεις εκατέρωθεν

2 : Ορθές τάσεις πάνω στην ρωγμή



(ΣΚ : Σημείο Καμπής)

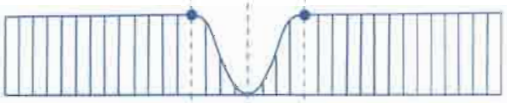
σ_s ,

εφελκυστικές τάσεις ράβδου

$d\sigma_s / d_x = (4/\varnothing)\cdot\tau_x$

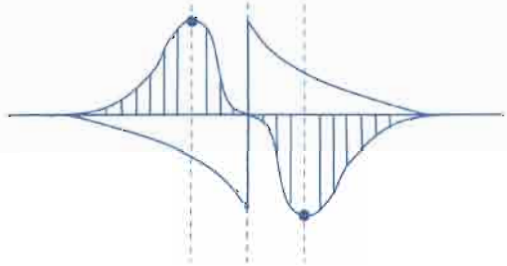
$\max \sigma_s \rightarrow \tau_x = 0$

$\max \tau_x \rightarrow (d^2\sigma_s / dx^2) = 0$



σ_{ct} ,

εφελκυστικές τάσεις σκυροδέματος



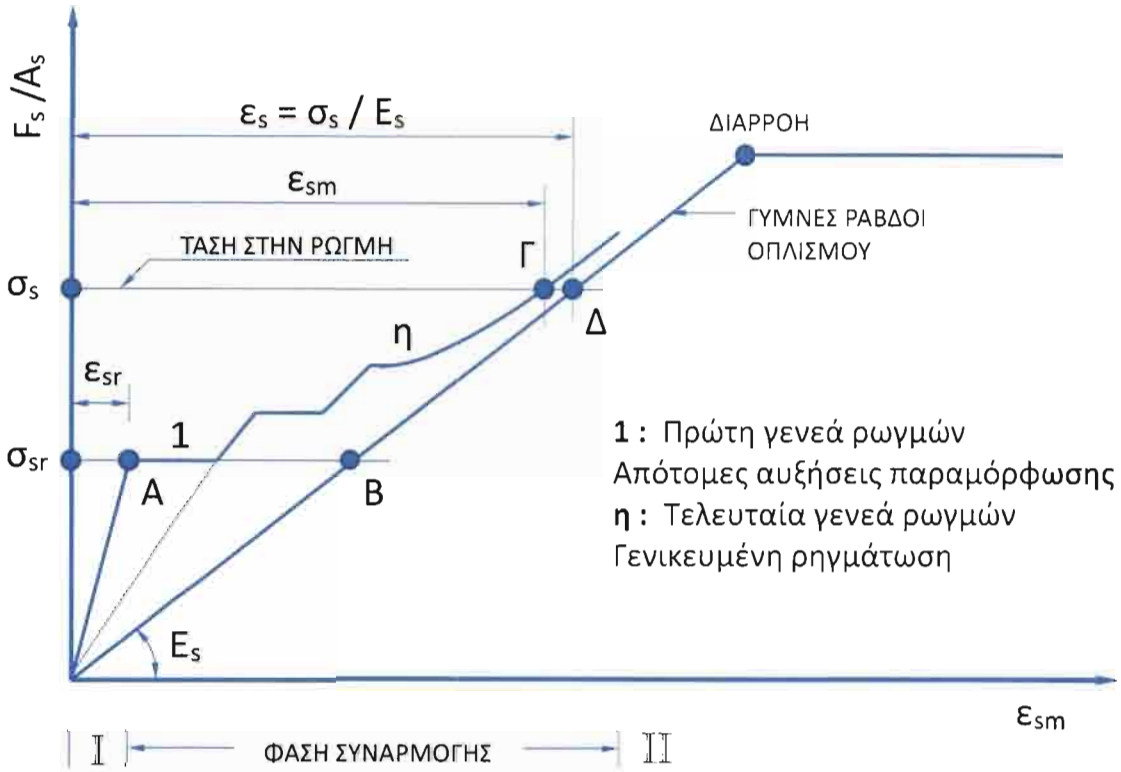
τ_x , ($\tau_m \cong ⅔\ \tau_u$)

τάσεις συναφείας

(και ολισθήσεις)

<u>Συνάφεια</u> : Ο σημαντικότερος παράγων που υπεισέρχεται στον μηχανισμό της ρηγμάτωσης

Το διάγραμμα (F_s/As) - ε_{sm}



<u>Η συμμετοχή (επιρροή) του εφελκυόμενου σκυροδέματος μεταξύ διαδοχικών ρωγμών στο διάγραμμα σ – ε των ράβδων οπλισμού καί στην δυσκαμψία</u>

Ή, η εφελκυστική συμβολή στην δυσκαμψία
(Tension Stiffening Effect)

$\varepsilon_{sm} \cong \varepsilon_s (=\sigma_{sr}/E_s)$ – «ΑΝΑΚΟΥΦΙΣΗ» ΓΔ (σταδιακώς απομειούμενη)
ΓΔ $\cong$ ΑΒ . (σ_{sr}/σ_s), σ_{sr} = τάση όταν εμφανίζεται η πρώτη ρωγμή
ΑΒ $\cong \sigma_{sr}/E_s$, για ε_{sr} πολύ μικρή

$$\Rightarrow \quad \varepsilon_{sm} \cong \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - \kappa \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \quad \text{(με διόρθωση)}$$

Ελάχιστος οπλισμός (έναντι ρηγμάτωσης)

Υποκατάσταση της εφελκυστικής αντοχής (συνεισφοράς) του σκυροδέματος (αμέσως πριν την ρηγμάτωση), για ράβδους οπλισμού υπό διαρροή (ή πριν), ικανή απομένουσα αντοχή μετά την γενικευμένη ρηγμάτωση, αποφυγή απότομης/ψαθυρής θραύσεως, μέσω :

$\min A_s = \kappa_c \cdot \kappa \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$, $f_{ct,eff} \leq f_{ctm}$! ,

όπου κ_c : κατανομή τάσεων αμέσως πριν την ρηγμάτωση και μεταβολή του μοχλοβραχίονα των εσωτερικών δυνάμεων

κ : απομείωση τάσεων (καταναγκασμού), λόγω εσωτερικών ανομοιόμορφων αυτο-ισορροπουσών τάσεων (επιπεδότητα).

Βλ. λεπτομερέστερες διατάξεις/προβλέψεις EC2 για ΣΣ και ΠΣ.

Βλ. τα περί A_{ct} = «ενεργή» εφελκυόμενη ζώνη σκυροδέματος,
στο πέρας του σταδίου I
(ΕΚΟΣ : Απλοποιητικός, $A_{ct} \cong A_c$!).

Μικρο-προβλήματα καί βάσει EC2 : A_{ct}, $A_{c,eff}$, $A_{ct,eff}$,
σ_s για ποιόν συνδυασμό ;

Απαραίτητες, μάλλον, συμπληρώσεις βάσει ΕΚΟΣ :

- Όχι έλεγχος για κυρίως θλιβόμενα στοιχεία (χωρίς κάμψη)
- Υποχρεωτική, καθ' ύψος της A_{ct}, κατανομή του ελάχιστου οπλισμού, αναλόγως του διαγράμματος των τάσεων, ενώ επιτρέπεται διάταξη σε μια μόνον στρώση μόνον
  για πλάκες με $h \leq 250$ mm και για δοκούς με $h = 600$ mm.

→ Κατά EC2, βλ. ειδική διάταξη/ειδικόν υπολογισμό οπλισμού κορμού υψικόρμων δοκών με $h \geq 1{,}0$ m (skin reinforcement, μέσα από τους συνδετήρες).

Άλλες διατάξεις EC2 (και ΕΚΟΣ) περί ελάχιστου οπλισμού

Για δοκούς και συμπαγείς πλάκες : Βλ. ΝΑ περί min A_s, ενώ συνιστάται :

min $A_s = 0{,}26\ f_{ctm} \cdot b_t \cdot d/f_{yk} \geq 0{,}13\ \%\ b_t \cdot d$.

Για δευτερεύοντα καμπτόμενα στοιχεία, για τα οποία ενδεχόμενη ψαθυρή αστοχία δεν συνεπάγεται δυσανάλογες συνέπειες, επιτρέπεται :

min $A_s = 1{,}2 \cdot A_{s,OKA}$.

Κατά ΕΚΟΣ, οι αντίστοιχες διατάξεις είναι σχετικώς αυστηρότερες :

- Πλάκες min $A_s = 0{,}60\ b \cdot d/f_{yk} \geq 0{,}15\ \%\ b \cdot d$
- Δοκοί min $A_s = 0{,}50\ f_{ctm} \cdot b \cdot d/f_{yd}$.

Έλεγχος χωρίς απ' ευθείας υπολογισμό του $W_κ$ ($\leq W_{max}$)

Μέσω των Πινάκων, για την μέγιστη διάμετρο (γενικώς, και κυρίως έναντι εμμέσων δράσεων) **ή** την μέγιστη απόσταση (κυρίως για πλάκες, τοιχεία, ελκυστήρες κ.λπ.), αναλόγως $W_κ$ και $σ_s$, και πάντοτε με πρόβλεψη ελάχιστου οπλισμού (βλ. πριν).

Εδώ, καί διατάξεις περί :

— Απαλλαγής ελέγχου λεπτών (σχετικώς) πλακών (ΣΣ και ΠΣ) με $h \leq 200$ mm

— Πρόσθετου οπλισμού κορμού υψικόρμων δοκών με $h \geq 1000$ mm (skin reinforcement, μέσα από τους συνδετήρες).

Αναλυτικός υπολογισμός και έλεγχος εύρους ρωγμών, $W_κ \leq W_{max}$

Μέσω της σχέσεως (βλ. και το διδακτικότερο Παρ. Γ/ΕΚΟΣ) :

$W_κ = S_{r,max} \cdot (ε_{sm} - ε_{cm})$,

δηλ. του γινομένου της μέγιστης (πιθανής) απόστασης μεταξύ διαδοχικών ρωγμών και της μέσης ανηγμένης επιμήκυνσης του «ελκυστήρα».

Εδώ, καί διατάξεις περί :

— Λοξών ρωγμών, υπό γωνίαν (> 15 %) ως προς εσχάρα οπλισμών

— Κινδύνου ρηγμάτωσης και ελέγχου τοιχείων επί προσκυροδετημένων θεμελίων (βλ. σκαρίφημα και προτάσεις μέτρων).

Παρατηρήσεις

Στο διδακτικότερο Παρ. Γ/ΕΚΟΣ, περί $W_κ$, ορθώς :

α) Αναφέρεται πως οι προτεινόμενες σχέσεις αφορούν κυρίως καμπτόμενα στοιχεία, πλάκες και δοκούς, και

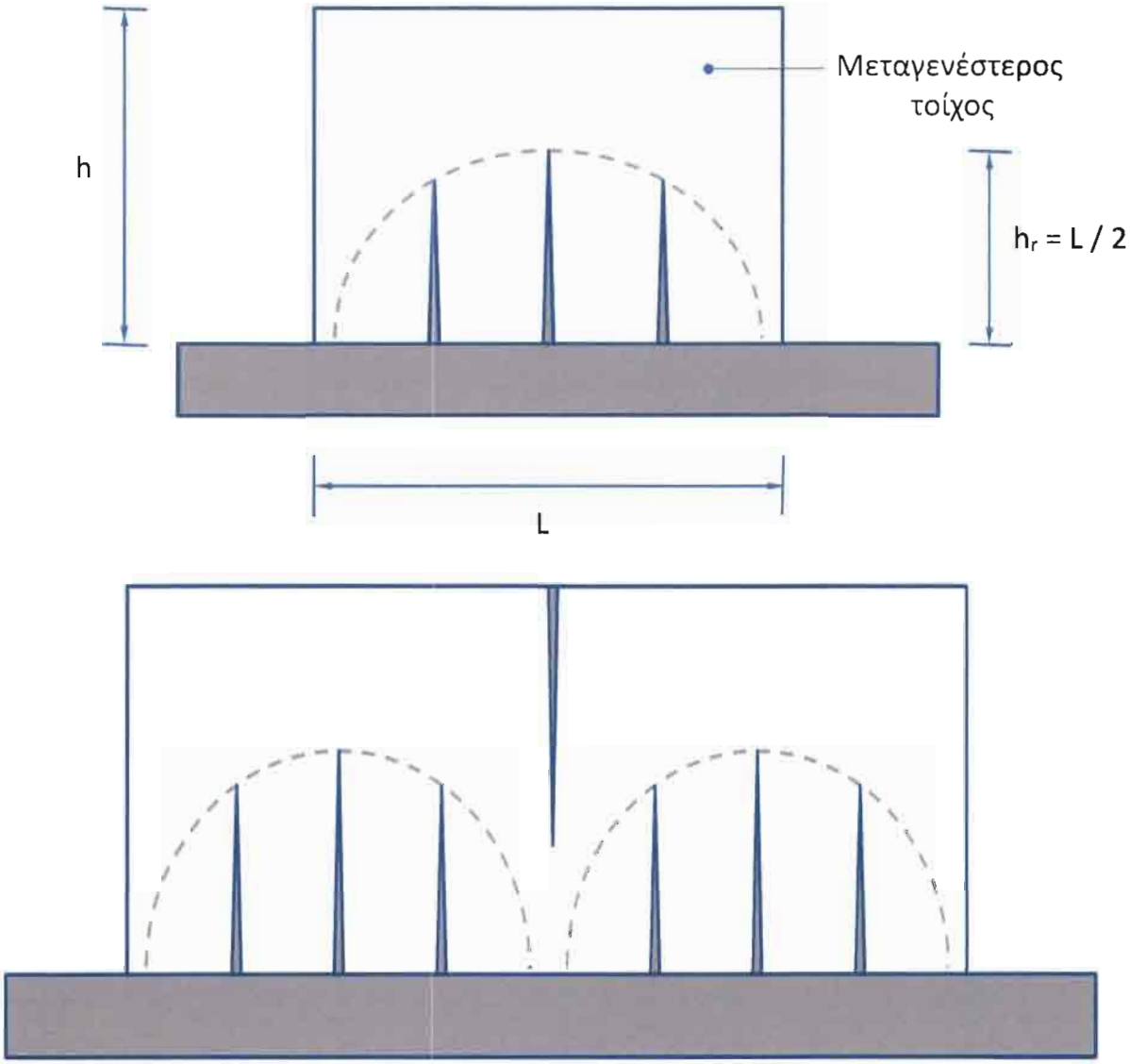
β) Υπενθυμίζεται η ενδεχομένως σημαντική επιρροή επιμέρους παραγόντων που υπεισέρχονται στο πρόβλημα και οδηγούν (αναπόφευκτα) σε αυξημένες αβεβαιότητες, όπως :

— Η μικρή τιμή και η μεταβολή της f_{ct} (± 30 %)
— Η πολύ μικρή τιμή της αντίστοιχης $ε_{ct}$ (≤ 0,05 %)
— Η μεγάλη ευαισθησία των f_{ct} και $ε_{ct}$ έναντι των πραγματικών (επιτόπου) συνθηκών συντήρησης, φόρτισης κ.λπ., και
— Το γεγονός πως για ρηγματωμένα στοιχεία <u>δεν</u> ισχύει η αρχή της επαλληλίας.

Επιπλέον, στο Παρ. Γ/ΕΚΟΣ υπάρχουν λεπτομερέστερες προσεγγίσεις :

- Για την επιρροή στο εύρος της ρωγμής της ενδεχόμενης αυξημένης επικάλυψης (έστω σε τμήμα του μήκους του στοιχείου), και
- Για το ημι-εμπειρικό συμπλήρωμα ($κ_3$. C κατά EC2, C΄ κατά ΕΚΟΣ/και κυρίως για πλάκες), που διαμορφώνει την S_r.

Βεβαίως, η πρόβλεψη κατά το Παρ. Γ/ΕΚΟΣ περί «ενεργού» συμμετοχής και επιρροής ακόμη και ράβδων οπλισμού σε αποστάσεις S ≤ 15 ∅ είναι μάλλον υπεραισιόδοξη, με ορθολογικότερη την αντίστοιχη του EC2 περί S ≤ 5 (C + ∅/2).



Κίνδυνος χαρακτηριστικής ρηγμάτωσης ακόμη <u>καί</u> για μικρά μήκη τοίχων (π.χ. 10 m) ή <u>καί</u> για ύπαρξη «νευρώσεων» με ισχυρό οπλισμό (π.χ. υποστυλώματα – ενσωματωμένα ή μή – ή εγκάρσια τοιχώματα).

Διαμπερείς ρωγμές κάτω (απόσχιση), ανά αποστάσεις 2 ÷ 5 m, αλλά με περιορισμένο (γενικώς) ύψος – όχι μέχρι την κορυφή του τοίχου.

EC 2 :

- Ιδιαίτερη πρόβλεψη
- Έλεγχος/περιορισμός της ενδεχόμενης ρηγμάτωσης
- Προσοχή στο ποσοστό/στην διάταξη του οριζόντιου οπλισμού στον πόδα του τοίχου
- Επιβάλλεται όπως ληφθή υπόψη απόσταση ρωγμών $S_{r,max}$ = 1,3 h.

Ο επιφανειακός (ή επιδερμικός) οπλισμός

Σημαντικές διαφορές μεταξύ EC2 και ΕΚΟΣ

Περιορισμός της εκτεταμένης ρηγμάτωσης ή και απολέπισης/αποφλοίωσης της επικάλυψης για χοντρές ράβδους (ή δέσμες ράβδων) ή/και μεγάλες επικαλύψεις (τελική C > 70 ή 50 mm).

Συνυπολογίζεται (EC2) ή «θυσιάζεται» (ΕΚΟΣ) ;
Για δοκούς ή καί άλλα στοιχεία ;

Βλ. EC2, Annex J (πληροφοριακό/ενημερωτικό), και ΕΚΟΣ,
§§ 5.1 και 15.6, καθώς καί Παράρτημα Γ :

Για υψίκορμες δοκούς (πρακτικώς για «κρεμάσεις» > 40 ÷ 60 cm), απαιτείται η διάταξη καί διαμήκους οπλισμού κορμού (προς περιορισμόν της ρηγμάτωσης).

EC2 : Ειδική διάταξη/ειδικός υπολογισμός για υψίκορμες δοκούς με $h \geq 1000$ mm, (skin reinforcement, μέσα από τους συνδετήρες).

Σε κάθε περίπτωση : Μάλλον λάθος σκαριφήματα (!),
προσοχή στην διάταξη των εσχαρών,
λήψη πρόσθετων μέτρων κ.λπ.

Υπενθύμιση : $C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$ ($\Delta_{dev} \rightarrow$ NA, 10 mm),
ακόμη και για επιφανειακό ή επιδερμικό οπλισμό.
C_{min}: για λόγους συνάφειας, ανθεκτικότητας, πυραντίστασης
$C_{min,b} = (\varnothing$ ή $\varnothing_n) + 5$ mm, για $d_g > 32$ mm.

Annex J (Informative)

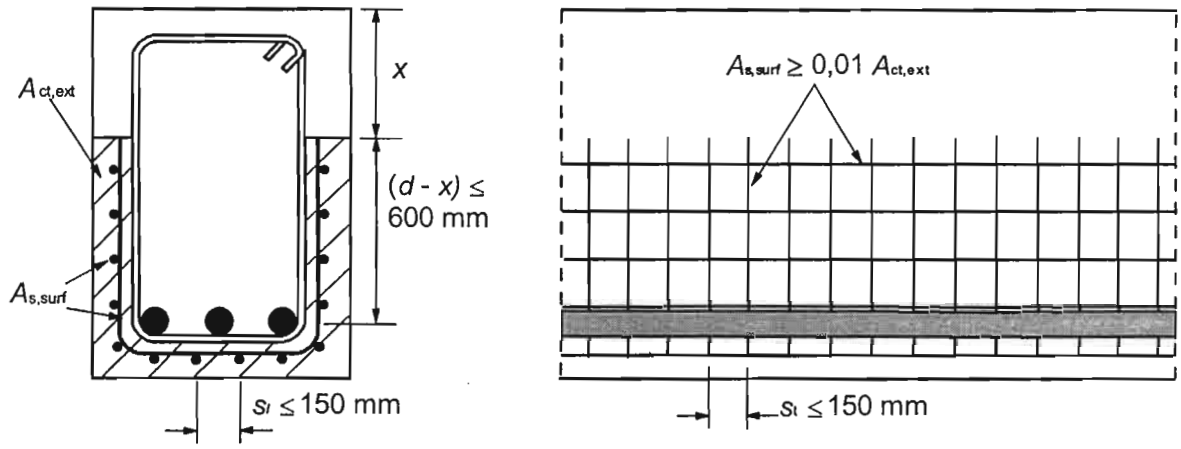
Detailing rules for particular situations

J.1 Surface reinforcement

(1) Surface reinforcement to resist spalling should be used where the main reinforcement is made up of:

- bars with diameter greater than 32 mm or
- bundled bars with equivalent diameter greater than 32 mm (see 8.8)

The surface reinforcement should consist of wire mesh or small diameter bars, and be placed outside the links as indicated in Figure J.1.



x is the depth of the neutral axis at ULS

Figure J.1: Example of surface reinforcement

(2) The area of surface reinforcement $A_{s,surf}$ should be not less than $A_{s,surfmin}$ in the two directions parallel and orthogonal to the tension reinforcement in the beam,

Note: The value of $A_{s,surfmin}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,01 $A_{ct,ext}$, where $A_{ct,ext}$ is the area of the tensile concrete external to the links (see Figure 9.7).

(3) Where the cover to reinforcement is greater than 70 mm, for enhanced durability similar surface reinforcement should be used, with an area of 0,005 $A_{ct,ext}$ in each direction.

(4) The minimum cover needed for the surface reinforcement is given in 4.4.1.2.

(5) The longitudinal bars of the surface reinforcement may be taken into account as longitudinal bending reinforcement and the transverse bars as shear reinforcement provided that they meet the requirements for the arrangement and anchorage of these types of reinforcement.

7.3 Crack control

7.3.1 General considerations

(1)P Cracking shall be limited to an extent that will not impair the proper functioning or durability of the structure or cause its appearance to be unacceptable.

(2) Cracking is normal in reinforced concrete structures subject to bending, shear, torsion or tension resulting from either direct loading or restraint or imposed deformations.

(3) Cracks may also arise from other causes such as plastic shrinkage or expansive chemical reactions within the hardened concrete. Such cracks may be unacceptably large but their avoidance and control lie outside the scope of this Section.

(4) Cracks may be permitted to form without any attempt to control their width, provided they do not impair the functioning of the structure.

(5) A limiting calculated crack width, w_{max}, taking into account the proposed function and nature of the structure and the costs of limiting cracking, should be established.

Note: The value of w_{max} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values for relevant exposure classes are given in Table 7.1N.

Table 7.1N Recommended values of w_{max} (mm)

Exposure Class	Reinforced members and prestressed members with unbonded tendons	Prestressed members with bonded tendons
	Quasi-permanent load combination	Frequent load combination
X0, XC1	0,4[1]	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2[2]
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Decompression

Note 1: For X0, XC1 exposure classes, crack width has no influence on durability and this limit is set to guarantee acceptable appearance. In the absence of appearance conditions this limit may be relaxed.
Note 2: For these exposure classes, in addition, decompression should be checked under the quasi-permanent combination of loads.

In the absence of specific requirements (e.g. water-tightness), it may be assumed that limiting the calculated crack widths to the values of w_{max} given in Table 7.1N, under the quasi-permanent combination of loads, will generally be satisfactory for reinforced concrete members in buildings with respect to appearance and durability.
The durability of prestressed members may be more critically affected by cracking. In the absence of more detailed requirements, it may be assumed that limiting the calculated crack widths to the values of w_{max} given in Table 7.1N, under the frequent combination of loads, will generally be satisfactory for prestressed concrete members. The decompression limit requires that all parts of the bonded tendons or duct lie at least 25 mm within concrete in compression.

(6) For members with only unbonded tendons, the requirements for reinforced concrete elements apply. For members with a combination of bonded and unbonded tendons requirements for prestressed concrete members with bonded tendons apply.

XS3 ; XA3;

(7) Special measures may be necessary for members subjected to exposure class XD3. The choice of appropriate measures will depend upon the nature of the aggressive agent involved.

(8) When using strut-and-tie models with the struts oriented according to the compressive stress trajectories in the uncracked state, it is possible to use the forces in the ties to obtain the corresponding steel stresses to estimate the crack width (see 5.6.4 (2).

(9) Crack widths may be calculated according to 7.3.4. A simplified alternative is to limit the bar size or spacing according to 7.3.3.

7.3.2 Minimum reinforcement areas

(1)P If crack control is required, a minimum amount of bonded reinforcement is required to control cracking in areas where tension is expected. The amount may be estimated from equilibrium between the tensile force in concrete just before cracking and the tensile force in reinforcement at yielding or at a lower stress if necessary to limit the crack width.

(2) Unless a more rigorous calculation shows lesser areas to be adequate, the required minimum areas of reinforcement may be calculated as follows. In profiled cross sections like T-beams and box girders, minimum reinforcement should be determined for the individual parts of the section (webs, flanges).

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} \qquad (7.1)$$

where:

$A_{s,min}$ is the minimum area of reinforcing steel within the tensile zone

A_{ct} is the area of concrete within tensile zone. The tensile zone is that part of the section which is calculated to be in tension just before formation of the first crack

σ_s is the absolute value of the maximum stress permitted in the reinforcement immediately after formation of the crack. This may be taken as the yield strength of the reinforcement, f_{yk}. A lower value may, however, be needed to satisfy the crack width limits according to the maximum bar size or spacing (see 7.3.3 (2))

$f_{ct,eff}$ is the mean value of the tensile strength of the concrete effective at the time when the cracks may first be expected to occur:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ or lower, ($f_{ctm}(t)$), if cracking is expected earlier than 28 days

k is the coefficient which allows for the effect of non-uniform self-equilibrating stresses, which lead to a reduction of restraint forces

= 1,0 for webs with $h \leq 300$ mm or flanges with widths less than 300 mm

= 0,65 for webs with $h \geq 800$ mm or flanges with widths greater than 800 mm

intermediate values may be interpolated

k_c is a coefficient which takes account of the stress distribution within the section immediately prior to cracking and of the change of the lever arm:

For pure tension $k_c = 1{,}0$

For bending or bending combined with axial forces:

- For rectangular sections and webs of box sections and T-sections:

$$k_c = 0{,}4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 (h/h^*) f_{ct,eff}}\right] \leq 1 \qquad (7.2)$$

- For flanges of box sections and T-sections:

$$k_c = 0{,}9\frac{F_{cr}}{A_{ct}f_{ct,eff}} \geq 0{,}5 \qquad (7.3)$$

where

σ_c is the mean stress of the concrete acting on the part of the section under consideration:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \qquad (7.4)$$

N_{Ed} is the axial force at the serviceability limit state acting on the part of the cross-section under consideration (compressive force positive). N_{Ed} should be determined considering the characteristic values of prestress and axial forces under the relevant combination of actions

h^* $h^* = h$ for $h < 1{,}0$ m

$h^* = 1{,}0$ m for $h \geq 1{,}0$ m

k_1 is a coefficient considering the effects of axial forces on the stress distribution:

$k_1 = 1{,}5$ if N_{Ed} is a compressive force

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ if N_{Ed} is a tensile force

F_{cr} is the absolute value of the tensile force within the flange immediately prior to cracking due to the cracking moment calculated with $f_{ct,eff}$

(3) Bonded tendons in the tension zone may be assumed to contribute to crack control within a distance ≤ 150 mm from the centre of the tendon. This may be taken into account by adding the term $\xi_1 A_p' \Delta\sigma_p$ to the left hand side of Expression (7.1),

where

A_p' is the area of pre or post-tensioned tendons within $A_{c,eff}$.

$A_{c,eff}$ is the effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement or prestressing tendons of depth, $h_{c,ef}$, where $h_{c,ef}$ is the lesser of 2,5(h-d), (h-x)/3 or h/2 (see Figure 7.1).

ξ_1 is the adjusted ratio of bond strength taking into account the different diameters of prestressing and reinforcing steel:

$$= \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \qquad (7.5)$$

ξ ratio of bond strength of prestressing and reinforcing steel, according to Table 6.2 in 6.8.2.

ϕ_s largest bar diameter of reinforcing steel

ϕ_p equivalent diameter of tendon according to 6.8.2

If only prestressing steel is used to control cracking, $\xi_1 = \sqrt{\xi}$.

$\Delta\sigma_p$ Stress variation in prestressing tendons from the state of zero strain of the concrete at the same level

(4) In prestressed members no minimum reinforcement is required in sections where, under the characteristic combination of loads and the characteristic value of prestress, the concrete is compressed or the absolute value of the tensile stress in the concrete is below $\sigma_{ct,p}$.

Note: The value of $\sigma_{ct,p}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $f_{ct,eff}$ in accordance with 7.3.2 (2).

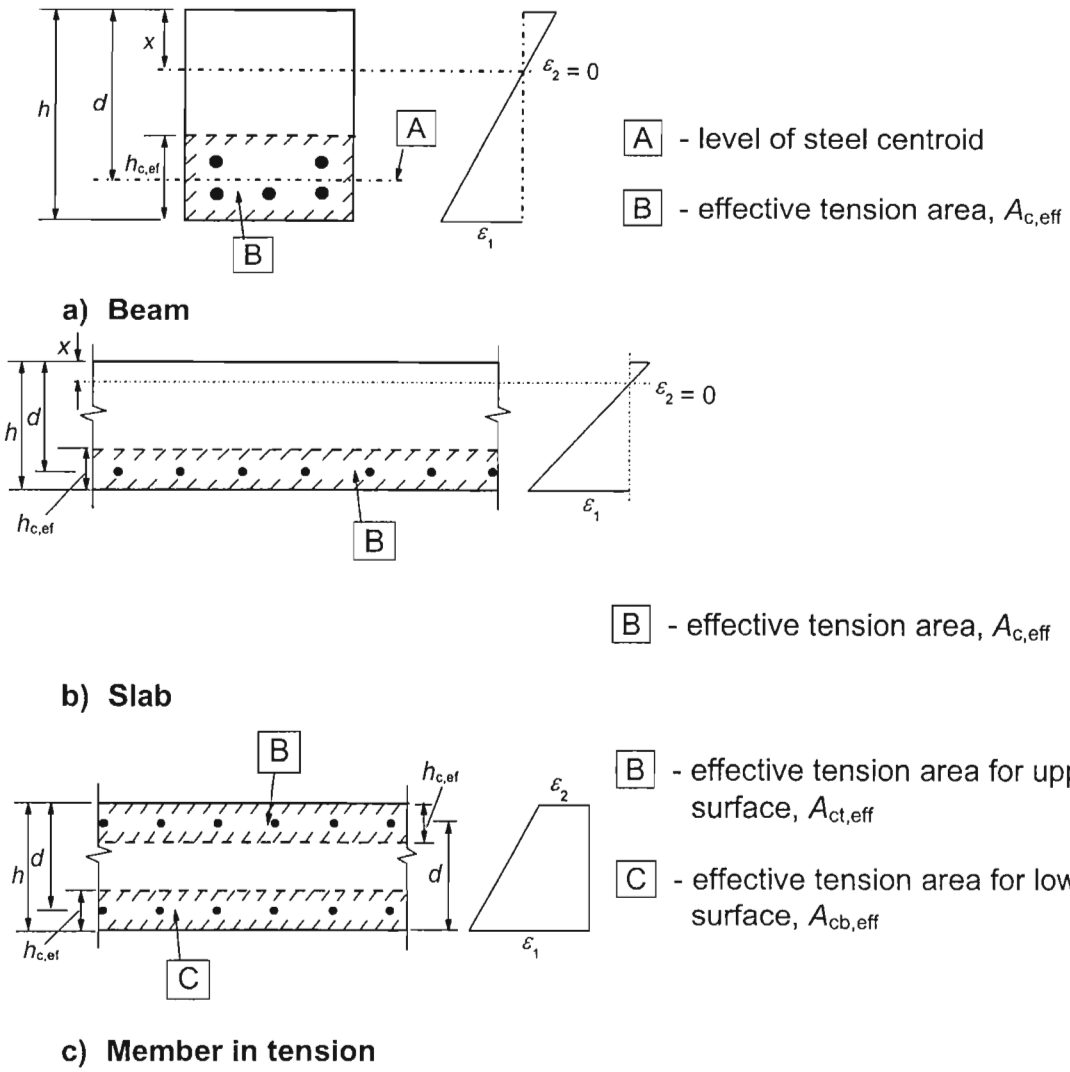


Figure 7.1: Effective tension area (typical cases)

7.3.3 Control of cracking without direct calculation

(1) For reinforced or prestressed slabs in buildings subjected to bending without significant axial tension, specific measures to control cracking are not necessary where the overall depth does not exceed 200 mm and the provisions of 9.3 have been applied.

(2) The rules given in 7.3.4 may be presented in a tabular form by restricting the bar diameter or spacing as a simplification.

Note: Where the minimum reinforcement given by 7.3.2 is provided, crack widths are unlikely to be excessive if:

- for cracking caused dominantly by restraint, the bar sizes given in Table 7.2N are not exceeded where the steel stress is the value obtained immediately after cracking (i.e. σ_s in Expression (7.1)).
- for cracks caused mainly by loading, either the provisions of Table 7.2N or the provisions of Table 7.3N are complied with. The steel stress should be calculated on the basis of a cracked section under the relevant combination of actions.

For pre-tensioned concrete, where crack control is mainly provided by tendons with direct bond, Tables 7.2N and 7.3N may be used with a stress equal to the total stress minus prestress. For post-tensioned concrete, where crack control is provided mainly by ordinary reinforcement, the tables may be used with the stress in this reinforcement calculated with the effect of prestressing forces included.

Table 7.2N Maximum bar diameters ϕ^*_s for crack control[1]

Steel stress[2] [MPa]	Maximum bar size [mm] w_k= 0,4 mm	w_k= 0,3 mm	w_k= 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Notes: 1. The values in the table are based on the following assumptions:
c = 25mm; $f_{ct,eff}$ = 2,9MPa; h_{cr} = 0,5; $(h\text{-}d)$ = 0,1h; k_1 = 0,8; k_2 = 0,5; k_c = 0,4; k = 1,0; k_t = 0,4 and k' = 1,0
2. Under the relevant combinations of actions

Table 7.3N Maximum bar spacing for crack control[1]

Steel stress[2] [MPa]	Maximum bar spacing [mm] w_k=0,4 mm	w_k=0,3 mm	w_k=0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

For Notes see Table 7.2N

The maximum bar diameter should be modified as follows:

- Bending (at least part of section in compression)

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

- Tension (uniform axial tension)

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

where:

ϕ_s is the adjusted maximum bar diameter
ϕ^*_s is the maximum bar size given in the Table 7.2N
h is the overall depth of the section
h_{cr} is the depth of the tensile zone immediately prior to cracking, considering the characteristic values of prestress and axial forces under the quasi-permanent combination of actions
d is the effective depth to the centroid of the outer layer of reinforcement

Where all the section is under tension h - d is the minimum distance from the centroid of the layer of reinforcement to the face of the concrete (consider each face where the bar is not placed symmetrically).

(3) Beams with a total depth of 1000 mm or more, where the main reinforcement is concentrated in only a small proportion of the depth, should be provided with additional skin reinforcement to control cracking on the side faces of the beam. This reinforcement should be evenly distributed between the level of the tension steel and the neutral axis and should be located within the links. The area of the skin reinforcement should not be less than the amount obtained from 7.3.2 (2) taking k as 0,5 and σ_s as f_{yk}. The spacing and size of suitable bars may be obtained from 7.3.4 or a suitable simplification (see 7.3.3 (2)) assuming pure tension and a steel stress of half the value assessed for the main tension reinforcement.

(4) It should be noted that there are particular risks of large cracks occurring in sections where there are sudden changes of stress, e.g.

- at changes of section
- near concentrated loads
- positions where bars are curtailed
- areas of high bond stress, particularly at the ends of laps

Care should be taken at such areas to minimise the stress changes wherever possible. However, the rules for crack control given above will normally ensure adequate control at these points provided that the rules for detailing reinforcement given in Sections 8 and 9 are applied.

(5) Cracking due to tangential action effects may be assumed to be adequately controlled if the detailing rules given in 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 and 9.4.4.3 are observed.

7.3.4 Calculation of crack widths

(1) The crack width, w_k, may be calculated from Expression (7.8):

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \tag{7.8}$$

where

$s_{r,max}$ is the maximum crack spacing

ε_{sm} is the mean strain in the reinforcement under the relevant combination of loads, including the effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered

ε_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks

(2) $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ may be calculated from the expression:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \dfrac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff}\right)}{E_s} \geq 0{,}6 \frac{\sigma_s}{E_s} \tag{7.9}$$

where:

σ_s is the stress in the tension reinforcement assuming a cracked section. For pretensioned members, σ_s may be replaced by $\Delta\sigma_p$ the stress variation in prestressing tendons from the state of zero strain of the concrete at the same level.

α_e is the ratio E_s/E_{cm}

$\rho_{p,eff}$ $(A_s + \xi_1^2 A_p')/A_{c,eff}$ (7.10)

A_p' and $A_{c,eff}$ are as defined in 7.3.2 (3)

ξ_1 according to Expression (7.5)

k_t is a factor dependent on the duration of the load

k_t = 0,6 for short term loading
k_t = 0,4 for long term loading

(3) In situations where bonded reinforcement is fixed at reasonably close centres within the tension zone (spacing ≤ 5(c+ϕ/2), the maximum final crack spacing may be calculated from Expression (7.11) (see Figure 7.2):

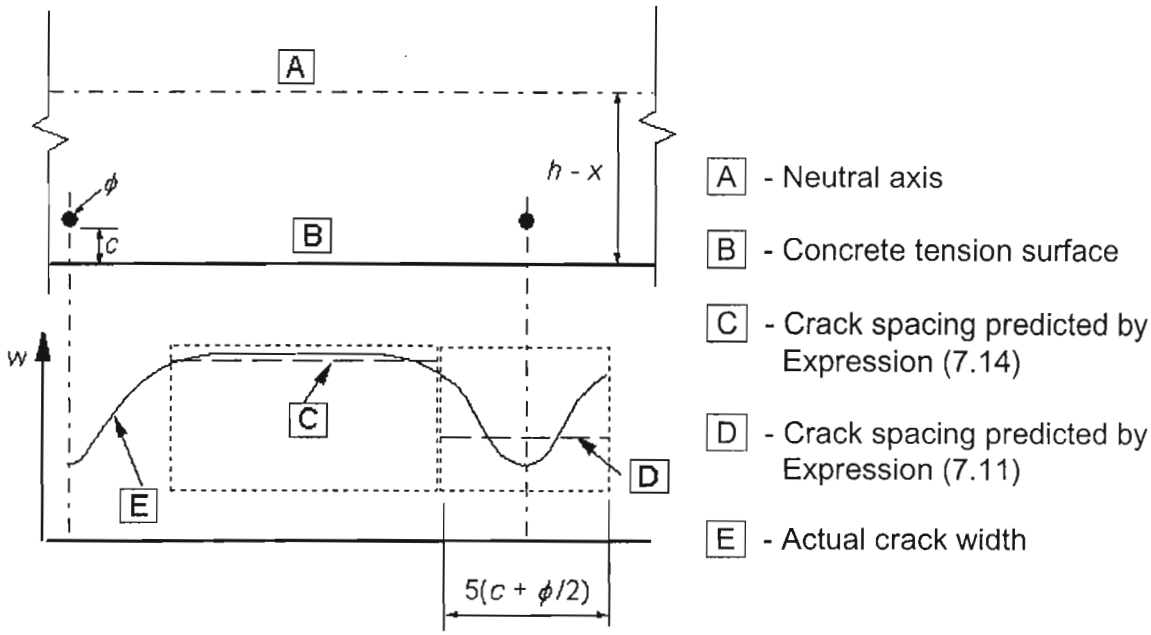


Figure 7.2: Crack width, w, at concrete surface relative to distance from bar

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \quad (7.11)$$

where:

ϕ is the bar diameter. Where a mixture of bar diameters is used in a section, an equivalent diameter, ϕ_{eq}, should be used. For a section with n_1 bars of diameter ϕ_1 and n_2 bars of diameter ϕ_2, the following expression should be used

$$\phi_{eq} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2} \quad (7.12)$$

c is the cover to the longitudinal reinforcement

k_1 is a coefficient which takes account of the bond properties of the bonded reinforcement:
= 0,8 for high bond bars
= 1,6 for bars with an effectively plain surface (e.g. prestressing tendons)

k_2 is a coefficient which takes account of the distribution of strain:
= 0,5 for bending
= 1,0 for pure tension
For cases of eccentric tension or for local areas, intermediate values of k_2 should be used which may be calculated from the relation:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/2\varepsilon_1 \quad (7.13)$$

Where ε_1 is the greater and ε_2 is the lesser tensile strain at the boundaries of the section considered, assessed on the basis of a cracked section

Note: The values of k_3 and k_4 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are 3,4 and 0,425 respectively.

Where the spacing of the bonded reinforcement exceeds $5(c+\phi/2)$ (see Figure 7.2) or where there is no bonded reinforcement within the tension zone, an upper bound to the crack width may be found by assuming a maximum crack spacing:

$$s_{r,max} = 1{,}3\ (h - x) \tag{7.14}$$

(4) Where the angle between the axes of principal stress and the direction of the reinforcement, for members reinforced in two orthogonal directions, is significant (>15°), then the crack spacing $s_{r,max}$ may be calculated from the following expression:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\dfrac{\cos\theta}{s_{r,max,y}} + \dfrac{\sin\theta}{s_{r,max,z}}} \tag{7.15}$$

where:

θ is the angle between the reinforcement in the y direction and the direction of the principal tensile stress

$s_{r,max,y}$ $s_{r,max,z}$ are the crack spacings calculated in the y and z directions respectively, according to 7.3.4 (3)

(5) For walls subjected to early thermal contraction where the horizontal steel area, A_s does not fulfil the requirements of 7.3.2 and where the bottom of the wall is restrained by a previously cast base, $s_{r,max}$ may be assumed to be equal to 1,3 times the height of the wall.

Note: Where simplified methods of calculating crack width are used they should be based on the properties given in this Standard or substantiated by tests.

Ε) ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ

- Παραμόρφωση και ρηγμάτωση ή ρηγμάτωση και παραμόρφωση, «δίδυμες» αδελφές...

- Απαιτήσεις

  — Συναίσθημα ασφαλείας των χρηστών
  — Εμφάνιση και χρηστικότητα
  — Περιορισμός κάθε είδους βλαβών
  — Πρόβλεψη στην φάση κατασκευής (βεβαίως με αντίστοιχη πρόβλεψη στην μελέτη / στα σχέδια), αν είναι απαραίτητο, υπερυψώσεων ξυλοτύπων (αντι – βελών κάμψεως, pre – camber), βλ. στα επόμενα.

- Απλοποιητικώς, περιορισμός της καμπτικής λυγηρότητας (για οριζόντια φέροντα στοιχεία, δοκούς και πλάκες, με σταθερό ύψος διατομής, h και d), αναλόγως του κριτηρίου

  ή

  Αναλυτικώς, λεπτομερής υπολογισμός των βελών κάμψεως (θ. Mohr ή αρχή δυνατών έργων) και έλεγχος σε σχέση με οριακές τιμές (ℓ/250 ή ℓ/500, βλ. Πίνακα)

ΚΡΙΤΗΡΙΟ	ΦΟΡΤΙΣΗ	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	ΟΡΙΟ
Εμφάνιση, Χρηστικότητα	Όλα τα φορτία	Μακροχρόνιος	ℓ/250
Περιορισμός βλαβών πλινθοπληρώσεων	Τα φορτία μετά την διάταξη των τοίχων	Μακροχρόνιος	ℓ/500

- Πολλές ομοιότητες αλλά και διαφορές μεταξύ EC2 και ΕΚΟΣ.
- Βλ. σχέσεις ℓ/d και, απλοποιητικώς, τιμές του Πίνακα, αναλόγως <u>καί</u> της καταπόνησης/του ποσοστού οπλισμού.
- <u>Προσοχή</u>

  α) Για πλάκες σταυροειδώς οπλισμένες, κάθε είδους, ως μήκος ℓ νοείται το μικρότερο.

  β) Για πλάκες με νευρώσεις (κάθε είδους), το απαιτούμενο ύψος διατομής είναι αυξημένο (κατά 25 %).

  γ) Για πλάκες και δοκούς με ℓ > 7,0 m, το απαιτούμενο ύψος διατομής είναι αυξημένο (επί leff/7).

  δ) Βλ. νέες διατάξεις για μυκητοειδείς πλάκες !

- Τάσεις λειτουργίας (ΟΚΛ) σύγχρονων χαλύβων (B500C) σε σύγχρονα δομήματα :

  $\sigma_{s,ser} \cong (f_{yk}/\gamma_s) \cdot (\bar{\gamma}_{F,OKΛ} / \bar{\gamma}_{F,OKA})$, $\gamma_s = 1,15$

  $\bar{\gamma}_{F,OKΛ} \cong 1,0^{-}$ και $\bar{\gamma}_{F,OKA} \cong 1,4$,

  οπότε

  $\sigma_{s,ser} \cong 310$ MPa ($\cong 0,6\ f_{fyk}$)

- Στον ΕΚΟΣ και στο διδακτικότερο Παρ. Δ, ορθώς υπενθυμίζεται, όπως και για την ρηγμάτωση, η ενδεχομένως σημαντική επιρροή επιμέρους παραγόντων που υπεισέρχονται στο πρόβλημα και οδηγούν (αναπόφευκτα) σε αυξημένες αβεβαιότητες, όπως :

  — Η μικρή τιμή και η μεταβολή της f_{ct} (± 30 %)
  — Η πολύ μικρή τιμή της αντίστοιχης ε_{ct} (≤ 0,05 %)
  — Η μεγάλη ευαισθησία των f_{ct} και ε_{ct} έναντι των πραγματικών (επιτόπου) συνθηκών συντήρησης, φόρτισης κ.λπ., και
  — Το γεγονός πως για ρηγματωμένα στοιχεία <u>δεν</u> ισχύει η αρχή της επαλληλίας.

- Για αναλυτικούς ελέγχους βελών κάμψεως, υπενθυμίζονται οι εξής λεπτομερέστερες προβλέψεις του ΕΚΟΣ, κυρίως για το στάδιο I (βλ. και Εγχειρίδιο CEB/FIP) :

α) <u>ΕΡΠΥΣΜΟΣ</u>

Είτε μέσω «ενεργού» E_c , $E_{c,eff} \cong E_{cm} / (1+\phi)$, ή (ισοδυνάμως) για συνήθεις περιπτώσεις μέσω της σχέσεως

$a_t \cong a_o (1+\phi)$,

είτε μέσω πρόσθετης καμπυλότητας $(1/r)_c \cong \xi \,.\, \phi \,.\, (1/r)o$.

β) <u>ΣΥΣΤΟΛΗ</u>

Μέσω πρόσθετης καμπυλότητας $(1/r)_s \cong \xi \,.\, \varepsilon_s/d$.

γ) <u>ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ</u> (όχι πυρκαγιά)

γ.1) Ομοιόμορφη αύξηση

Μέσω πρόσθετης καμπυλότητας $(1/r)_T \cong - \xi \,.\, T/d$.

γ.2) Διαφορική αύξηση (κάτω/πάνω)

Μέσω πρόσθετης καμπυλότητας $(1/r)_{\Delta T} \cong + \alpha_T \,.\, \Delta T/d$.

δ) Ο μειωτικός συντελεστής ξ, εκφράζει την ευνοϊκή επιρροή (άμβλυνση των επιβαλλόμενων παραμορφώσεων) του οπλισμού, και κατά ΕΚΟΣ ισούται (απλοποιητικώς) με :

$\xi \cong (1 - \frac{\rho'}{\rho}) \geq 0{,}5$.

Βεβαίως, θα μπορούσαν να υιοθετηθούν και «ακριβέστερες» εκφράσεις, διαφορετικές για ερπυσμό ή συστολή ή θερμοκρασία κ.λπ.

ε) Γενικώς, για γραμμική σχέση μεταξύ εντάσεως/φορτίσεως και αναπτυσσόμενης τάσεως στις ράβδους οπλισμού (για καμπτόμενα ή εφελκυόμενα στοιχεία), ο ΕΚΟΣ προτείνει :

$(\sigma_{sr}/\sigma_s) \cong (M_{cr}/M_{ser})$ ή (N_{cr}/N_{ser}), όπου

$M_{cr} \cong W_c \,.\, [f_{ctm} - (N_{ser}/A_c)]$, για κάμψη/απλή ή σύνθετη

$N_{cr} \cong A_c \,.\, f_{ctm}$

A_c και W_c : εμβαδόν διατομής και ροπή αντίστασης της πλέον εφελκυόμενης ίνας ως προς τον ουδέτερο άξονα για την διατομή του σκυροδέματος μόνον (χωρίς τους οπλισμούς).

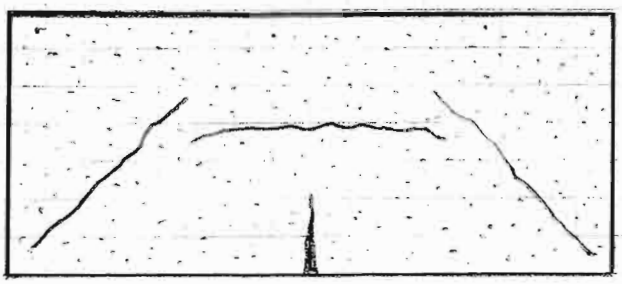
<u>Σημαντική υπενθύμιση</u> : $K_I \cong E_c \,.\, I_c$ $(>> K_{II})$

$K_{II} \cong (0{,}45 \div 0{,}75)\, E_s \,.\, A_s \,.\, d^2$

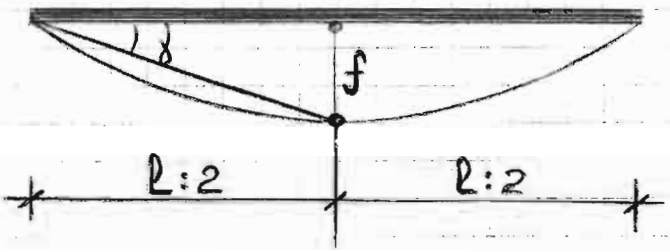
(βλ. και ΚΑΝΕΠΕ)

<u>Συστάσεις προς περιορισμόν των βελών κάμψεως</u>

- Διαμόρφωση συστημάτων που περιορίζουν τις στροφές στις εδράσεις και στηρίξεις (συνεχείς, υπερστατικοί φορείς)
- Προσαύξηση (ενδεχομένως) του συντελεστή δομητικού συστήματος (α ή 1/κ) σε περιπτώσεις μερικής πακτώσεως συνεχών στοιχείων
- Χρήση καλής και ελεγμένης ποιότητας σκυροδέματος, με μικρή δόση τσιμέντου και μικρό λόγο νερό/τσιμέντο
- Συστηματική και παρατεταμένη συντήρηση (κατά ΚΤΣ), επαρκής διατήρηση των ξυλοτύπων και σκλήρυνση πριν από την φόρτιση
- Μείωση τάσεων σκυροδέματος (και οπλισμού), περιορισμός χρόνιας συμπεριφοράς, πρόσθετος διαμήκης οπλισμός, εφελκυόμενος αλλά καί θλιβόμενος, χωρίς υπερβολές
- Περιορισμός του μήκους και της επιρροής των τμημάτων υπό ρηγμάτωση (π.χ. προένταση)
- Υπερυψώσεις ξυλοτύπων (αντι-βέλη κάμψεως, pre-camber), στην φάση κατασκευής (με πρόβλεψη στην μελέτη/στα σχέδια) :
  pr f ≤ ℓ/250 [μόνιμα φ. + ερπυσμός (+ συστολή)]



Ρηγμάτωση πλινθοπλήρωσης επί δοκού ή πλάκας



Βλ. καμπύλη σχέση τ-γ,

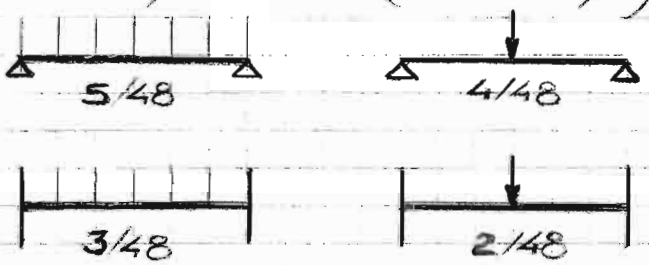
$\gamma \cong 2f : l$

$$f \cong (a \cdot k) \cdot l^2 \cdot (1/r)_{max}$$

k: ανάλογως ρ, M_{max}/M_{cr} & διατομής (□ ή ⊓)

a: ανάλογως δομ. συστήματος (δοκοί ή πλάκες)

π.χ. για δοκούς



$$(1/r)_{max} = (\varepsilon_s + \varepsilon_c)/d \cong (\sigma_s/E_s + \sigma_c/E_c)/d$$

$$\longrightarrow \quad \frac{l}{d} \cong \frac{f}{l} \cdot \frac{1}{a \cdot k} \cdot \frac{1}{(\sigma_s/E_s + \sigma_c/E_c)}$$

(όσο καλύτερα είναι τα υλικά, τόσο μεγαλύτερο ύψος d απαιτείται!)

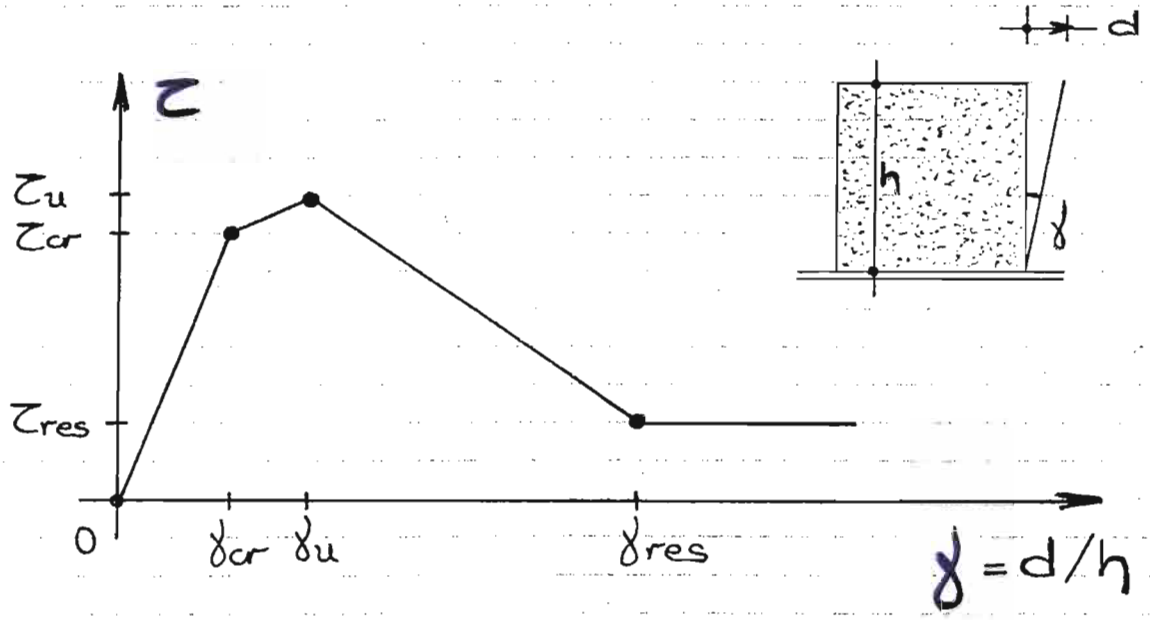
πδ. $a = 3.5/48$, $k \cong 1$ ($M_{max} >> M_{cr}$),

$\sigma_s = 300$ MPa / $E_s = 200$ GPa &

$\sigma_c = 10$ MPa / $E_c = 30$ GPa,

οπότε, για $\frac{f}{l} \leq 1/250 \longrightarrow \frac{l}{d} \leq 30$

Ανελαστικό προσομοίωμα διαχώλιας ρηγμάτωσης πλινθοληρώσεων



Γενικώς ισχύει: $\tau_u \cong (1.0 \div 1.5)\,\tau_{cr}$

$\gamma_u \cong (1.0 \div 1.5)\,\gamma_{cr}$

$\tau_{res} \cong (0.2 \div 0.4)\,\tau_{cr}$

$\gamma_{res} \cong (2.0 \div 3.0)\,\gamma_{cr}$

Επίσης: $\bar{\tau}_{cr} \cong (2/3 \div 1)\,\bar{f}_{wt,\vartheta} \cong 0.85\,\bar{f}_{wt,\vartheta}$

$\bar{\gamma}_{cr} \cong 1.5 \div 2.0\,‰ \quad (1.0 \div 4.0\,‰)$

Σημ. 1: Για $\bar{\gamma}_{cr} \cong \bar{\tau}_{cr}/\bar{G}_{cr} \cong 0.85\,\bar{f}_{wt,\vartheta} : 50\,\bar{f}_{wc,\vartheta}$

$\rightarrow \bar{\gamma}_{cr} \cong 1.75\,‰$

Σημ. 2: Για ελέγχους ρηγμάτωσης λόγω παραμόρφωσης των πλακών/δοκών ΦΣ

$\rightarrow \bar{\gamma}_{tol} \cong 1.5\,\bar{\gamma}_u \cong 2.0\,\bar{\gamma}_{cr}$

$\rightarrow \bar{\gamma}_{tol} \cong 3.50\,‰ \quad [\sim 1:(250 \div 300)]$

7.4 Deflection control

7.4.1 General considerations

(1)P The deformation of a member or structure shall not be such that it adversely affects its proper functioning or appearance.

(2) Appropriate limiting values of deflection taking into account the nature of the structure, of the finishes, partitions and fixings and upon the function of the structure should be established.

(3) Deformations should not exceed those that can be accommodated by other connected elements such as partitions, glazing, cladding, services or finishes. In some cases limitation may be required to ensure the proper functioning of machinery or apparatus supported by the structure, or to avoid ponding on flat roofs.

Note: The limiting deflections given in (4) and (5) below are derived from ISO 4356 and should generally result in satisfactory performance of buildings such as dwellings, offices, public buildings or factories. Care should be taken to ensure that the limits are appropriate for the particular structure considered and that that there are no special requirements. Further information on deflections and limiting values may be obtained from ISO 4356.

(4) The appearance and general utility of the structure could be impaired when the calculated sag of a beam, slab or cantilever subjected to quasi-permanent loads exceeds span/250. The sag is assessed relative to the supports. Pre-camber may be used to compensate for some or

all of the deflection but any upward deflection incorporated in the formwork should not generally exceed span/250.

(5) Deflections that could damage adjacent parts of the structure should be limited. For the deflection after construction, span/500 is normally an appropriate limit for quasi-permanent loads. Other limits may be considered, depending on the sensitivity of adjacent parts.

(6) The limit state of deformation may be checked by either:
- by limiting the span/depth ratio, according to 7.4.2 or
- by comparing a calculated deflection, according to 7.4.3, with a limit value.

Note: The actual deformations may differ from the estimated values, particularly if the values of applied moments are close to the cracking moment. The differences will depend on the dispersion of the material properties, on the environmental conditions, on the load history, on the restraints at the supports, ground conditions, etc.

7.4.2 Cases where calculations may be omitted

(1)P Generally, it is not necessary to calculate the deflections explicitly as simple rules, for example limits to span/depth ratio may be formulated, which will be adequate for avoiding deflection problems in normal circumstances. More rigorous checks are necessary for members which lie outside such limits, or where deflection limits other than those implicit in simplified methods are appropriate.

(2) Provided that reinforced concrete beams or slabs in buildings are dimensioned so that they comply with the limits of span to depth ratio given in this clause, their deflections may be considered as not exceeding the limits set out in 7.4.1 (4) and (5). The limiting span/depth ratio may be estimated using Expressions (7.16.a) and (7.16.b) and multiplying this by correction factors to allow for the type of reinforcement used and other variables. No allowance has been made for any pre-camber in the derivation of these Expressions.

$$\frac{l}{d} = K\left[11 + 1{,}5\sqrt{f_{ck}}\,\frac{\rho_0}{\rho} + 3{,}2\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2}\right] \quad \text{if } \rho \le \rho_0 \qquad (7.16.a)$$

$$\frac{l}{d} = K\left[11 + 1{,}5\sqrt{f_{ck}}\,\frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}}\sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}}\right] \quad \text{if } \rho > \rho_0 \qquad (7.16.b)$$

where:

l/d is the limit span/depth

K is the factor to take into account the different structural systems

ρ_0 is the reference reinforcement ratio = $\sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$

ρ is the required tension reinforcement ratio at mid-span to resist the moment due to the design loads (at support for cantilevers)

ρ' is the required compression reinforcement ratio at mid-span to resist the moment due to design loads (at support for cantilevers)

f_{ck} is in MPa units.

Expressions (7.16.a) and (7.16.b) have been derived on the assumption that the steel stress, under the appropriate design load at SLS at a cracked section at the mid-span of a beam or slab or at the support of a cantilever, is 310 MPa, (corresponding roughly to f_{yk} = 500 MPa).

Where other stress levels are used, the values obtained using Expression (7.16) should be multiplied by $310/\sigma_s$. It will normally be conservative to assume that:

$$310 / \sigma_s = 500 / (f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}) \quad (7.17)$$

where:

σ_s is the tensile steel stress at mid-span (at support for cantilevers) under the design load at SLS

$A_{s,prov}$ is the area of steel provided at this section

$A_{s,req}$ is the area of steel required at this section for ultimate limit state.

- For flanged sections where the ratio of the flange breadth to the rib breadth exceeds 3, the values of l/d given by Expression (7.16) should be multiplied by 0,8.
- For beams and slabs, other than flat slabs, with spans exceeding 7 m, which support partitions liable to be damaged by excessive deflections, the values of l/d given by Expression (7.16) should be multiplied by $7 / l_{eff}$ (l_{eff} in metres, see 5.3.2.2 (1)).
- For flat slabs where the greater span exceeds 8,5 m, and which support partitions liable to be damaged by excessive deflections, the values of l/d given by Expression (7.16) should be multiplied by $8,5 / l_{eff}$ (l_{eff} in metres).

$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$

Note: Values of K for use in a Country may be found in its National Annex. Recommended values of K are given in Table 7.4N. Values obtained using Expression (7.16) for common cases (C30, σ_s = 310 MPa, different structural systems and reinforcement ratios ρ = 0,5 % and ρ = 1,5 %) are also given.

Table 7.4N: Basic ratios of span/effective depth for reinforced concrete members without axial compression

d_{eff} = ;

Structural System	K	Concrete highly stressed ρ = 1,5%	Concrete lightly stressed ρ = 0,5%	
Simply supported beam, one- or two-way spanning simply supported slab	1,0	14	20	α=1,0(1,0)
End span of continuous beam or one-way continuous slab or two-way spanning slab continuous over one long side	1,3	18	26	0,76(0,80)
Interior span of beam or one-way or two-way spanning slab	1,5	20	30	0,67(0,60)
Slab supported on columns without beams (flat slab) (based on longer span)	1,2	17	24	
Cantilever	0,4	6	8	2,50(2,40)

Note 1: The values given have been chosen to be generally conservative and calculation may frequently show that thinner members are possible.
Note 2: For 2-way spanning slabs, the check should be carried out on the basis of the shorter span. For flat slabs the longer span should be taken.
Note 3: The limits given for flat slabs correspond to a less severe limitation than a mid-span deflection of span/250 relative to the columns. Experience has shown this to be satisfactory.

The values given by Expression (7.16) and Table 7.4N have been derived from results of a parametric study made for a series of beams or slabs simply supported with rectangular cross section, using the general

Πλάκες κυκλικές, τριγωνικές, τραπεζοειδείς ;

approach given in 7.4.3. Different values of concrete strength class and a 500 MPa characteristic yield strength were considered. For a given area of tension reinforcement the ultimate moment was calculated and the quasi-permanent load was assumed as 50% of the corresponding total design load. The span/depth limits obtained satisfy the limiting deflection given in 7.4.1(5).

7.4.3 Checking deflections by calculation

(1)P Where a calculation is deemed necessary, the deformations shall be calculated under load conditions which are appropriate to the purpose of the check.

(2)P The calculation method adopted shall represent the true behaviour of the structure under relevant actions to an accuracy appropriate to the objectives of the calculation.

(3) Members which are not expected to be loaded above the level which would cause the tensile strength of the concrete to be exceeded anywhere within the member should be considered to be uncracked. Members which are expected to crack, but may not be fully cracked, will behave in a manner intermediate between the uncracked and fully cracked conditions and, for members subjected mainly to flexure, an adequate prediction of behaviour is given by Expression (7.18):

$$\alpha = \zeta\alpha_{II} + (1 - \zeta)\alpha_{I} \qquad (7.18)$$

where

α is the deformation parameter considered which may be, for example, a strain, a curvature, or a rotation. (As a simplification, α may also be taken as a deflection - see (6) below)

α_{I}, α_{II} are the values of the parameter calculated for the uncracked and fully cracked conditions respectively

ζ is a distribution coefficient (allowing for tensioning stiffening at a section) given by Expression (7.19):

$$\zeta = 1 - \beta\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \qquad (7.19)$$

$\zeta = 0$ for uncracked sections

β is a coefficient taking account of the influence of the duration of the loading or of repeated loading on the average strain

= 1,0 for a single short-term loading

= 0,5 for sustained loads or many cycles of repeated loading

σ_s is the stress in the tension reinforcement calculated on the basis of a cracked section

σ_{sr} is the stress in the tension reinforcement calculated on the basis of a cracked section under the loading conditions causing first cracking

Note: σ_{sr}/σ_s may be replaced by M_{cr}/M for flexure or N_{cr}/N for pure tension, where M_{cr} is the cracking moment and N_{cr} is the cracking force.

βλ. ΕΚΟΣ

(4) Deformations due to loading may be assessed using the tensile strength and the effective modulus of elasticity of the concrete (see (5)).

Table 3.1 indicates the range of likely values for tensile strength. In general, the best estimate of the behaviour will be obtained if f_{ctm} is used. Where it can be shown that there are no axial tensile stresses (e.g. those caused by shrinkage or thermal effects) the flexural tensile strength, $f_{ctm,fl}$, (see 3.1.8) may be used. ορίζον

(5) For loads with a duration causing creep, the total deformation including creep may be calculated by using an effective modulus of elasticity for concrete according to Expression (7.20):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(\infty,t_0)} \tag{7.20}$$

where:

$\varphi(\infty,t_0)$ is the creep coefficient relevant for the load and time interval (see 3.1.3)

(6) Shrinkage curvatures may be assessed using Expression (7.21):

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs}\alpha_e \frac{S}{I} \tag{7.21}$$

where:

$1/r_{cs}$ is the curvature due to shrinkage

ε_{cs} is the free shrinkage strain (see 3.1.4)

S is the first moment of area of the reinforcement about the centroid of the section

I is the second moment of area of the section

α_e is the effective modular ratio

$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$

S and I should be calculated for the uncracked condition and the fully cracked condition, the final curvature being assessed by use of Expression (7.18).

(7) The most rigorous method of assessing deflections using the method given in (3) above is to compute the curvatures at frequent sections along the member and then calculate the deflection by numerical integration. In most cases it will be acceptable to compute the deflection twice, assuming the whole member to be in the uncracked and fully cracked condition in turn, and then interpolate using Expression (7.18).

Note: Where simplified methods of calculating deflections are used they should be based on the properties given in this Standard and substantiated by tests.

βλ. ΕΚΟΣ

πάνω κ κάτω όριο ρηγμάτων βέχους